

**Berücksichtigung der
Alterung von
Gebäudestrukturen aus
Stahlbeton bei
Berechnungen zur
Tragfähigkeit,
insbesondere von
Zwischenlagern**

**Berücksichtigung der
Alterung von
Gebäudestrukturen aus
Stahlbeton bei
Berechnungen zur
Tragfähigkeit,
insbesondere von
Zwischenlagern**

Abschlussbericht

Ludwig Bahr
Jens Arndt
Jürgen Sievers

Juni 2022

Anmerkung:

Das diesem Bericht zugrunde liegende Forschungsvorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, nukleare Sicherheit und Verbraucherschutz (BMUV) unter dem Förderkennzeichen RS1563 durchgeführt.

Die Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt bei der GRS.

Der Bericht gibt die Auffassung und Meinung der GRS wieder und muss nicht mit der Meinung des BMUV übereinstimmen.

Deskriptoren

AKR, Alkali-Kieselsäure-Reaktion, Alterungsmechanismen, Beton, FEM, Finite-Elemente-Methode, Kriechen, LS-DYNA, Schädigung, Schwinden

Kurzfassung

Die GRS führte im Rahmen des Forschungsvorhabens RS1563 mit Mitteln des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, nukleare Sicherheit und Verbraucherschutz (BMUV) strukturelle Untersuchungen zur Tragfähigkeit von Gebäudestrukturen aus Stahlbeton, insbesondere Zwischenlager, unter Berücksichtigung ausgewählter Alterungsmechanismen durch.

Zur strukturellen Prognoserechnung des Schwindens und Kriechens von Beton wurden Berechnungsverfahren nach Richtlinien, die den aktuellen Forschungsstand widerspiegeln, eingesetzt. Zuerst erfolgte eine Kalibrierung dieser Verfahren an Probekörpern. Sie wurden darauf in der strukturellen Analyse des VerCoRs-Modellcontainers über die Standzeit der Gebäudestruktur eingesetzt. Spannungen und Dehnungen wurden vorab mit der erprobten strukturellen Finite-Elemente-Methode (FEM) im Zeitbereich berechnet. Auf Basis der Berechnungsergebnisse können Aussagen hinsichtlich der strukturellen Veränderung und der Schädigung getroffen werden.

Modellierungsverfahren der Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR), die sich in der betrachteten Größenskala als auch der im Modell berücksichtigten chemischen und strukturellen Wirkmechanismen unterscheiden, wurden evaluiert. Ein ausgesuchtes Modellierungsverfahren wurde in Simulationsrechnungen auf Basis der Finite-Elemente-Methode anhand von Validierungsrechnungen zu kleinskaligen Probekörpern näher untersucht. Dies soll die Grundlage für weitere Untersuchungen bilden. Des Weiteren wurden Berechnungen zur Tragfähigkeit eines generischen Zwischenlagers nach STEAG-Bauweise unter Berücksichtigung einer unterstellten Schädigung durch die Alkali-Kieselsäure-Reaktion für den Lastfall Erdbeben durchgeführt. Die Simulation zeigte hier deutliche Schädigungen auf, die im Referenzfall ohne AKR-Befall nicht berechnet wurden.

Im Rahmen des internationalen Benchmarks SOCRAT wurde die seismische Belastung eines Brückenkrans, wie er in Zwischenlagern als auch in Kernkraftwerken zum Einsatz kommt, in Simulationsrechnungen auf Basis der strukturellen Finite-Elemente-Methode im Zeitbereich untersucht. Die gewonnenen Erkenntnisse können in eine erweiterte Betrachtung der Tragfähigkeit von Zwischenlagergebäuden einfließen, bei der seismisch bedingte Rückwirkungen von innenliegenden Komponenten auf das Gebäude berücksichtigt werden.

Insgesamt wurden im Forschungsvorhaben RS1563 Fortschritte bei der Entwicklung und Erprobung strukturmechanischer Analysemethoden zur Berechnung und Bewertung der Schädigung von Stahlbetonstrukturen infolge Alterung erreicht, die im Rahmen des Alterungsmanagements eingesetzt werden können.

Abstract

In the research project RS1563, which has been funded by the Federal Ministry for the Environment, Nature Conservation, Nuclear Safety and Consumer Protection (BMUV), GRS carried out structure mechanical analyses to calculate the load-bearing capacity of reinforced concrete building structures, in particular intermediate storage facilities taking into account selected ageing mechanisms.

Regarding the structure mechanical prediction of concrete shrinkage and creep, calculation methods based on guidelines that reflect the current state of research were employed. First, these methods were calibrated on laboratory specimens. They were then used in the structure mechanical analysis of the VeRCoRs containment mock-up over the service life of the building. Stresses and strains were calculated in advance with the tested structure mechanical finite element method (FEM) in the time domain. Based on the calculation results, predictions can be made about the structure mechanical behavior and the possible damage.

Modeling methods of the alkali-silica reaction (ASR) were evaluated, which differ in structural scale and the chemical and structure mechanical mechanisms considered. A selected modeling method was examined in more detail with simulations based on the finite element method using validation problems for small-scale specimens. This shall form the basis for further investigations. Furthermore, calculations of the load-bearing capacity of a generic interim storage facility of STEAG construction type were carried out, considering an assumed damage caused by ASR in case of a seismic loading scenario. The structure mechanical simulation showed clear damage, which was not calculated in the reference case without ASR degradation.

As part of the international benchmark SOCRAT, the seismic loading of a bridge crane, as it is employed in interim storage facilities as well as in nuclear power plants, was examined in simulations based on the structure mechanical finite element method in the time domain. The knowledge can be incorporated into an expanded investigation of the load-bearing capacity of interim storage facilities, where feedbacks of internal components on the building structure under seismic impact are taken into account.

Overall, the research project RS1563 advanced the development and validation of structure mechanical analysis methods for calculating and evaluating the damage to

reinforced concrete structures due to ageing, which can be used in the context of ageing management.

Inhaltsverzeichnis

	Kurzfassung.....	I
	Abstract.....	III
1	Einleitung	1
2	Zielsetzung und Arbeitsprogramm.....	3
2.1	Gesamtziel.....	3
2.2	Arbeitsprogramm	3
3	Strukturmechanische Modellierung von Schwinden und Kriechen.....	7
3.1	Wirkmechanismen des Schwindens und Kriechens	7
3.2	Modellierungsansätze	8
3.3	Berechnung der Schwinddehnung	9
3.3.1	Grundswinden.....	10
3.3.2	Trocknungsswinden	11
3.4	Berechnung der Kriechdehnung	12
3.4.1	Grundkriechen	13
3.4.2	Trocknungskriechen	14
4	Strukturmechanische Berechnung von Schwinden und Kriechen in einer Gebäudestruktur: VeRCoRs-Modellcontainment.....	17
4.1	Laborversuche zu Schwinden und Kriechen	20
4.2	Messungen zu Schwinden und Kriechen in der Gebäudestruktur	25
4.2.1	Spannkabelspannung	27
4.2.2	Umgebungsbedingungen.....	31
4.3	Strukturmechanische Finite-Elemente-Simulation der Gebäudestruktur ..	36
4.4	Vergleich von Messung und Berechnung der Schwind- und Kriechdehnungen.....	38
5	Strukturmechanische Modellierung der Alkali-Kieselsäure- Reaktion (AKR)	43

5.1	Wirkmechanismen der AKR	43
5.2	Modellierungsansätze	44
5.3	Strukturmechanische Finite-Elemente-Modellierung	46
5.3.1	AKR-Dehnung	47
5.3.2	Kinetik	48
5.3.3	Feuchte	50
5.3.4	Verzögerung	51
5.3.5	Fortschreitende Materialschädigung	51
5.4	Validierung und Erprobung	51
6	Strukturmechanische Berechnungen zu einem generischen Zwischenlager.....	55
6.1	Strukturmechanische Berechnung zu seismischen Lasten	56
6.2	Simulationsmodell des Zwischenlagers	58
6.3	Untersuchung zum Einfluss der AKR auf ein Zwischenlager unter seismischer Last.....	63
7	Brückenkran unter seismischer Last: SOCRAT-Benchmark.....	71
7.1	Brückenkran-Modell	72
7.2	Simulationsmodell des Brückenkrans	76
7.3	Eigenfrequenzanalyse des Brückenkran-Modells und einzelner Komponenten	81
7.4	Dynamische Analyse des Brückenkranmodells.....	83
8	Zusammenfassung und Ausblick	93
	Literaturverzeichnis.....	97
	Abbildungsverzeichnis.....	105
	Tabellenverzeichnis.....	109
A	Vergleich von Berechnung und Messung von Dehnungszeitverläufen im VeRCoRs-Modellcontainment.....	111
A.1	Gousset-Bereich	111

A.2	Zylinderwand-Bereich	115
A.3	Dom-Bereich.....	122
B	Detaillierte Beschreibung des Brückenkransmodells (SOCRAT-Benchmark).....	127
C	Instrumentierung des Brückenkransmodells (SOCRAT-Benchmark) 133	
C.1	Kraftsensoren-Block	134
C.2	Grundplatten der Laufbahn-Träger	136
C.3	Laufbahn-Träger 1	137
C.4	Laufbahn-Träger 2.....	139
C.5	Laufgestell des Brückenträgers.....	139
C.6	Brückenträger	140
C.7	Laufkatze	141
C.8	Rütteltisch.....	141
C.9	Wegaufnehmer	143

1 Einleitung

Eine mögliche alterungsbedingte Schädigung von Betonstrukturen in sicherheitstechnisch relevanten Bereichen von kerntechnischen Anlagen gewinnt mit zunehmendem Alter der Anlagen an Bedeutung. Am Beispiel der weltweit in Betrieb befindlichen Leistungsreaktoren, sprich Reaktoren zur Stromerzeugung, zeigt sich, dass bereits jede fünfte Anlage (81 von 408) älter als 40 Jahre ist. Abb. 1.1 zeigt hierzu eine Aufschlüsselung der aktuell weltweit in Betrieb befindlichen Anlagen nach ihrer Betriebszeit. Der Anteil der alten Anlagen wird in den nächsten Jahren aufgrund der Häufung der Errichtung in den 80er Jahren stark anwachsen. Die hohe Anzahl von bereits genehmigten oder geplanten Laufzeitverlängerungen spiegelt diesen Trend wider. In den USA erwägt die Aufsichtsbehörde US NRC, sogar Betriebszeiten von 80 Jahren zu ermöglichen (subsequent license renewal). Der zunehmende Druck auf Staaten, die Stromerzeugung zunehmend CO₂-ärmer zu gestalten, könnte dazu beitragen, dass Kernkraftwerke länger als heute geplant in Betrieb bleiben.

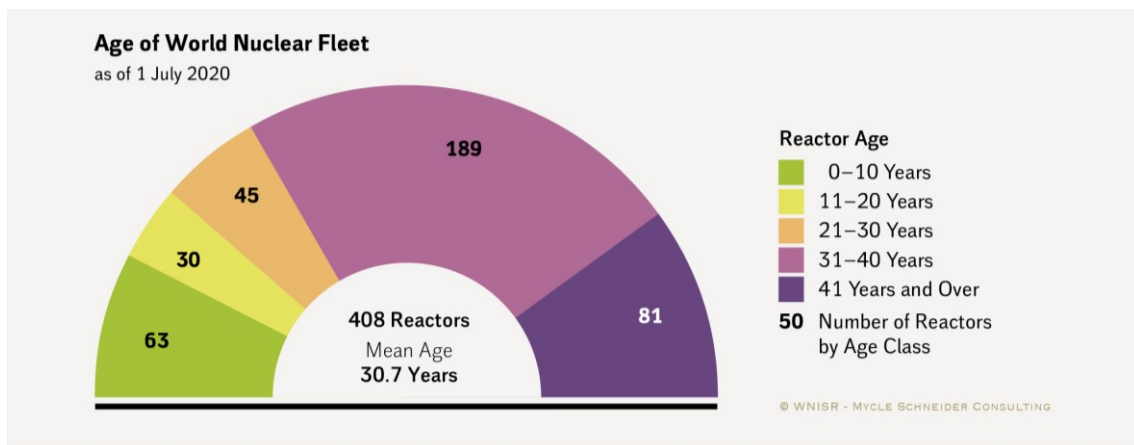


Abb. 1.1 Alter der im Jahr 2020 in Betrieb befindlichen Kernkraftwerke /SCH 20/

In Deutschland kann die Betonalterung insbesondere für Zwischenlager relevant werden, da diese aufgrund der Verzögerungen bis zur Errichtung eines Endlagers für hochradioaktive Abfälle vermutlich deutlich länger als geplant in Betrieb verbleiben. Dem Alterungsmanagement der Gebäudestrukturen kommt damit zunehmende sicherheitstechnische Bedeutung zu /ENT 15/.

In der Fachliteratur können einige Fälle von Schädigung betroffener ausländischer kerntechnischer Anlagen gefunden werden. Eine Übersicht über betonspezifische Ereignisse wird in Anhang 4 des IAEA-Berichts zum Alterungsmanagement von kerntechnischen Betonstrukturen gegeben /IAE 16/. Die fortgeschrittenen Schädigungen durch AKR am

Reaktorgebäude des Kraftwerks Gentilly-2 in Kanada führten schließlich zur Stilllegung der Anlage, nachdem entschieden wurde, keine umfangreiche Sanierung /CHE 12/ durchzuführen. Das Anschwellen und die damit verbundene Schädigung des Betongefüges am Fundament des Turbinengenerators des Kernkraftwerks Ikata 1, Japan, wird von Murazumi et al. /MUR 05/ beschrieben.

Prinzipiell wird die Tragfähigkeit und die Dauerhaftigkeit von Betontragwerken gemäß der europäischen Norm DIN EN 1992-1-1 (Eurocode 2) /DIN 11/ durch die Begrenzung von im Bauteil vorhandenen Rissbreiten bei anliegender Belastung in Abhängigkeit von der Art der Bewehrung, der Konstruktion und der Expositionsklasse sichergestellt. Tragfähigkeitsmindernde Auswirkungen können unter anderem infolge der Alterung von Stahlbeton auftreten. Vogel et al. /VOG 15/, /VOG 16/ fassen die bekannten Alterungsmechanismen und deren kombinierte Wirkung auf die Tragfähigkeit von Betonstrukturen zusammen. Die äußeren Einwirkungen können in mechanische und thermohydraulische Belastungen sowie in chemische Reaktionen eingeteilt werden. Unter mechanische Belastungen fallen beispielsweise Wechsellasten, die zu Materialermüdung führen. Unter thermohydraulischen Einwirkungen können Frost-Tauwechsel-Beanspruchungen als auch das Schwinden eingruppiert werden. Unter chemische Einwirkungen fallen insbesondere die Alkali-Kieselsäure-Reaktion, kurz AKR (engl. Alkali-Silica Reaction, kurz ASR) als auch die Karbonatisierung, der Chlorid-Angriff und der Sulfat-Angriff. Darüber hinaus sind die beispielsweise durch Schwinden oder AKR hervorgerufenen Verformungen nicht homogen über die Struktur verteilt, sondern jeweils an der Strukturoberfläche am höchsten.

2 Zielsetzung und Arbeitsprogramm

2.1 Gesamtziel

Ziel des Forschungsvorhabens war die Entwicklung und Erprobung strukturemechanischer Analysemethoden zur Berechnung und Bewertung der Schädigung von Stahlbetonstrukturen infolge Alterung. Hierbei lag der Fokus auf Gebäuden zur Zwischenlagerung hochradioaktiver Abfälle, da die Betriebszeit der Zwischenlager in Deutschland wegen der Verzögerungen bei der Errichtung eines Endlagers verlängert werden soll. Darüber hinaus ist die Alterung von Stahlbetonstrukturen auch bei älteren Reaktorgebäuden relevant, oder zukünftig bei denen, für die eine verlängerte Betriebszeit erwartet wird. Zu ausgewählten Alterungsmechanismen wurden vereinfachte Verfahren zur Prognose und Bewertung der Schädigung von Stahlbetonbauwerken erarbeitet. Weiterhin wurde die Berücksichtigung ausgewählter Alterungsmechanismen in Materialmodellen zum Betonverhalten untersucht, um in Simulationen basierend auf der erprobten strukturemechanischen Finite-Elemente-Methode (FEM) im Zeitbereich über die Standzeit der Gebäudestruktur eine Aussage hinsichtlich der strukturellen Veränderung und der Schädigung treffen zu können. Die erarbeiteten Methoden wurden an Versuchen mit kleinskaligen Versuchskörpern und Gebäudestrukturen validiert und im Rahmen von generischen Berechnungen zur Tragfähigkeit eines Zwischenlagers für den Lastfall Erdbeben erprobt.

2.2 Arbeitsprogramm

Zur Erfüllung der Zielsetzung wurde ein Arbeitsprogramm mit einer Gliederung in fünf Arbeitspakete (AP) erstellt.

Im ersten Arbeitspaket wurden die ausgewählten Alterungsmechanismen Schwinden, Kriechen und die AKR näher untersucht. In der Fachliteratur, insbesondere den Normen und Richtlinien /DIN 11/, /FIB 10/, /ACI 92/, /ACI 98/ und /ISE 92/ wurden vereinfachte Berechnungsmethoden hinsichtlich der Tragfähigkeit von Gebäudestrukturen aus Stahlbeton identifiziert, mit denen der Schädigungszustand und dessen Einfluss auf die Tragfähigkeit abgeschätzt werden kann. Bei der AKR hat die Betonzusammensetzung einen entscheidenden Einfluss; insbesondere in der Betrachtung von Zwischenlagern deutscher Bauweise muss hierfür die Alkali-Richtlinie des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) /DEU 13/ berücksichtigt werden.

Das zweite Arbeitspaket behandelte die Modellbildung ausgewählter Alterungsmechanismen zur Anwendung in der strukturellen Simulation basierend auf der FEM. In den für Beton verfügbaren Materialmodellen der erprobten strukturellen Finite-Elemente-Simulationsprogramme ANSYS Mechanical und LS-DYNA sind Schädigungsmechanismen infolge Alterung nicht implementiert. Es wurde evaluiert, auf welche geeignete Weise ausgewählte Mechanismen im Hinblick auf Implementierungsaufwand und Effizienz berücksichtigt werden können. Die Fachliteratur wurde hinsichtlich der Herangehensweise bei der FE-basierten strukturellen Simulationstechnik ausgewertet. Für ausgewählte Schädigungsmechanismen wurden Implementierungen von Modellansätzen umgesetzt.

Im Rahmen des dritten Arbeitspakets wurden die Alterungsmechanismen Schwinden und Kriechen in der Materialbeschreibung von Beton aufgenommen und in Verbindung mit der strukturellen Finite-Elemente-Simulation im Zeitbereich über eine nutzergesteuerte Aktivierung eingesetzt. Das Berechnungsverfahren wurde mit strukturellen Simulationen zu Alterungsexperimenten einer Gebäudestruktur validiert. Hierfür wurde an der zweiten Phase des VerCoRs-Projekts teilgenommen. Das Projekt umfasste einen Benchmark mit Vergleichsrechnungen internationaler Teilnehmer und wurde im Rahmen der Working Group IAGE der OECD/NEA organisiert. Gemäß Aufgabenstellung wurde das strukturelle Verhalten infolge Schädigung der Gebäudestruktur durch Schwinden und Kriechen vom Zeitpunkt der Errichtung bis zum jeweiligen Testzeitpunkt prognostiziert. Aus dem geometrischen Modell des Gebäudes wurde ein für die Aufgabenstellung angepasstes Finite-Elemente-Modell erstellt. Durch die umfangreichen strukturellen Messungen im Laufe der Großversuche wurden die strukturellen Auswirkungen der beiden angesprochenen Alterungsmechanismen identifiziert und bei der Simulation isoliert betrachtet. Im Rahmen der Teilnahme an Arbeitstreffen wurden die Simulationsansätze der GRS mit entsprechenden Ansätzen anderer internationaler Organisationen verglichen.

Das vierte Arbeitspaket hatte die Berücksichtigung der Alkali-Kieselsäure-Reaktion in der Simulation von Versuchskörpern zum Thema. In der Planung war eine Beschäftigung mit dem ASCET-Projekt (**A**ssessment of **S**tructures subject to **C**oncr**E**Te Pathologies) vorgesehen, welches von der Working Group IAGE der OECD/NEA organisiert wurde. Im ASCET-Projekt wurden mehrere baugleiche Stahlbetonwände erstellt und Schwingbelastungen ausgesetzt, wobei ein Teil der Versuchskörper zusätzlich einer Alkali-Kieselsäure-Reaktion ausgesetzt wurde. Die Versuchskörper, die nur der Schwingbelastung ausgesetzt wurden, dienten zur Bewertung der durch AKR verursachten

Schädigung als Referenz. Der dokumentierte Versuchsablauf sollte die Grundlage für die strukturellen Simulationen bilden. Die Fachliteratur wurde hinsichtlich der Validierungsmöglichkeiten weiter durchsucht und weitere Validierungsproblemstellungen wurden erarbeitet. Es wurden geometrische Modelle von den betrachteten Versuchskörpern und darauf aufbauend ein Finite-Elemente-Modell erstellt. Damit wurden Simulationen zu den Versuchen durchgeführt und die Berechnungsergebnisse mit Versuchsergebnissen verglichen.

Im fünften Arbeitspaket wurden Berechnungen zur Tragfähigkeit eines generischen Zwischenlagers unter Erdbebenbelastungen mit Berücksichtigung von Alterungsmechanismen durchgeführt. Hierfür wurde ein Analysemodell eines generischen Zwischenlagers deutscher Bauart zur strukturellen Finite-Elemente-Simulation erstellt. Bei der Modellerstellung wurde auf Arbeiten im Verbundforschungsvorhaben SimSEB (Förderkennzeichen RS1550B) zurückgegriffen. Damit wurden Berechnungen zur Tragfähigkeit des gealterten Zwischenlagermodells für den Lastfall Erdbeben durchgeführt. Es wurde ein generisches, standortunabhängiges Bodenantwortspektrum zugrunde gelegt.

Im Rahmen einer Aufstockung und Laufzeitverlängerung nahm die GRS an der internationalen Benchmark-Aktivität SOCRAT (**S**eismic Simulation of **O**verhead **C**Rane on Shaking **T**able) teil. Die Aktivität wurde von Seiten der Seismik-Untergruppe der WGIAGE (**W**orking **G**roup on Integrity and **A**GEing of Components) der OECD/NEA abgestimmt und gestartet, die Leitung übernahmen IRSN und EDF. Der Benchmark umfasst die Durchführung von strukturellen Simulationen eines Brückenkran-Modells im Maßstab 1:5, das seismischen Anregungen ausgesetzt wird.

3 Strukturmechanische Modellierung von Schwinden und Kriechen

Beton ist kein volumenbeständiger Baustoff, sondern ändert seine Form durch Umgebungseinflüsse und unter mechanischer Belastung. Unter Umgebungseinflüsse fallen Temperaturänderungen, Wasserentzug durch die Struktur umgebende Luftfeuchte und Hydratation. In der Folge kommt es zu Formänderungen, die Risse entstehen lassen können und damit die Betonstruktur irreparabel schädigen. Nach der Art der Einwirkung unterscheidet man Schwinden und Kriechen /DIN 11/. Unter Schwinden versteht man die Volumenverringerung des unbelasteten Betons durch das Austrocknen des Frischbetons zum Festbeton. Als Kriechen werden die zeitabhängigen und bleibenden Formänderungen von Festbeton unter Dauerlast bezeichnet. In realen Betonstrukturen treten stets beide Phänomene auf.

3.1 Wirkmechanismen des Schwindens und Kriechens

Die Volumenverringerung durch Schwinden lässt sich in zwei Komponenten aufspalten: das Grundschrwinden (engl. basic shrinkage) und das Trocknungsschrwinden (engl. drying shrinkage) /DIN 11/. Die Grundschrwinddehnung bildet sich bei der Betonerhärtung aus, wobei sich ein Großteil der Dehnung bereits in den ersten Tagen nach dem Betonieren ausbildet. Die Trocknungsschrwinddehnung resultiert aus der Wassermigration durch den erhärteten Beton und bildet sich langsam aus. Das Maß des Schwindens hängt von den Austrocknungsbedingungen, den Bauteilabmessungen, dem Wasserzementwert (w/z-Wert) und dem Verhältnis des Zementsteinvolumens zum Gesamtvolumen ab. Bei langsamer Austrocknung gelten für Normalbeton Schwindmaße von 200 $\mu\text{m}/\text{m}$ bis 500 $\mu\text{m}/\text{m}$.

Kriechen bezeichnet die Verformungszunahme des Betons im Laufe der Zeit unter einer konstanten Spannung. Es wird auf die Bewegung und Umlagerung von Wasser im Zementstein zurückgeführt. In realen Betonstrukturen findet man typischerweise Druckbelastungen, die zu einer Gefügeumwandlung und Volumenverminderung führen. Die Zunahme der Kriechverformungen wird mit der Zeit immer geringer. Liegt die mechanische Belastung unter 40 Prozent der mittleren Druckfestigkeit, kann ein linearer Zusammenhang von Kriechdehnung und Last angenommen werden. Zu den Einflussfaktoren des Kriechens gehören der Anteil des Zementsteinvolumens am Gesamtvolumen, der Wasserzementwert, die Luftfeuchtigkeit, die Querschnittsgeometrie des Bauteils sowie die Erhärtungsgeschwindigkeit des Zementes. Außerdem gehen der Grad der Erhärtung

des Betons beim erstmaligen Aufbringen der Last sowie die Dauer und Größe der Beanspruchung ein. Die Gesamtkriechdehnung kann in einen von Trocknung unabhängigen Anteil und einen Trocknungsanteil aufgespalten werden. Man spricht von Grundkriechen (engl. basic creep) und Trocknungskriechen (engl. drying creep).

Die Gesamtdehnung ε_c einer Betonstruktur, die zum Zeitpunkt t_0 mit einer konstanten einachsigen Spannung $\sigma_c(t_0)$ belastet wird, setzt sich zusammen aus

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) + \varepsilon_{cs}(t) + \varepsilon_{cT}(t) \quad (3.1)$$

Dabei ist

ε_c	Gesamtdehnung [$\mu\text{m}/\text{m}$]
ε_{ci}	Anfangsdehnung zum Zeitpunkt der Lastaufbringung t_0 [$\mu\text{m}/\text{m}$]
ε_{cc}	Kriechdehnung für $t > t_0$ [$\mu\text{m}/\text{m}$]
ε_{cs}	Schwinddehnung [$\mu\text{m}/\text{m}$]
ε_{cT}	Thermische Dehnung [$\mu\text{m}/\text{m}$]

Zur Berechnung der Schwind- und Kriechdehnung wurden verschiedene Modellierungsansätze zur Betrachtung unterschiedlicher Größenskalen und mit unterschiedlichem Detaillierungsgrad der berücksichtigten chemischen und physikalischen Wirkmechanismen vorgestellt.

3.2 Modellierungsansätze

Der Fokus der im Folgenden vorgestellten Arbeiten liegt auf der strukturmechanischen Simulation auf Basis der Finiten-Elemente-Methode unter Berücksichtigung des Schwindens und Kriechens. Es liegen hierfür mikromechanische und makromechanische Ansätze vor. Von Pan et al. /PAN 17/ wurde eine mikromechanische, dreidimensionale strukturmechanische Simulation auf Basis der Finite-Elemente-Methode eines quaderförmigen Ausschnitts einer Betonfahrbahnstruktur durchgeführt. In der Simulation wird das unterschiedliche Verhalten von Zement und Zuschlag sowie die Interaktion zwischen beiden berücksichtigt, wobei die beteiligten physikalischen Phänomene durch immer feiner aufgelöste Messungen transparent gemacht werden /MUE 13/.

Jefferson et al. /JEF 14/ entwickelten ein makroskopisches Materialmodell für Beton, das um die Einwirkung von Temperatur, Feuchte und Hydratation erweitert wurde und

implementierten dieses in das kommerzielle Finite-Elemente-Programm LUSAS /FEA 17/. Damit wurden das Aushärten sowie Schwund und Kriechen von untersuchten Betonbalken simuliert.

Hilaire et al. /HIL 14/ stellten ein Materialmodell für Beton vor, mit dem Hydratation, Wärmeleitung, Grundschrumpfen und Trocknungsschrumpfen, Kriechen sowie Rissbildung im Rahmen der strukturellen Finite-Elemente-Simulation berücksichtigt werden können. Das Modell wurde an ein- und zweidimensionalen Testbeispielen validiert.

Thénint et al. /THE 17/ und Bouhjiti et al. /BOU 17/ stellten erste Berechnungsansätze vor, wie Schrumpfen und Kriechen in der strukturellen Simulation auf Basis der Finite-Elemente-Methode berücksichtigt werden kann. Beide Forschergruppen arbeiten mit dem in Teilen frei verfügbaren Finite-Elemente-Programm Code_Aster /EDF 17/.

Huang et al. /HUA 15a/ untersuchten das Langzeitverhalten der vorgespannten CANDU Containment-Struktur unter dem Einfluss von Kriechen und Schrumpfen und dem damit verbundenen Verlust der Vorspannung der Spannkabel mit einem dreidimensionalen Finite-Elemente-Modell. Zum Einsatz kam das Finite-Elemente-Programm VecTor4 /VEC 17/. Die implementierten Modelle zu Kriechen und Schrumpfen sind den Beschreibungen des CEB-FIB Model Codes 1990 /CEB 93/ angelehnt.

Zu den Berechnungsverfahren, die den aktuellen Stand der Wissenschaft zur Thematik Schrumpfen und Kriechen widerspiegeln, gehört die im Folgenden vorgestellte Methodik nach fib Model Code 2010 /FIB 10/. Das Ziel des Forschungsvorhabens CEOS.fr (franz. **Comportement et Evaluation des Ouvrages Spéciaux – fissuration, retrait**; engl. Control of Cracking in Reinforced Concrete Structures) /BAR 16/ war es, die Leitlinien und Richtlinien des Eurocodes 2 /DIN 11/ und des fib Model Codes 2010 zu ergänzen und zu erweitern. Die Berechnungsformeln zu Schrumpfen und Kriechen wurden jeweils um zwei Faktoren ergänzt, die in Materialversuchen bestimmt werden müssen. Ein Faktor geht jeweils in den Absolutwert der Dehnung ein, ein zweiter Faktor passt das Zeitverhalten des Dehnungsverlaufs an.

3.3 Berechnung der Schwinddehnung

Die Schwinddehnung kann in einen Grundanteil und einen durch die Trocknung bestimmten Anteil aufgeteilt werden. Der Grundanteil beschreibt das Schrumpfen, welches auch bei einem vollständig unterbundenen Feuchteverlust auftritt. In der messtech-

nischen Bestimmung des Grundanteils wird dies durch eine Versiegelung der Oberfläche erzielt.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = \varepsilon_{cbs}(t) + \varepsilon_{cds}(t, t_s) \quad (3.2)$$

Dabei ist

ε_{cs}	Gesamtschwinddehnung [$\mu\text{m}/\text{m}$]
ε_{cbs}	Grundschilddehnung [$\mu\text{m}/\text{m}$]
ε_{cds}	Trocknungsschwinddehnung [$\mu\text{m}/\text{m}$]
t	Betonalter [Tage]
t_s	Betonalter, ab dem die Trocknung einsetzt [Tage]
$t-t_s$	Trocknungsdauer [Tage]

In den Berechnungsformeln zu Schwinden und auch zu Kriechen wird die mittlere Druckfestigkeit zur Beschreibung des Betons herangezogen, da dieser Wert in der Bemessung von Betonstrukturen am ehesten vorliegt. Das Trocknungsschwinden nimmt mit geringerem Wasserzementwert als auch geringerem Zementanteil ab, wohingegen der Grundanteil des Schwindens mit geringerem Wasserzementanteil ansteigt und mit geringerem Zementanteil abnimmt.

3.3.1 Grundschilden

Die Grundschilddehnung kann durch das Produkt aus der nominellen Schwinddehnung $\varepsilon_{cbs0}(f_{cm})$ und der Zeitfunktion $\beta_{as}(t)$ abgeschätzt werden

$$\varepsilon_{cbs}(t) = \varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) \cdot \beta_{bs}(t) \quad (3.3)$$

In die nominelle Schwinddehnung gehen die mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen f_{cm} in der Einheit MPa und der Faktor α_{bs} ein, der seinerseits von der Festigkeitsklasse des Betons abhängt.

$$\varepsilon_{cbs0}(f_{cm}) = -\alpha_{bs} \left(\frac{f_{cm}/10}{6 + f_{cm}/10} \right)^{2,5} \cdot 10^{-6} \quad (3.4)$$

Die Zeitfunktion nähert sich asymptotisch dem Wert Eins an.

$$\beta_{bs}(t) = 1 - \exp(-0,2 \sqrt{t}) \quad (3.5)$$

Im Forschungsvorhaben CEOS.fr wurde eine Anpassung der Berechnungsvorschriften mit Hilfe von zwei Faktoren ξ_{bs1} und ξ_{bs2} vorgeschlagen.

$$\beta_{bs,CEOS}(t) = \xi_{bs1} [1 - \exp(-0,2 \xi_{bs2} \sqrt{t})] \quad (3.6)$$

Der Faktor ξ_{bs1} modifiziert den Endwert des autogenen Schwindens, der Faktor ξ_{bs2} modifiziert das Zeitverhalten.

3.3.2 Trocknungsschwinden

Das Trocknungsschwinden ist in erster Linie abhängig von der die Betonstruktur umgebenden relativen Luftfeuchte RH und der Dicke der Betonstruktur.

$$\varepsilon_{cds}(t, t_s) = \varepsilon_{cds0}(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}(RH) \cdot \beta_{ds}(t - t_s) \quad (3.7)$$

In die nominelle Trocknungsdehnung gehen die beiden Faktoren α_{ds1} und α_{ds2} ein, deren Wert von der Festigkeitsklasse des Betons abhängt.

$$\varepsilon_{cds0}(f_{cm}) = [(220 + 110 \alpha_{ds1}) \cdot \exp(-\alpha_{ds2} \cdot f_{cm})] \cdot 10^{-6} \quad (3.8)$$

Der multiplikative Faktor zur Berücksichtigung der relativen Luftfeuchte berechnet sich zu

$$\beta_{RH} = \begin{cases} -1,55 \cdot \left[1 - \left(\frac{RH}{100} \right)^3 \right] & , \quad 40 \% \leq RH < 99 \% \\ 0,25 & , \quad RH \geq 99 \% \end{cases} \quad (3.9)$$

Die Zeitfunktion berechnet sich zu

$$\beta_{ds}(t - t_s) = \left(\frac{(t - t_s)}{0,035 h^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5} \quad (3.10)$$

Mit

f_{cm}	mittlere Druckfestigkeit nach 28 Tagen [MPa]
RH	relative Luftfeuchte in der Umgebung [%]
h	$= 2A_c/u$ ist die wirksame Strukturdicke, wobei A_c die Querschnittsfläche in mm^2 und u den Umfang der Struktur in Kontakt mit der Umgebung in mm angibt [mm]
$t-t_s$	Trocknungsdauer [Tage]

Die gemäß dem Forschungsprojekt CEOS.fr modifizierte Zeitfunktion berechnet sich zu

$$\beta_{ds,CEOS}(t - t_s) = \xi_{ds1} \left(\frac{(t - t_s)}{0,035 \xi_{ds2} h^2 + (t - t_s)} \right)^{0,5} \quad (3.11)$$

Analog zum Grundschrumpfen geht der Faktor ξ_{ds1} in den Endwert des Trocknungsschrumpfens ein, der Faktor ξ_{ds2} modifiziert das Zeitverhalten.

3.4 Berechnung der Kriechdehnung

Bei Belastung mit einer über der Zeit konstanten einachsigen Spannung σ_c , die zum Zeitpunkt t_0 aufgebracht wird, berechnet sich die Kriechdehnung über

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \frac{\sigma_c(t_0)}{E_{ci}} \varphi(t, t_0) \quad (3.12)$$

Die Kriechzahl φ kann in einen Basisanteil und in einen Trocknungsanteil aufgespalten werden.

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (3.13)$$

Dabei sind

σ_c	konstante, einachsige Lastspannung [MPa]
E_{ci}	Elastizitätsmodul nach 28 Tagen [MPa]
φ	Kriechzahl
φ_{bc}	Basisanteil der Kriechzahl
φ_{dc}	Trocknungsanteil der Kriechzahl
t	Betonalter [Tage]
t_0	Betonalter zum Zeitpunkt der Lastaufbringung [Tage]

Das Betonalter zum Zeitpunkt der Lastaufbringung t_0 stimmt meist nicht mit dem Betonalter, ab dem die Trocknung einsetzt, t_s überein.

3.4.1 Grundkriechen

Das Grundkriechen kann aus dem Produkt eines Faktors in Abhängigkeit der Druckfestigkeit und einer Zeitfunktion berechnet werden.

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad (3.14)$$

Ersterer ist definiert als

$$\beta_{bc}(f_{cm}) = \frac{1,8}{(f_{cm})^{0,7}} \quad (3.15)$$

Die Zeitfunktion berechnet sich zu

$$\beta_{bc}(t, t_0) = \ln \left(\left(\frac{30}{t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) \quad (3.16)$$

Dabei gibt $t_{0,adj}$ das temperaturkorrigierte Betonalter zum Zeitpunkt der Lastaufbringung an. Wenn das Aushärten des Betons nicht bei 20 °C stattgefunden hat, weicht der Wert $t_{0,adj}$ von t_0 ab.

Die gemäß dem Forschungsprojekt CEOS.fr modifizierte Zeitfunktion berechnet sich zu

$$\beta_{bc,CEOS}(t, t_0) = \xi_{bc1} \cdot \ln \left(\left(\frac{30}{\xi_{bc2} \cdot t_{0,adj}} + 0,035 \right)^2 \cdot (t - t_0) + 1 \right) \quad (3.17)$$

Hierbei passt der Faktor ξ_{bc1} die Amplitude und der Faktor ξ_{bc2} das Zeitverhalten an.

3.4.2 Trocknungskriechen

Der Trocknungsanteil der Kriechzahl berechnet sich aus dem Produkt der Faktoren

$$\varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0) \quad (3.18)$$

Der Faktor in Abhängigkeit der mittleren Druckfestigkeit berechnet sich zu

$$\beta_{dc}(f_{cm}) = \frac{412}{(f_{cm})^{1,4}} \quad (3.19)$$

Der Faktor in Abhängigkeit der relativen Luftfeuchte ist

$$\beta(RH) = \frac{1 - \frac{RH}{100}}{\sqrt[3]{0,1 \cdot \frac{h}{100}}} \quad (3.20)$$

Das Betonalter zum Zeitpunkt der Lastaufbringung wird über

$$\beta_{dc}(t_0) = \frac{1}{0,1 + t_{0,adj}^{0,2}} \quad (3.21)$$

berücksichtigt.

Die Zeitfunktion berechnet sich zu

$$\beta_{dc}(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)}$$

mit $\beta_h = 1,5 \, h + 250 \, \alpha_{f_{cm}}$
und $\alpha_{f_{cm}} = \left(\frac{35}{f_{cm}} \right)^{0,5}$
und $\gamma(t_0) = \frac{1}{2,3 + \frac{3,5}{\sqrt{t_{0,adj}}}}$ (3.22)

Die gemäß dem Forschungsprojekt CEOS.fr modifizierte Zeitfunktion berechnet sich mit den beiden Faktoren ξ_{dc1} und ξ_{dc2} zu

$$\beta_{dc,CEOS}(t, t_0) = \xi_{dc1} \cdot \left[\frac{(t - t_0)}{\xi_{dc2} \cdot \beta_h + (t - t_0)} \right]^{\gamma(t_0)} \quad (3.23)$$

Wieder werden durch die beiden Faktoren die Amplitude und der Zeitverlauf angepasst.

4 **Strukturmechanische Berechnung von Schwinden und Kriechen in einer Gebäudestruktur: VeRCoRs-Modellcontainment**

Für eine Anwendung der in Kapitel 3.3 und 3.4 vorgestellten Berechnungsmethoden ist die Kenntnis nicht nur der Materialparameter des Betons, sondern auch der Daten des Bauablaufs, wie Datum des Betonierens und der Lastaufbringung (bei Spannbeton: Spannen der Kabel) aller Betonierabschnitte sowie die Umgebungsbedingungen, wie Temperatur und Luftfeuchte, nötig. Dies stellt eine hohe Anforderung an die Güte der Dokumentation der betrachteten Gebäudestruktur, was vom VeRCoRs-Modellcontainment in vollem Umfang erfüllt wird.

Im Jahr 2014 begann die Firma EDF (**E**lectricité **D**e **F**rance) im Rahmen des Projekts VeRCoRs (**V**érification **R**éaliste du **C**onfinement des **R**éacteurs) mit dem Bau eines Modells eines Reaktorgebäudes vom Typ P4 im Maßstab 1:3 auf dem Forschungsgelände *EDF Lab Les Renardières* bei Paris, Frankreich. Dabei verfolgte EDF das Ziel, Untersuchungen zur Integrität von Containment-Strukturen speziell im Hinblick auf Laufzeitverlängerungen von Kernkraftwerken durchzuführen.



Abb. 4.1 VeRCoRs-Reaktorgebäudemodell im Maßstab 1:3 am EDF Lab Les Renardières bei Paris, Frankreich /EDF 18/

Abb. 4.1 zeigt das Reaktorgebäudemodell samt dem Nebengebäude, das die umfangreiche Messtechnik beherbergt, kurz vor Fertigstellung der Betonierarbeiten im Jahr 2015. Das Reaktorgebäude ist doppelschalig ausgeführt, mit einem inneren Containment aus vorgespanntem Stahlbeton und einem schlaff bewehrten äußeren Containment, die beide auf einem massiven Fundament aufsitzen. Abb. 4.2 zeigt einen Schnitt durch das Gebäude. Die Wandstärke der Zylinderwand beträgt nominell 0,4 m, die Wandstärke im Bereich des Doms nominell 0,3 m. Wanddickenerhöhungen inklusive erhöhter Bewehrungsdichte finden sich im Bereich der Spannkabel-Verankerungen, der Materialschleuse, des Kranaufagers und im Übergang der Zylinderwand in die Sohlplatte (Gousset-Bereich).

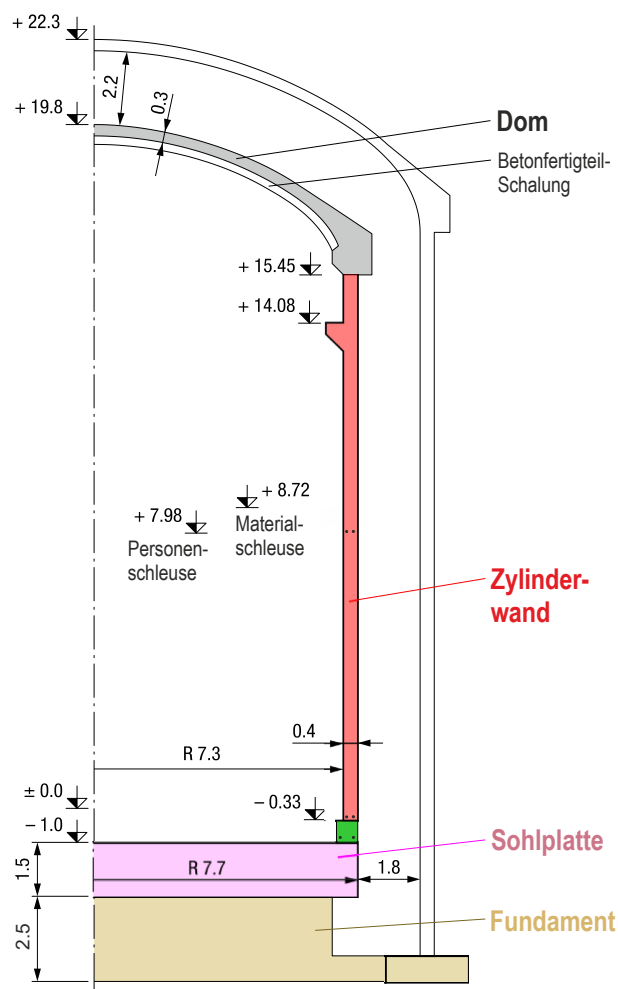


Abb. 4.2 Schnittbild des VerCoRs-Modellcontainments

Im Modell sind nur zwei Schleusen im inneren Containment berücksichtigt: die Materialschleuse mit einem Durchmesser von 2,71 m und die Personenschleuse mit einem Durchmesser von 1,21 m. Andere kleinere Durchführungen, die das Reaktorgebäude vom Typ P4 aufweist, wurden nicht nachgebildet. Wie im Original liegen an der

Zylinderwand des inneren Containments zwei Stützpfeiler zur Verankerung der horizontalen Spannkabel auf.

Beton der Klasse 34/37 MPa wurde im Bau eingesetzt. Die Materialparameter wurden sowohl vor Ort als auch an Proben im Labor bestimmt. Das innere Containment wurde ab dem Fertigstellen der Sohlplatte in 17 Betonierabschnitten aufgebaut. Das Schwinden und Kriechen muss demzufolge in den 17 Betonierabschnitten gemäß dem jeweiligen Betonalter betrachtet werden. Da Schwinden und Kriechen mit der Oberfläche der Struktur skaliert, bedeutet der Maßstab 1:3 des VeRCoRs-Modells einen um den Faktor 9 beschleunigten Zeitverlauf der Entwicklung der Schwind- und Kriechdehnungen. Dies konnte durch den Vergleich der Dehnungszeitverläufe vom VeRCoRs-Modell mit im Betrieb befindlichen Kernkraftwerken im Grundsatz bestätigt werden. Abb. 4.3 zeigt einen Vergleich VeRCoRs zum Kernkraftwerk Nogent.

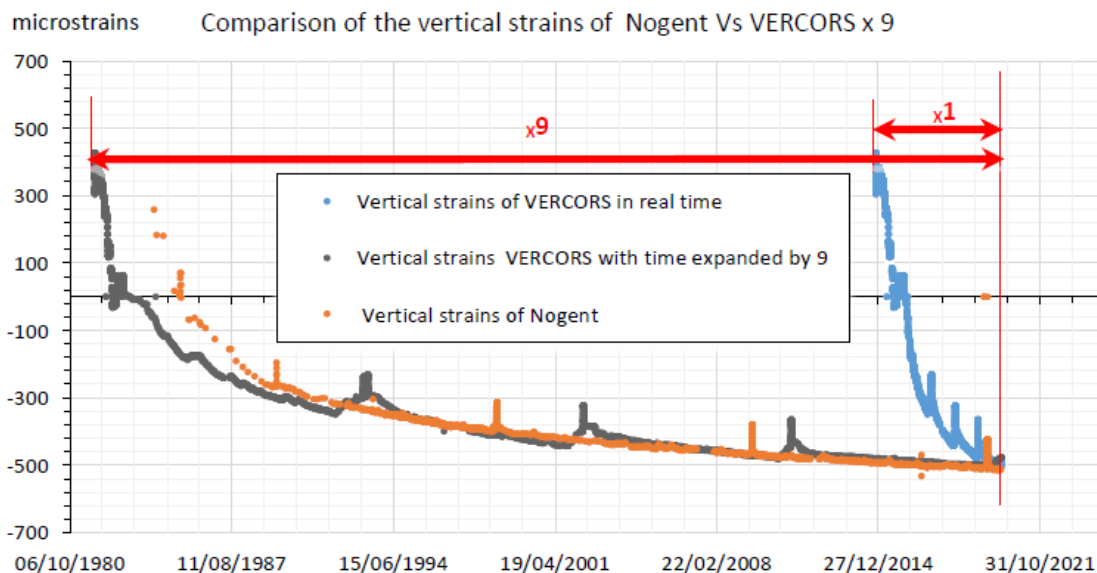


Abb. 4.3 Vergleich des Schwind- und Kriechdehnungsverlaufs im VeRCoRs-Modell-containment und im Kernkraftwerk Nogent /NIE 20/

Im Graphen wurde ausgehend vom Beobachtungstag der Dehnungsverlauf des VeRCoRs-Modells (blau) um den Faktor 9 in die Vergangenheit gedehnt (orange), um einen direkten Vergleich mit dem Dehnungsverlauf des Kernkraftwerks Nogent (grau) zu ermöglichen. Beide Verläufe (orange und grau) stimmen nach Abweichungen zu Beginn sehr gut überein. Die Abweichungen können durch die verzögerte Klimatisierung im Modell, die die Betriebsbedingungen eines Kraftwerks mit erhöhter Temperatur simulieren sollen, erklärt werden. Mit der erhöhten Temperatur werden die Schwind- und Kriechprozesse beschleunigt.

4.1 Laborversuche zu Schwinden und Kriechen

Vom Beton, der zum Bau des VeRCoRs-Modellcontainments eingesetzt wurde, wurden im November 2014 Probekörper zur Bestimmung der Schwind- und Kriechdehnungen über der Zeit angefertigt. Die Probekörper hatten eine zylindrische Form von 1,0 m Länge und einen Durchmesser von 0,16 m. In der Versuchsdurchführung wurden Probekörper in zwei unterschiedlichen Messaufbauten eingesetzt. Zur Untersuchung des Schwindens wurden die Probekörper nach Entfernung der Schalung in den Versuchsstand zur Dehnungsmessung eingebaut. Die Probekörper zur Untersuchung des Kriechens trockneten 90 Tage nach dem Betonieren unter kontrollierten Bedingungen (Temperatur $20\text{ °C} \pm 1\text{ °C}$, relative Luftfeuchte $50\% \pm 10\%$) und wurden darauf in den Kriech-Versuchsstand eingebaut und mit einer konstanten, axialen Kraft von 241 kN belastet. Auf den Querschnitt bezogen entspricht dies einer Druckspannung von 12 MPa. Im Verlauf des Kriechversuchs nimmt die zu Versuchsbeginn im Messaufbau fest eingestellte Kraft ab. Sobald die wirksame Kraft auf 216 kN abgesunken ist, wird diese auf den Anfangswert von 241 kN zurückgesetzt.

Um den Basisanteil von Schwinden und Kriechen bestimmen zu können, wurden Probekörper nach dem Entformen mit einer dichten Folie versiegelt, so dass kein Feuchtaustausch mit der Umgebung stattfinden konnte. Der Wasserverlust der Probekörper wurde durch Wägung identisch gefertigter Probekörper über der Zeit überwacht und sichergestellt.

Abb. 4.4 zeigt einen Überblick der eingesetzten Messaufbauten zur Bestimmung des Basis- und des Trocknungsanteils der Schwind- und Kriechdehnungen. Eingesetzt werden Waagen, die das Gewicht der Probekörper über der Zeit aufzeichnen, ein Messaufbau zur Messung der Schwinddehnung und ein Messaufbau zur Messung der Kriechdehnung (im Bild von links nach rechts). Zur Unterscheidung des Trocknungs- und Nicht-Trocknungsanteils der Dehnungen werden Versuche auf allen Aufbauten mit versiegelten (in der Abbildung dunkelgrau) und nicht versiegelten Probekörpern (in der Abbildung hellgrau) durchgeführt.

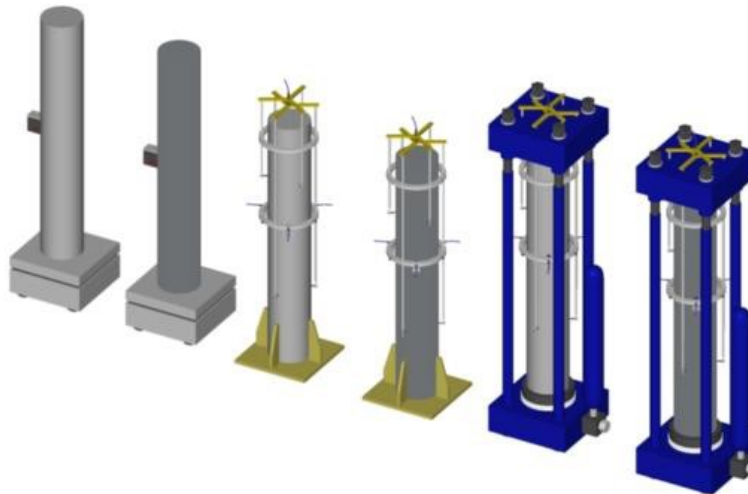


Abb. 4.4 Prinzipdarstellung der Messaufbauten zur Messung der Schwind- und Kriechdehnungen (Foto von EDF bereitgestellt)

Abb. 4.5 zeigt Aufnahmen der realisierten Aufbauten zur Messung der Schwind- und Kriechdehnung im EDF Forschungs- und Entwicklungszentrum Les Renardières. An der Seite der Beton-Probekörper sind die Messaufnehmer zur Dehnungsmessung erkennbar.



Abb. 4.5 Bilder der Messaufbauten des Schwindversuchs (links) und des Kriechversuchs (rechts) (Foto von EDF bereitgestellt)

Im Folgenden werden für die Grundschrinddehnung, den Trocknungsanteil der Schrinddehnung, die Grundschrinddehnung und den Trocknungsanteil der Kriechdehnung Messungen und Berechnungen gemäß fib Model Code 2010 /FIB 10/ und den im Rahmen des Forschungsprojekts CEOS.fr /BAR 16/ empfohlenen Anpassungen der Berechnungsformeln vorgestellt. Die Darstellung der Dehnungsverläufe erfolgt mit positivem Vorzeichen, obwohl alle Dehnungsanteile im Druckbereich vorliegen und in üblicher Vorzeichenkonvention ein negatives Vorzeichen tragen müssten.

Abb. 4.6 zeigt die gemessene autogene Schrinddehnung und die nach dem fib Model Code 2010 und nach den im Projekt CEOS.fr vorgeschlagenen Berechnungsformeln berechneten Grundschrinddehnungen. Für Letztere wurden aus einem Fit an die Messdaten die Faktoren $\xi_{bs1} = 160$ und $\xi_{bs2} = 0,0024$ bestimmt. Die nach fib Model Code 2010 berechneten autogenen Schrinddehnungen unterschätzen deutlich den gemessenen Verlauf.

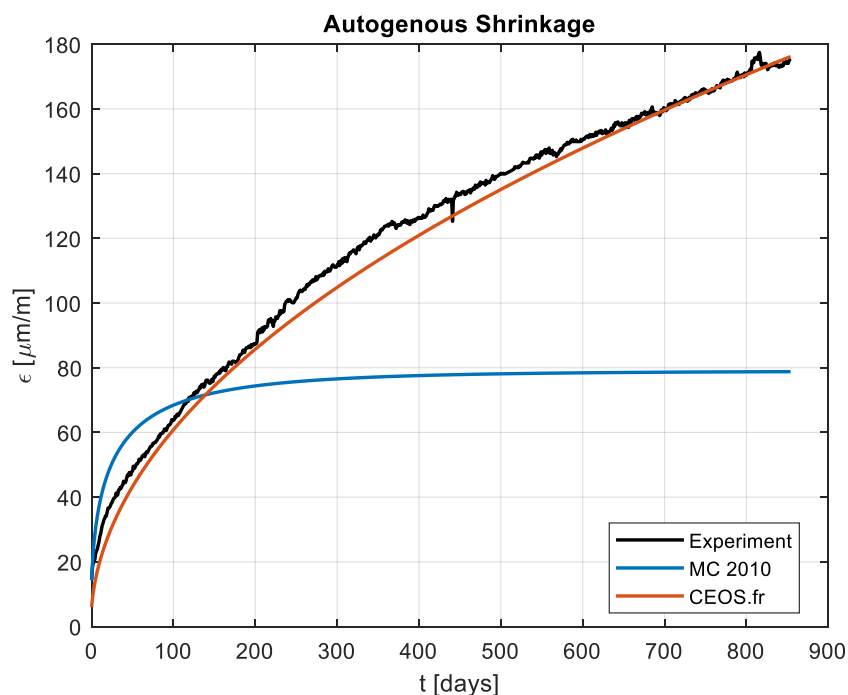


Abb. 4.6 Gemessene autogene Schrinddehnung sowie der nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechnete Dehnungsverlauf

Der Trocknungsanteil der Schrinddehnung kann im Versuch nicht direkt gemessen werden, da an einem Probekörper, der trockenungsbedingt schrindet, auch Grundschrinden auftritt. Von der gemessenen Gesamtdehnung wird zur Bestimmung des Trocknungsanteils der Schrinddehnung die nach CEOS.fr berechnete Grundschrinddehnung

abgezogen. Abb. 4.7 zeigt die aus der Messung bestimmte Trocknungsschwinddehnung und die nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechneten Werte. Die Anpassung der Faktoren ergab $\xi_{ds1} = 0,8$ und $\xi_{ds2} = 0,4$.

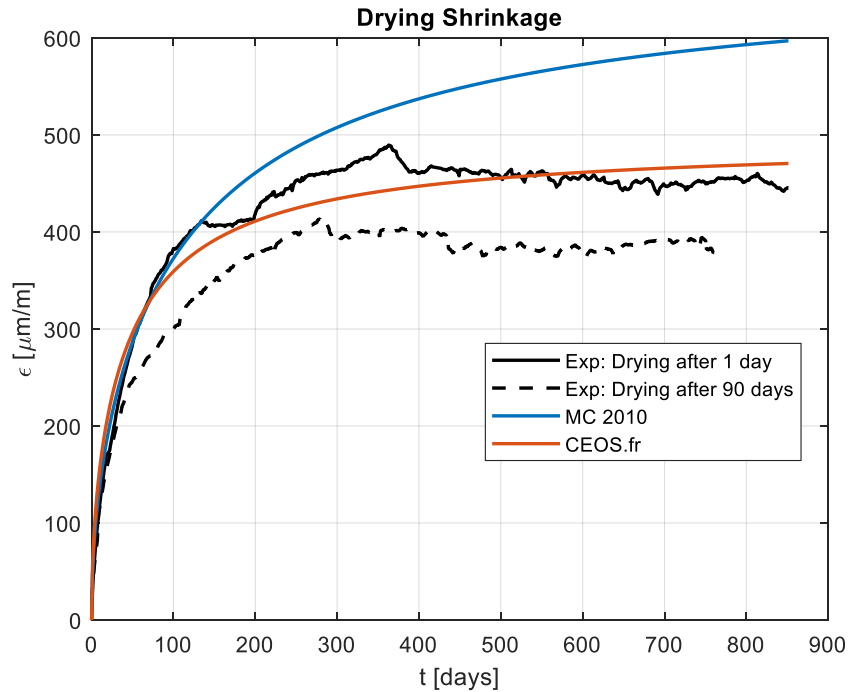


Abb. 4.7 Gemessene Trocknungsdehnung sowie der nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechnete Dehnungsverlauf

Zur Bestimmung der Basiskriechdehnung werden von der im Versuch gemessenen Gesamtdehnung die nach CEOS.fr berechnete autogene Schwinddehnung und die Anfangsdehnung zum Zeitpunkt der Lastaufbringung abgezogen. In Abb. 4.8 werden die so bestimmte Grundkriechdehnung und die nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechneten Werte dargestellt. Die Faktoren zu der Berechnungsformel nach CEOS.fr wurden zu $\xi_{bc1} = 2,2$ und $\xi_{bc2} = 1,6$ berechnet.

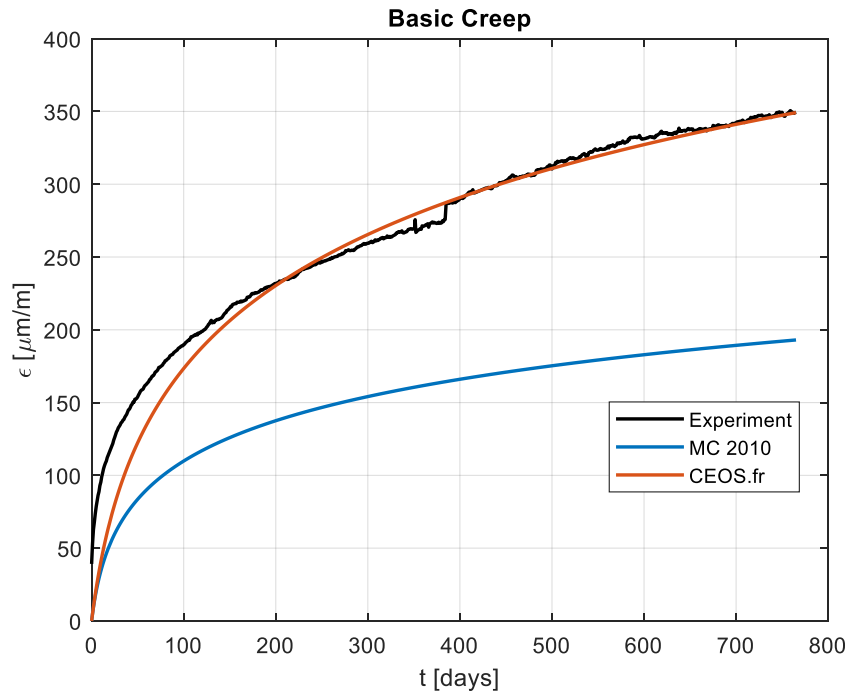


Abb. 4.8 Gemessene Basiskriechdehnung sowie der nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechnete Dehnungsverlauf

Um den Trocknungsanteil des Kriechens aus der im Versuch gemessenen Gesamtdehnung zu bestimmen, werden die nach CEOS.fr berechnete Schwinddehnung und die Basiskriechdehnung als auch die Anfangsdehnung bei Lastaufbringung abgezogen. Abb. 4.9 zeigt den so bestimmten Trocknungsanteil des Kriechens und die nach Model Code 2010 und CEOS.fr berechneten Verläufe. Hier wurden die Faktoren zu $\xi_{dc1} = 1,2$ und $\xi_{dc2} = 1,5$ gefittet.

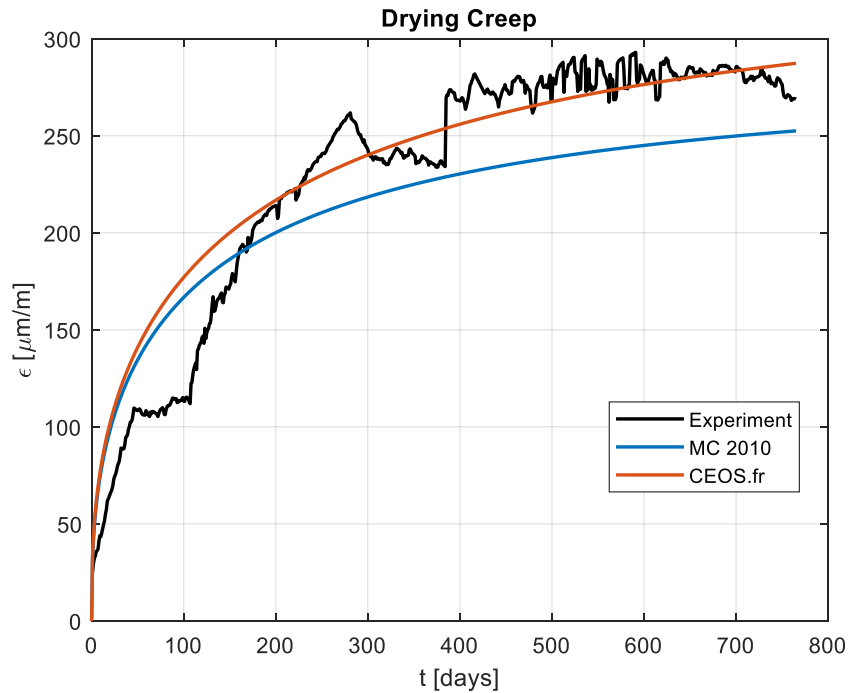


Abb. 4.9 Gemessene Trocknungskriechdehnung sowie der nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechnete Dehnungsverlauf

4.2 Messungen zu Schwinden und Kriechen in der Gebäudestruktur

In der Bauphase des Gebäudemodells wurden in der Betonstruktur des inneren Containers an verschiedenen Positionen Dehnungsmessstreifen mit einbetoniert, um die lokale Dehnung des Betons über die Standzeit des Gebäudes zu messen. Tab. 4.1 gibt einen Überblick über deren Lage. An jeder Position wurden jeweils zwei Dehnungsmessstreifen in einem rechten Winkel zueinander angeordnet. Zusätzlich zeichnet ein Thermometer die lokale Temperatur in der Struktur auf.

Tab. 4.1 Lage (Radius, Höhe, Winkel) und Orientierung der Dehnungsmessstreifen im inneren Containment

Die Sensoren F1 Vertikal und H2 Horizontal lieferten keine Messwerte.

Der Innenradius der Zylinderwand beträgt 7,3 m, der Außenradius 7,7 m.

Umrechnung der Winkelangabe: 1 gon = 0,9°

Bereich	Sensor	Radius [m]	Höhe [m]	Winkel [gon]	Orientierung
Gousset	F1	7,24	-0,88	172,0	horizontal, vertikal (defekt)
	F2	7,58	-0,90	172,3	horizontal, vertikal
	G1	7,40	-0,25	172,2	horizontal, vertikal
	G2	7,61	-0,25	172,3	horizontal, vertikal
Zylinderwand (mittlere Höhe)	P1	7,65	+8,01	389,3	horizontal, vertikal
	P2	7,31	+8,01	387,8	horizontal, vertikal
	H1	7,58	+8,43	172,0	horizontal, vertikal
	H2	7,42	+8,43	172,0	horizontal (defekt), vertikal
	H5	7,65	+8,00	369,0	horizontal, vertikal
	H6	7,40	+7,99	367,7	horizontal, vertikal
Dom	I1	0	+19,75	-	94 gon, 194 gon
	I2	0	+19,60	-	94 gon, 194 gon
	J1	5,93	+17,80	344	horizontal, meridional
	J2	6,00	+17,73	344	horizontal, meridional

Zur Berechnung der Schwinddehnung ist das lokale Betonalter die maßgebliche Größe. Als Beginn der Trocknung wird das Entfernen der Schalung angenommen. In Tab. 4.2 sind die im inneren Containment verbauten Dehnungsmessstreifen den jeweiligen Betonierabschnitten mit den jeweiligen Daten der Bauphase zugeordnet. Nach dem Betonieren härtete der Beton über vier Wochen aus, bevor die Schalung des jeweiligen Abschnitts entfernt wurde.

Tab. 4.2 Zuordnung der Sensoren zu den Betonierabschnitten, in denen sie liegen, und Daten des Betonierens und des Entferns der Schalung

Im letzten Betonierabschnitt (Levée 17) wurde der Dom betoniert. An der Unterseite des Doms befindet sich eine Beton-Fertigteilschalung, die nach dem Betonieren verblieb.

Sensor	Betonier-Abschnitt	Betonieren	Aushärten	Schalung entfernen
F1, F2, G1, G2	Levée 1	27.08.2014	29.08. – 01.09.	01.09.2014
P1, P2, H5, H6	Levée 8	17.11.2014	17.11. – 18.11.	19.11.2014
H1, H2	Levée 9	25.11.2014	25.11. – 26.11.	28.11.2014
I1, I2, J1, J2	Levée 17	28.04.2015	28.04. – 04.05.	

4.2.1 Spannkabelspannung

Das Kriechen einer Betonstruktur setzt mit der Lastaufbringung ein. In Stahlbeton- und Betonstrukturen genügt hierfür die Belastung durch das Eigengewicht. In Spannbetonstrukturen gibt das Spannen der Spannkabel die maßgebliche Belastung an. In Tab. 4.3 sind die den Sensoren am nächsten gelegenen horizontalen und vertikalen Spannkabel zusammengestellt.

Tab. 4.3 Nächstgelegene Spannkabel zu den Sensoren und Datum, an dem das jeweilige Spannkabel gespannt wurde

Die Sensoren I1 und I2 liegen jeweils mittig zwischen den Spannkabeln G79 und G159 (in Richtung 194 gon) beziehungsweise zwischen den Spannkabeln D5 und D6 (in Richtung 94 gon).

Sensor	Nächstgelegenes horizontales Spannkabel	Datum des Spannens	Nächstgelegenes vertikales Spannkabel	Datum des Spannens
F1	H1	04.06.2015	G69	16.07.2015
F2	H2	06.05.2015	G69	16.07.2015
G1	H5	04.06.2015	G69	16.07.2015
G2	H6	01.06.2015	G69	16.07.2015
P1	H68	25.06.2015	V156	28.05.2015
P2	H67	30.06.2015	V156	28.05.2015
H1	H68	25.06.2015	G69	16.07.2015
H2	H67	30.06.2015	G69	16.07.2015
H5	H68	25.06.2015	V148	21.07.2015
H6	H67	30.06.2015	V148	21.07.2015
I1	G79, G159	11.08.2015	D5, D6	12.08.2015
I2	G79, G159	11.08.2015	D5, D6	12.08.2015
J1	G94	05.08.2015	G22	05.08.2015
J2	G94	05.08.2015	G22	05.08.2015

Alle Spannkabel wurden an beiden Enden mit einer Nennspannung von $\sigma_{p0} = 1488 \text{ MPa}$ gespannt. Die lokal durch die Spannglieder in die Struktur eingebrachte Spannkraft geht zum einen während des Spannens durch Reibungsverluste entlang der Spannkabelführung und zum anderen durch Relaxationsverluste des Spannstahls über der Zeit zurück. Nach Eurocode 2 /DIN 11/ berechnet sich die durch Reibungsverluste reduzierte lokale Spannkabelspannung zu

$$\sigma_p(x) = \sigma_{p0} \cdot e^{-\mu(\alpha+kx)} \quad (4.1)$$

Dabei ist

- σ_p Spannung im Abstand x vom Spannende des Spanngliedes [MPa]
- σ_{p0} Spannung am Spannende während des Spannvorgangs [MPa]
- μ Reibungsbeiwert zwischen Spannglied und Hüllrohr [1/rad]

- α Summe der planmäßigen, horizontalen und vertikalen Umlenkwinkel über die Länge x (unabhängig von Richtung und Vorzeichen) [rad]
- k ungewollte Umlenkwinkel (je Längeneinheit); abhängig von der Art des Spanngliedes [rad/m]
- x Länge entlang des Spanngliedes von der Stelle an, an der die Vorspannkraft maximal ist (die Kraft am Spannende) [m]

Der fib Model Code 2010 /FIB 10/ gibt hierfür eine identische Definition an. Darüber hinaus wird eine Taumelreibungszahl (engl. wobble friction coefficient) $\phi = \mu k$ mit der Einheit [1/m] definiert. Tab. 4.4 gibt die von EDF angegebenen Werte der Reibungszahlen der vier verschiedenen Bauformen von Spanngliedern im VerCoRs-Modellcontainment wieder.

Tab. 4.4 Spezifische Reibungszahlen der vertikalen, horizontalen, Gamma- und Domspannkabel

Spannglieder	Reibungszahl μ [1/rad]	Taumelreibungszahl $\phi = \mu k$ [1/m]
Vertikal	0,16	0,0008
Horizontal	0,17	0,0015
Gamma		
- vertikaler Verlauf	0,16	0,0008
- Verlauf im Dom	0,16	0,0015
Dom	0,16	0,0015

Nach Eurocode 2 /DIN 11/ kann der Relaxationsverlust der Spanngliedspannung für Drähte oder Litzen mit niedriger Relaxation (Klasse 2) wie folgt abgeschätzt werden.

$$\frac{\Delta\sigma_p(t)}{\sigma_{p0}} = 0,66 \rho_{1000} e^{9,1\mu} 10^{-5} \left(\frac{t}{1000} \right)^{0,75(1-\mu)} \quad (4.2)$$

Hier gibt $\mu = \sigma_{p0}/f_{pk}$ das Verhältnis der Spannung am Ende des Spannglieds σ_{p0} zur Zugfestigkeit des Spannstahls f_{pk} an. Mit ρ_{1000} wird der Wert des Relaxationsverlustes in Prozent 1000 Stunden nach dem Vorspannen bei einer Durchschnittstemperatur von 20 °C bezeichnet. EDF gibt für die im VerCoRs-Modellcontainment verbauten Spannglieder einen maximalen Relaxationsverlust von 2,5 % an.

Der fib Model Code 2010 gibt einen Ansatz für den prozentualen Relaxationsverlust p als Funktion der Zeit t an.

$$\rho(t) = \rho_{1000} \left(\frac{t}{1000} \right)^k \quad (4.3)$$

Der Einfluss der Temperatur auf die Relaxation kann mit dem multiplikativen Faktor $AT(T) = T/20 \text{ }^{\circ}\text{C}$ berücksichtigt werden. Die Werte von ρ_{1000} und k können über einen Fit an Messwerten bestimmt werden.

Abb. 4.10 zeigt die nach fib Model Code 2010 und Eurocode 2 berechneten Relaxationsverluste für Spannglieder im VeRCoRs-Modellcontainment. Während der Verlauf nach Eurocode 2 gemäß der Berechnungsvorschrift bestimmt wurde, wurden die beiden Verläufe nach Model Code 2010 Experimentaldaten /TOR 18/ angepasst.

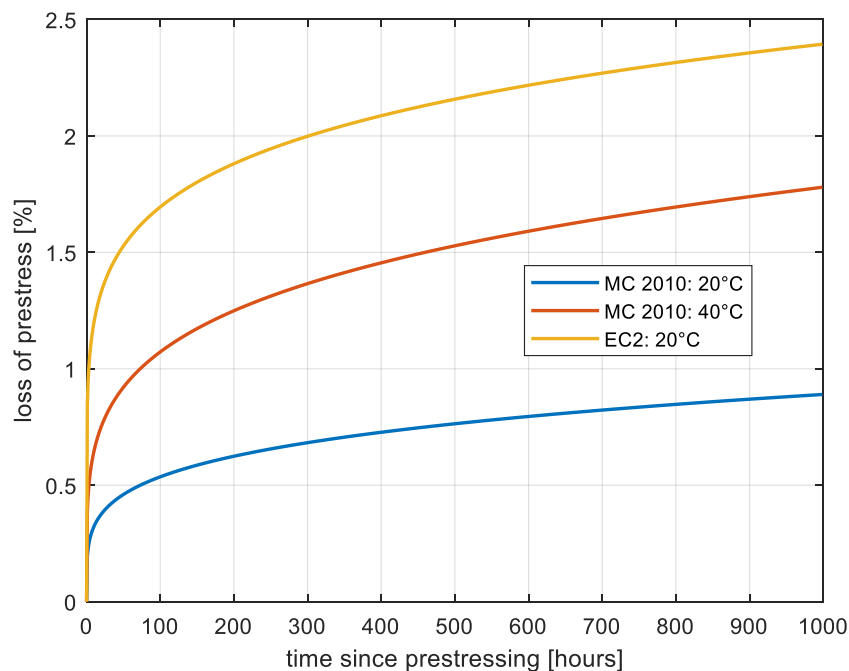


Abb. 4.10 Relaxationsverluste nach fib Model Code 2010 (MC2010) und Eurocode 2 (EC2)

Als Referenz für die im Folgenden dargestellten Zeitverläufe wird der 6.5.2015 gewählt; an diesem Tag begann das sukzessive Spannen aller 295 Spannkabel. Die Zeitachse der Graphen gibt also an, wieviel Tage seit dem 6.5.2015 vergangen sind.

4.2.2 Umgebungsbedingungen

Abb. 4.11 zeigt die an verschiedenen Orten im Containment gemessene relative Luftfeuchte. Nach ungefähr 300 Tagen ist ein merklicher Rückgang der relativen Luftfeuchte zu beobachten. Grund hierfür ist die Inbetriebnahme der Klimaanlage des inneren Containments, die das Ziel hat, Temperatur- und Luftfeuchtebedingungen eines realen Kraftwerksbetriebs zu simulieren. Am 12.11.2015 (190 Tage nach dem 6.5.2015) wurde der Dom des äußeren Containments aufgesetzt und damit der Zwischenraum zwischen äußerem und innerem Containment geschlossen. Erst am 9.3.2016 (308 Tage nach dem 6.5.2015) wurde die Klimaanlage in Gang gesetzt. Regelwert für den Zwischenraum ist eine Temperatur von 20 °C und eine relative Luftfeuchte von 55 %. Im inneren Containment wird auf 35 °C in mittlerer Höhe, 30 °C an der Bodenplatte und 30 % relativer Luftfeuchte in mittlerer Höhe bzw. 40 % relativer Luftfeuchte an der Bodenplatte geregelt.

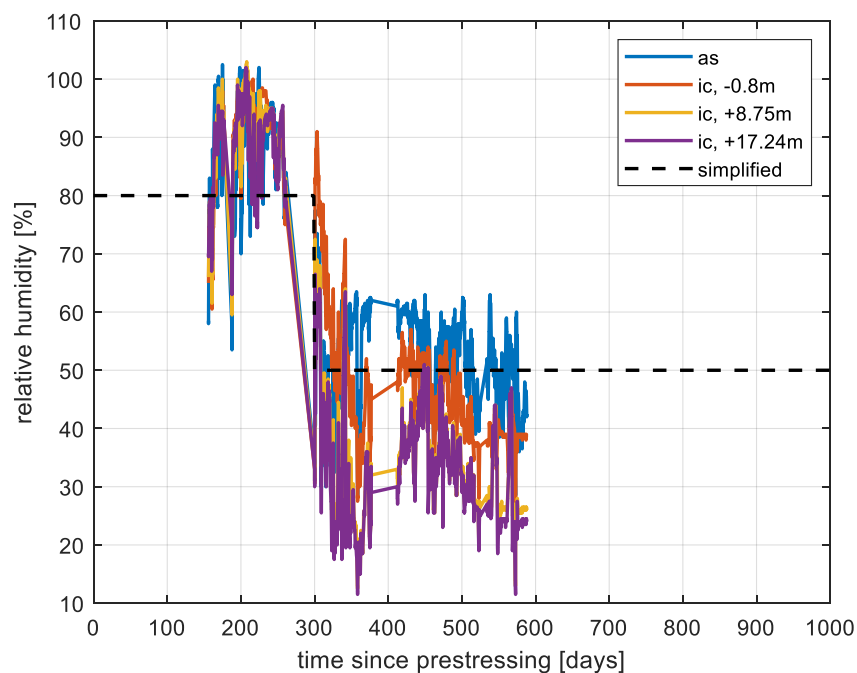


Abb. 4.11 Relative Luftfeuchte an verschiedenen Orten nahe dem Gebäude und der vereinfachte Verlauf, der in den Berechnungen verwendet wurde

as: annular space (Zwischenraum zwischen äußerem und innerem Containment, Messung in Höhe +7,85 m)

ic: inner containment (Messung im Inneren des inneren Containments in verschiedenen Höhen)

Vereinfachend wird für die ersten 300 Tage eine relative Luftfeuchte von 80 % und darauf ein sprunghafter Rückgang auf 50 % angenommen.

Der Model Code 2010 gibt Korrekturfaktoren an, wenn die Umgebungsbedingungen von den Standardwerten der Temperatur von 20 °C und relativen Luftfeuchte von 50 % abweichen. Sich während des Beobachtungszeitraums ändernde Umweltbedingungen können nach dem Regelwerk nicht berücksichtigt werden.

Torrenti und Aili /TOR 18/ schlagen eine stückweise Berechnung des Trocknungsanteils der Schwinddehnung vor. Abb. 4.12 verdeutlicht den Berechnungsansatz, bei dem angenommen wird, dass zum Zeitpunkt t_h die relative Luftfeuchte sprunghaft von 80 % auf 50 % zurückgeht.

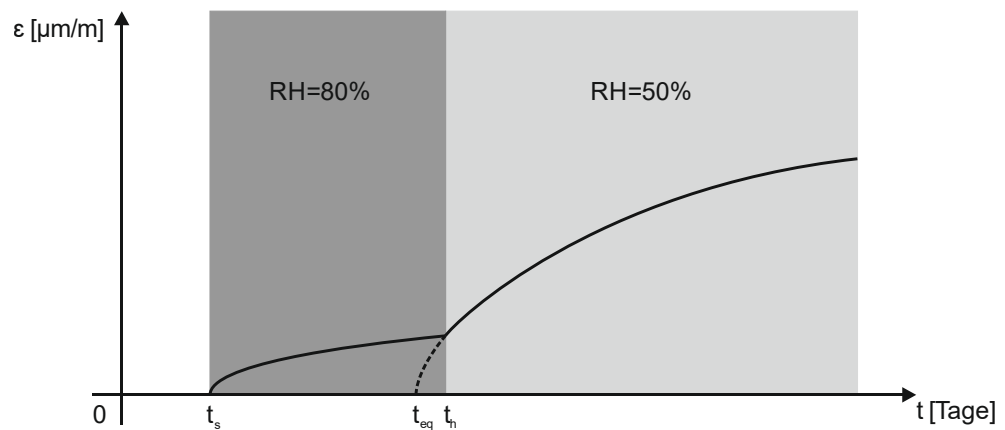


Abb. 4.12 Trocknungsanteil der Schwinddehnung bei einer sprunghaften Änderung der relativen Luftfeuchte

Der Trocknungsanteil der Schwinddehnung kann durch eine Fallunterscheidung nach der Zeit über den gesamten Beobachtungszeitraum berechnet werden.

$$\varepsilon_{ds}(t) = \begin{cases} \varepsilon_{ds}(t - t_s, RH = 80\%), & t \leq t_h \\ \varepsilon_{ds}(t - t_{eq}, RH = 50\%), & t > t_h \end{cases} \quad (4.4)$$

Die Gleichung der Identitätsbedingung der Schwinddehnungen für beide Feuchtwerte zum Zeitpunkt t_h kann nach dem zunächst unbekannten Zeitpunkt t_{eq} aufgelöst werden.

$$\varepsilon_{ds}(t_h - t_s, RH = 80\%) = \varepsilon_{ds}(t_h - t_{eq}, RH = 50\%) \quad (4.5)$$

Abb. 4.13 zeigt eine Anwendung der Beziehungen für eine Prognose des Trocknungsschwindens im VeRCoRs-Modellcontainment. Alle Parameter inklusive der Temperatur wurden konstant gehalten, nur die relative Luftfeuchte wurde variiert. Die strich-

punktierten Verläufe wurden für eine konstante relative Luftfeuchte von 50 % berechnet, die gepunkteten Verläufe für eine konstante relative Luftfeuchte von 80 %. Den durchgezogenen Verläufen des Trocknungsschwindens liegt ein Verlauf der relativen Luftfeuchte zugrunde, der zunächst bei 80 % liegt und nach 300 Tagen sprunghaft auf 50 % abfällt und dort verharrt. Da die Berechnungsvorschrift nach Model Code 2010 keine Eingabe eines Verlaufs der relativen Luftfeuchte zulässt, wurde in der Berechnung die über den Beobachtungszeitraum gemittelte relative Luftfeuchte eingesetzt. Mit CEOS.fr wird hier die Berechnung nach den Gleichungen (4.4) und (4.5) bezeichnet.

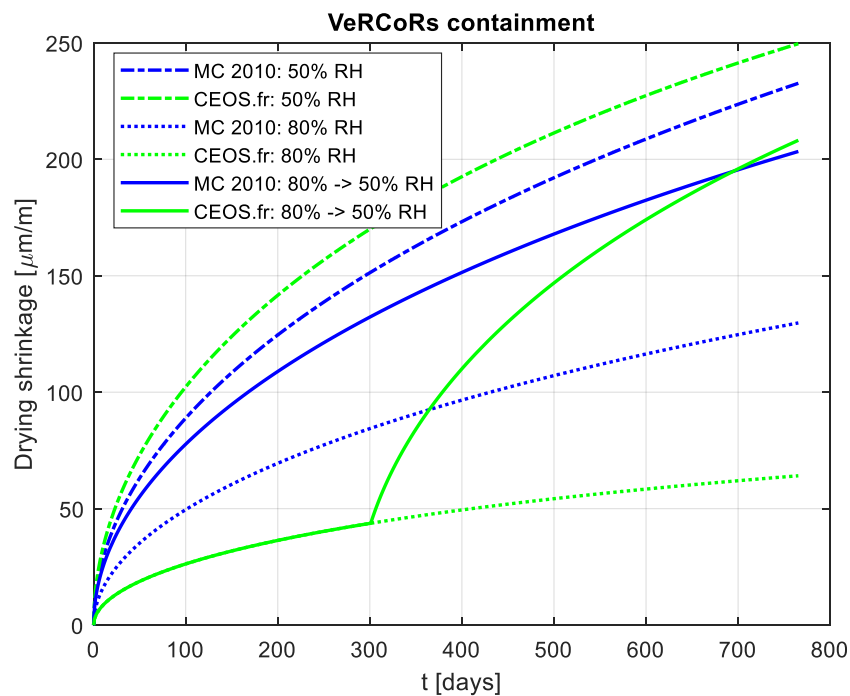


Abb. 4.13 Prognoserechnung des Trocknungsanteils der Schwinddehnung für das VeRCoRs-Containment für 50 % und 80 % relativer Luftfeuchte und für eine sprunghafte Änderung der relativen Luftfeuchte von 80 % auf 50 %

Zur Berechnung der thermischen Dehnung wurden vereinfachte Temperaturverläufe herangezogen. Da die Temperatur im Dom deutlich von der Temperatur im Bodenbereich abweicht, wurden drei Verläufe für den Gousset-Bereich, der Mitte der Zylinderwand und den Dombereich erstellt. Abb. 4.14 zeigt die an der Position der Dehnungsmessstreifen im Gousset-Bereich aufgezeichneten Temperaturen und den vereinfachten Temperaturverlauf (gestrichelt).

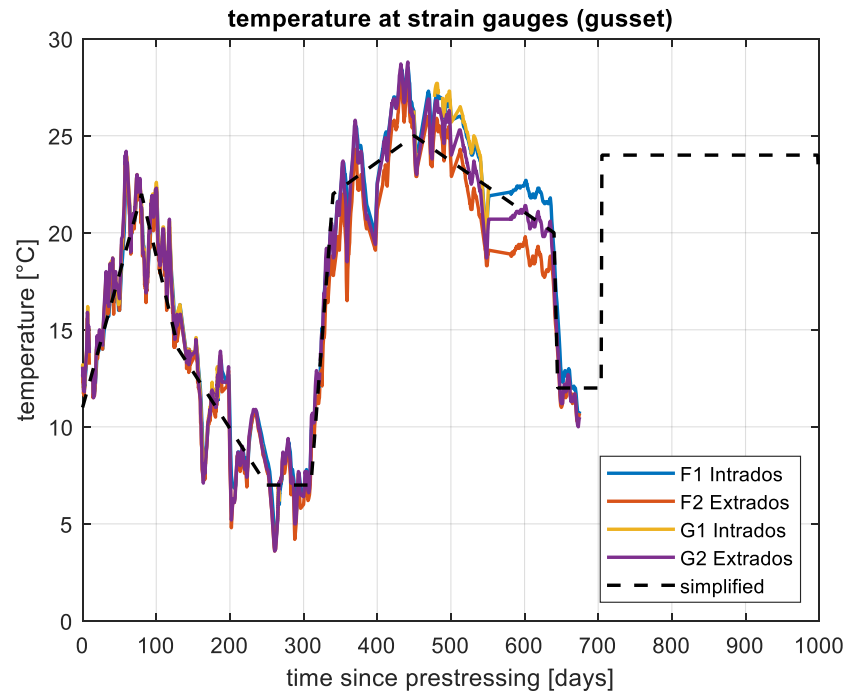


Abb. 4.14 Gemessener Temperaturverlauf an den Sensoren F1, F2, G1 und G2 (im Bereich des Gousset) und der vereinfachte Verlauf, der in den Berechnungen verwendet wurde

Der Beobachtungszeitraum der Temperaturverläufe beginnt mit dem ersten Spannen eines Spannkabels am 6.5.2015. Das innere Containment steht noch frei; die mittlere Tagestemperatur steigt bis Ende Juli an, um darauf saisonal bedingt wieder zurückzugehen. Der Bau des äußeren Containments mit dem Aufsetzen des Doms am 12.11.2015 (190 Tage nach dem 6.5.2015) tritt im Temperatursignal nicht hervor. Erst die Inbetriebnahme der Klimatisierung am 9.3.2016 (308 Tage nach dem 6.5.2015) ist deutlich ersichtlich. Nachdem der Zwischenraum am 3.8.2016 (455 Tage nach dem 6.5.2015) komplett verschlossen wurde, beobachtet man eine Auseinanderbewegung der Sensorsignale, die an der Innen- und der Außenoberfläche der Wand des Containments liegen.

Abb. 4.15 stellt die Temperatur an den Sensoren auf mittlerer Höhe der Zylinderwand und den vereinfachten Temperaturverlauf (gestrichelt) dar.

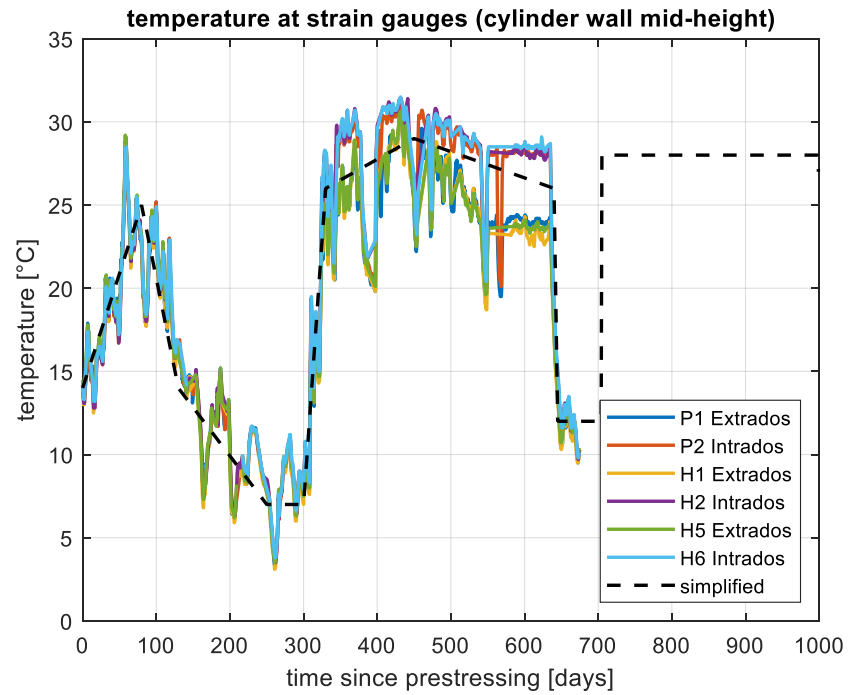


Abb. 4.15 Gemessener Temperaturverlauf an den Sensoren P1, P2, H1, H2, H5 und H6 (im Zylinderbereich in mittlerer Höhe) und der vereinfachte Verlauf, der in den Berechnungen verwendet wurde

Abb. 4.16 zeigt die Temperatur der Sensoren im Dombereich und den vereinfachten Temperaturverlauf (gestrichelt).

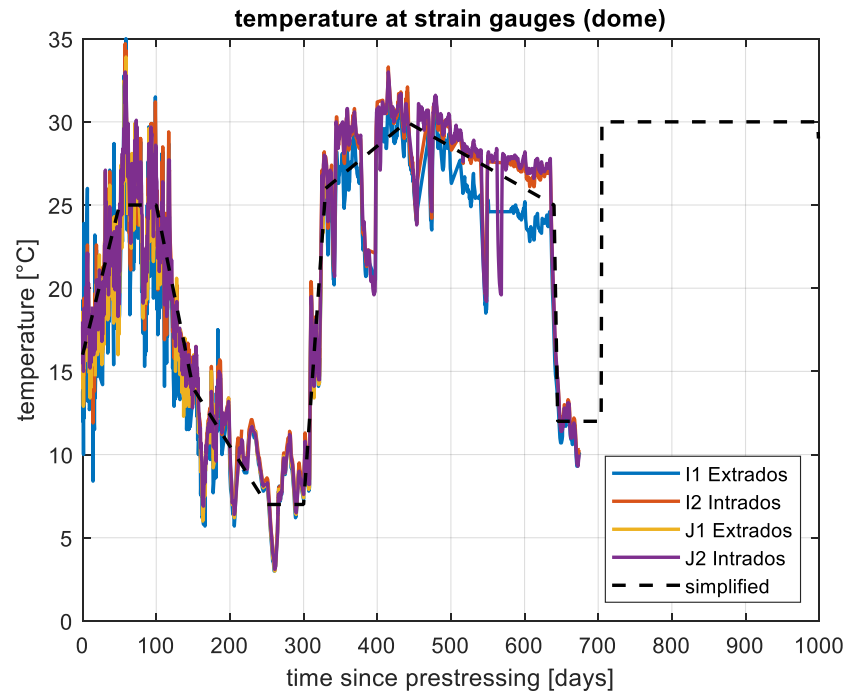


Abb. 4.16 Gemessener Temperaturverlauf an den Sensoren I1, I2, J1 und J2 (im Bereich des Doms) und der vereinfachte Verlauf, der in den Berechnungen verwendet wurde

4.3 Strukturmechanische Finite-Elemente-Simulation der Gebäudestruktur

Zur strukturmechanischen Simulation wurde das Finite-Elemente-Programmpaket LS-DYNA eingesetzt. Erste Berechnungen zum VerCoRs-Modellcontainment wurden bereits im Rahmen des Forschungsvorhabens RS1531 durchgeführt /BAH 18/. Das Simulationsmodell bildet das Spannen und Verankern der Spannkabel und die sich dadurch ausbildenden Dehnungen und Spannungen in der gesamten Gebäudestruktur ab. Da sich der Spann- und Verankerungsvorgang eines Kabels über Stunden und der Gesamtvorgang des Spannens und Verankerns aller Kabel über einige Wochen erstreckte, fallen Massenträgheit und Dehnratenabhängigkeiten in der Simulation nicht ins Gewicht. Es wurde ein explizites Zeitschrittschema eingesetzt; die Simulationsdauer wurde dafür hinreichend lang gewählt. Zusätzlich wurde eine numerische Dämpfung angewendet, die dynamische Effekte insbesondere beim Aufbringen der Gewichtskraft unterbindet.

Die Betonstruktur und die darin eingebettete Bewehrung wird durch mehrlagige dicke Schalenelemente mit dem MAT_172 Eurocode 2 Beton-Materialmodell diskretisiert. Die horizontalen und vertikalen bzw. meridionalen Bewehrungsstäbe werden durch

entsprechende Lagen des mehrlagigen Schalenelements abgebildet. Die Bügelbewehrung kann durch Limitierungen der zur Verfügung stehenden Elementformulierungen der dicken Schalenelemente nicht berücksichtigt werden.

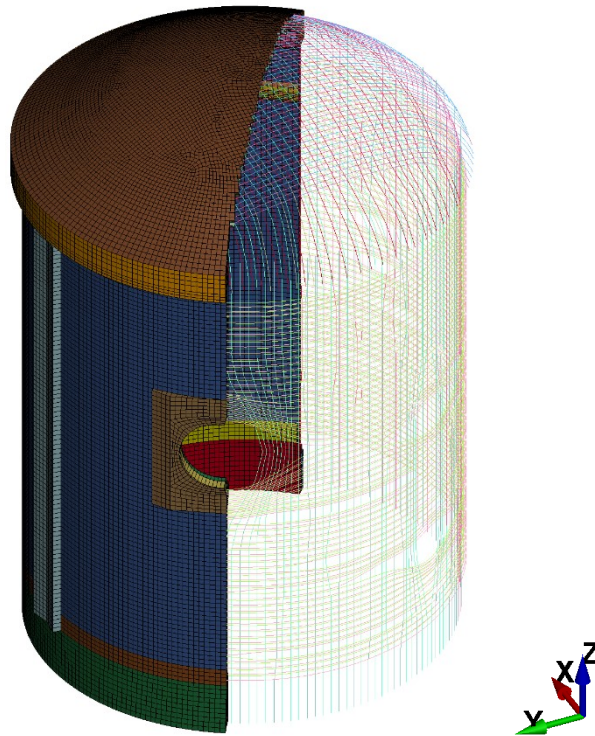


Abb. 4.17 Schnittbild des Finite-Elemente-Modells des inneren Containments

Links ist die Betonstruktur aufgebaut aus Schalenelementen, rechts sind die in die Betonstruktur eingebetteten Spannkabel dargestellt.

Mit Hilfe des MAT_172 Materialmodells kann das Materialverhalten von Beton, Bewehrung und einer Kombination aus beidem modelliert werden. Das Modell beinhaltet die Rissbildung des Betons unter Zug, Bersten (crushing) des Betons unter Druck sowie plastische Verformung, Verfestigung und Versagen der Bewehrung. Die Rissbildung des Betons unter Zug setzt ein, wenn die maximale Hauptspannung den Wert der definierten Zugfestigkeit erreicht. Dem Materialmodell liegt ein nicht-rotierender Smeared-Crack-Ansatz zugrunde. Risse können sich unter wiederholter Hystereselast öffnen und schließen. Sobald der Riss geschlossen ist, können Druckspannungen gemäß der normalen Spannungs-Dehnungs-Beziehung übertragen werden. Wenn sich erstmals in einem finiten Element ein Riss bildet, wird der Lagewinkel des Risses in Bezug zum Element-Koordinatensystem des finiten Elements gespeichert.

Alle 295 Spannkabel des inneren Containments wurden einzeln mit Balkenelementen diskretisiert. Die Gesamtheit schlüsselt sich auf in 18 Kabel im Dombereich, 57 vertikale Kabel in der Zylinderwand, 122 horizontale Kabel über den kompletten Umfang der Zylinderwand sowie 98 sogenannte Gamma-Kabel, die von der Verankerung einmal über den Dom und hinab über die Zylinderwand laufen. Die Hüllrohre, in denen die Spannkabel während des Spann- und Verankerungsprozesses gleiten, werden durch eine Kopie der Spannkabelelemente am selben Ort erzeugt. Spannkabel und Hüllrohre sind über die Kontaktformulierung *CONTACT_GUIDED_CABLE unter Berücksichtigung der Coulomb-Reibung miteinander verbunden. Die Knoten der Hüllrohrelemente sind wiederum an die sie umgebenden Beton-Volumenelemente angebunden. Analog zum Verfüllen der Spannkabelführungen in den Hüllrohren nach dem Spannen, bei dem es zu einem Kraftschluss von Kabel und Rohr kommt, werden die Spannkabelelemente in der Simulation nach der Verankerungsphase an die Beton-Elemente angebunden.

Die Simulationsdauer wurde in zwei Phasen unterteilt. In der ersten Phase werden die Spannkabel gespannt. Hierfür werden spezialisierte Elemente an die Spannkabelenden angesetzt. Über das Kommando *INITIAL_AXIAL_FORCE_BEAM werden die Elemente mit der Vorspannkraft beaufschlagt. Während der zweiten Phase werden die Spannkabel verankert. Dabei rutschen die Spannkabel einige Millimeter durch, bis die Spannteile kraftschlüssig packen. Damit verbunden ist ein Rückgang der Spannkabelspannung nahe der Verankerung. Realisiert wird das Durchrutschen der Kabelenden über das Kommando *BOUNDARY_PRESCRIBED_MOTION, indem den Knoten der Kabelenden der von EDF angegebene Durchrutschweg von 8 mm in tangentialer Richtung vorgegeben wird.

Aus der sich nach dem Spannen der Kabel einstellenden Spannungsverteilung wird an den Sensorpositionen die Spannung in Umfangsrichtung (horizontal) und in meridionaler Richtung (vertikal) ausgewertet und in die Berechnung der Schwind- und Kriechdehnungen übernommen.

4.4 Vergleich von Messung und Berechnung der Schwind- und Kriechdehnungen

Im Folgenden werden je ein Dehnungsverlauf im Gousset-Bereich, im Zylinderwand-Bereich und im Dombereich vorgestellt und analysiert. Eine Darstellung aller durchgeführten Berechnungen findet sich in Anhang A. Die genaue Position der Dehnungsmessensoren wird in Tab. 4.1 aufgelistet.

Exemplarisch für die acht Berechnungen von Dehnungszeitverläufen (vertikal und horizontal) an den vier Sensorpositionen im Gousset-Bereich (Die genaue Lage der Sensoren F1, F2, G1, G2 kann Tab. 4.1 entnommen werden. Abb. 4.2 zeigt ein Schnittbild des Gebäudes.) wird in Abb. 4.18 der Dehnungszeitverlauf in vertikaler Richtung an der Sensorposition G1 dargestellt. Die restlichen sieben Auswertungen finden sich in Anhang A.1. Der oberste Graph in der Abbildung zeigt die gemessene und nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechnete Gesamtdehnung. In Letztere geht neben der berechneten Schwind- und Kriechdehnung auch die thermische Dehnung ein; sie macht einen signifikanten Anteil aus. In den zwei Graphen darunter werden die Dehnungsbeiträge von Grundschrinden (BS), Trocknungsschrinden (DS), Grundkriechen (BC) und Trocknungskriechen (DC) für die beiden Berechnungsverfahren fib Model Code 2010 und CEOS.fr in übereinander geschichteter Darstellung abgebildet.

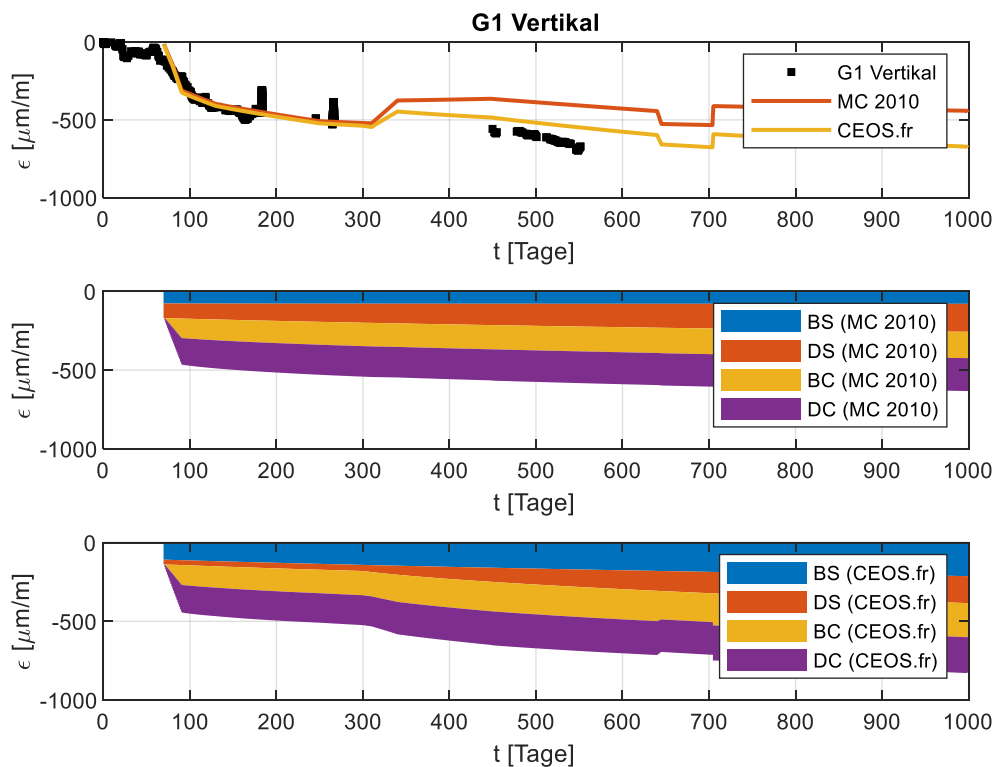


Abb. 4.18 Gemessener und berechneter Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensorposition G1

Die Zeitachsen aller drei Graphen sind gekoppelt, wobei der Tag Null dem 6.5.2015 entspricht, der Tag, an dem das erste Spannkabel gespannt wurde. Da das dem betrachteten Sensor nächstgelegene Spannkabel zu einem späteren Zeitpunkt gespannt wurde, entsteht ein Zeitversatz, bis schließlich die Gesamtdehnung durch den Spannvorgang

sprunghaft ins Negative ansteigt. Ab dem Beginn des Spannvorgangs an Tag 70 dominiert die Kriechdehnung, sprich das Grundkriechen (BC) und das Trocknungskriechen (DC), die weitere Abnahme der Gesamtdehnung. An Tag 183 und Tag 266 kann man im Verlauf der Gesamtdehnung je eine markante Spitze ausmachen, die durch die im Rahmen des Projekts regelmäßig durchgeführten Innendrucktests mit Auslegungsdruck (Pré-Op am 05.11.2015 und VC1 am 26.01.2016) hervorgerufen werden. Der Anstieg der berechneten Gesamtdehnung ab Tag 308 gründet auf der Inbetriebnahme der Klimatisierung am 9.3.2016, nach dem die Temperatur und die thermische Spannung ansteigen. Eine Revision inklusive Abschalten der Klimatisierung wird in der Berechnung der thermischen Spannung berücksichtigt und führt zu dem sprunghaften Abfall der Gesamtdehnung an Tag 645 und dem sprunghaften Anstieg an Tag 704.

In der Darstellung der Schwind- und Kriechdehnanteile in Abb. 4.18 fällt auf, dass das mit der kalibrierten CEOS.fr-Methode berechnete Grundschrinden, Grundkriechen und Trocknungskriechen größer, das Trocknungskriechen jedoch kleiner gegenüber den mit der unkalibrierten Methode nach fib Model Code 2010 berechneten Anteilen ausfallen. Die nach CEOS.fr berechnete Gesamtdehnung trifft den gemessenen Verlauf besser als die nach fib Model Code 2010 berechnete Gesamtdehnung. Anzumerken ist noch, dass der Verlauf der Grundschrinddehnung und der Trocknungsschrinddehnung in der Darstellung mit einem signifikanten Beitrag startet, da das Schrinden nach dem Betonieren und der von Null ansteigende Schrinddehnungsverlauf im Bereich der negativen Zeitachse einsetzen.

In den weiteren Sensorpositionen (Anhang A.1) zeigen die berechneten Dehnungsverläufe ein gemischtes Bild; bei einigen Positionen wird mit der unkalibrierten Methode nach fib Model Code 2010 sogar ein besser mit der Messung übereinstimmendes Ergebnis erzielt. Grund hierfür mag sein, dass die komplexe dreidimensionale Spannungsverteilung im Gousset-Bereich die größte Herausforderung für die strukturelle Simulation stellt und diese in der Finite-Elemente-Simulation mit Multilayer-Schalenelementen nur ungenügend wiedergegeben werden kann.

Exemplarisch für die zwölf Berechnungen von Dehnungszeitverläufen (vertikal und horizontal) an den sechs Sensorpositionen im Zylinderwandbereich (P1, P2, H1, H2, H5, H6) wird in Abb. 4.19 der Zeitverlauf der horizontalen Dehnung an der Sensorposition H1 gezeigt. Im Anhang A.2 sind die weiteren elf Dehnungszeitverläufe zu finden. Die nach der kalibrierten CEOS.fr-Methode berechnete Gesamtdehnung stimmt sehr gut mit

dem gemessenen Verlauf überein. Der nach fib Model Code 2010 berechnete Verlauf weicht nach 300 Tagen immer mehr vom gemessenen Verlauf ab.

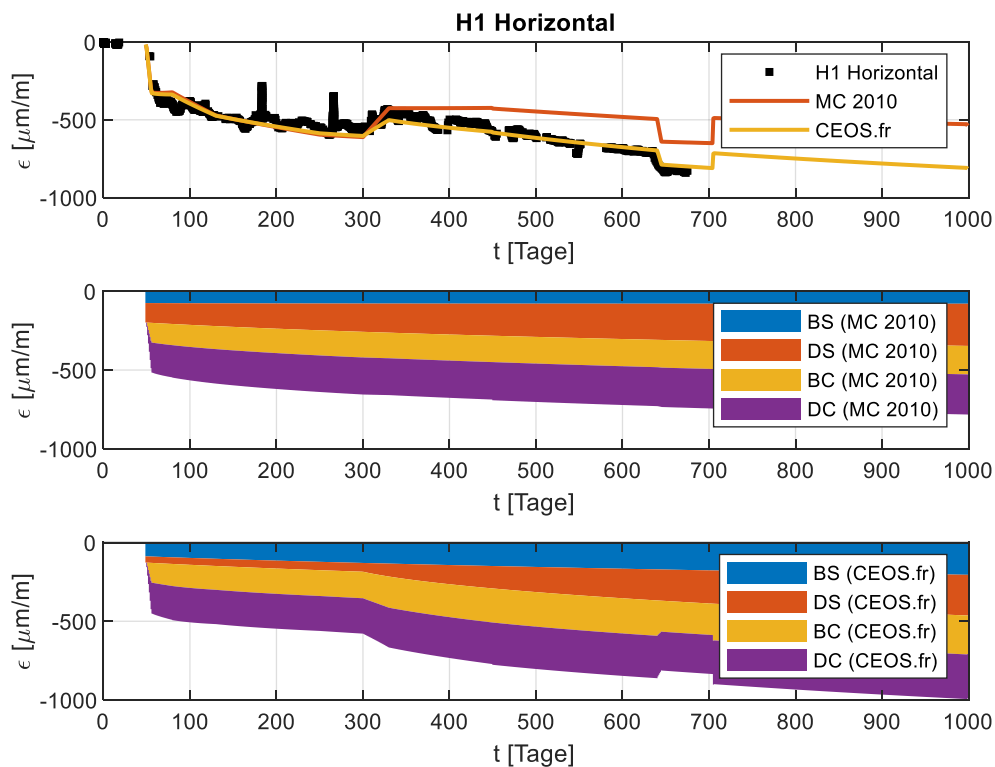


Abb. 4.19 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor H1

Mit der kalibrierten Berechnung nach CEOS.fr fällt das Grundschrumpfen und das Grundkriechen verglichen mit dem Verlauf nach fib Model Code 2010 größer aus. Beim Trocknungsschrumpfen fällt der Endwert nach CEOS.fr gegenüber dem Wert nach fib Model Code 2010 zwar kleiner aus, aber über die Zeit steigt der Wert stärker an.

Auch in den übrigen elf Berechnungen der Gesamtdehnung im Zylinderwandbereich stimmt der nach der kalibrierten CEOS.fr-Methode berechnete Verlauf sehr gut mit der Messung überein. Bedingt durch die unterschiedliche resultierende horizontale (Umfangsrichtung) und vertikale (meridionale Richtung) Vorspannung fällt die Gesamtdehnung in horizontaler Richtung ungefähr doppelt so groß wie der Verlauf in vertikaler Richtung aus.

Im Dombereich wurden für die vier Sensorpositionen (I1, I2, J1, J2) acht Dehnungszeitverläufe (vertikal und horizontal) berechnet, die alle in Anhang A.3 dargestellt werden. Abb. 4.20 zeigt den Dehnungszeitverlauf an der Sensorposition I1, die sich in der Spitze

des Doms befindet. Hier finden beide Dehnungsmessungen im globalen Koordinatensystem betrachtet im Horizontalen statt; eine Richtungsangabe erfolgt über den Umfangswinkel in gon gemäß dem zur Verfügung gestellten Bauplan.

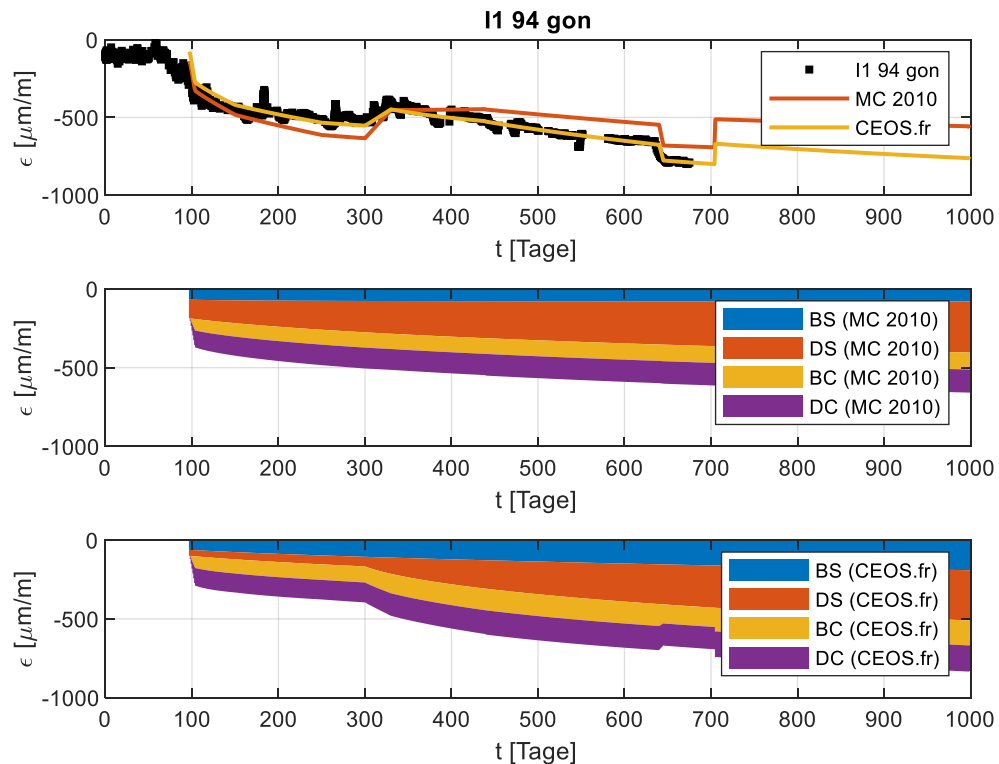


Abb. 4.20 Dehnungszeitverlauf für Sensors I1 in Richtung 94 gon

Für die Sensorposition I1 sowie die übrigen Positionen im Dombereich stimmen die nach der kalibrierten CEOS.fr-Methode berechneten Dehnungsverläufe sehr gut mit der Messung überein. Bei den nach fib Model Code 2010 berechneten Dehnungsverläufen tritt ein zu starkes Ansteigen im Bereich 100 bis 300 Tagen und nach 300 Tagen ein zu schwaches Ansteigen der Gesamtdehnung auf.

5 Strukturmechanische Modellierung der Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR)

Die Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR), im Englischen Alkali Silica Reaction (ASR) beschreibt eine chemische Reaktion in Beton, die strukturmechanische Auswirkungen in Form von Dehnungs- bzw. Spannungserhöhung bis hin zur Schädigung durch Rissbildung und Zerstörung der Struktur haben kann. Das Phänomen wird in der Gesamtheit aller Betonstrukturen weltweit nur selten beobachtet, da in den meisten Fällen die Voraussetzungen für den Ablauf der Reaktion nicht erfüllt werden. Erstmals wurde das Auftreten der AKR im Jahr 1940 identifiziert und beschrieben [STA 40/].

5.1 Wirkmechanismen der AKR

Bei der AKR reagieren alkalireaktive silikatische Bestandteile der Gesteinskörnung mit den Alkali- und Hydroxid-Ionen (K^+ , Na^+ und OH^-) der Porenlösung im Zement zu einem quellfähigen Alkali-Kieselgel. Voraussetzungen für eine schädigende Wirkung der AKR im Beton sind:

- hoher wirksamer Alkaligehalt in der Porenlösung des Zements
- alkaliempfindliche Gesteinskörnung
- ausreichende Feuchtigkeit

Ist in der Betonstruktur ausreichend Feuchte vorhanden, vergrößert sich das Volumen des Alkali-Kieselgels mit der Zeit so stark, dass lokal Quelldrücke auftreten, die das Betongefüge schädigen und äußerlich sichtbar zu Netzsrisbildung, Ausblühungen und Abplatzungen führen können. Die Schadensbilder treten normalerweise erst nach einem Zeitraum von 5 bis 10 Jahren und mehr auf. Abb. 5.1 zeigt drei Bilder petrographischer Untersuchungen an AKR-befallenem Beton. Im Reaktionsablauf entsteht zuerst an der Grenzfläche des Gesteinszuschlags mit der umgebenden Zementmatrix das Alkali-Kieselgel (Bild links). Ein Anschwellen des Alkali-Kieselgels durch Feuchtigkeitsaufnahme kann darauf zu Rissbildung im Gesteinszuschlag (mittleres Bild) und weiter auch in der Zementmatrix führen (Bild rechts).

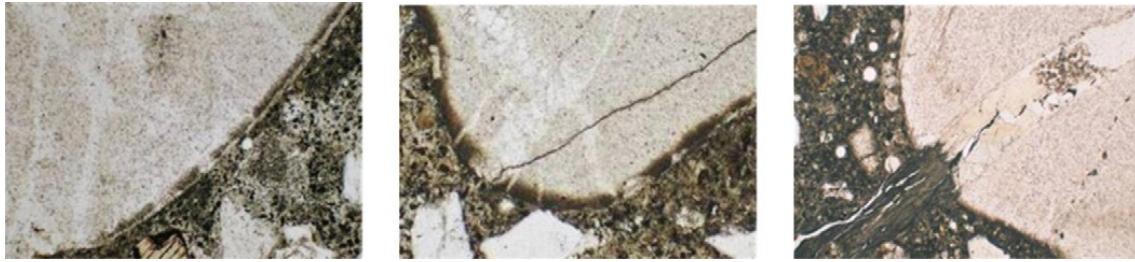


Abb. 5.1 Petrographische Untersuchungen von AKR-befallenem Beton /SAO 15/

Bild links: Bildung von Alkali-Kieselgel an der Grenzfläche Zuschlag-Zement

Bild Mitte: Rissbildung im Gesteinszuschlag

Bild rechts: Rissfortschritt in Zementmatrix

In Deutschland regelt die Alkali-Richtlinie des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton (DAfStb) /DEU 13/ die erforderlichen Maßnahmen zur Vermeidung einer Schädigung durch die AKR. In eine Ausgangsbeschreibung gehen die Umgebungsbedingungen des Betons in Form der Feuchtigkeitsklasse und die Alkaliempfindlichkeit der Gesteinskörnung in Form der Alkaliempfindlichkeitsklasse ein. Bei bestimmten Kombinationen aus Feuchtigkeitsklasse, Alkaliempfindlichkeitsklasse und gegebenenfalls Zementgehalt des Betons sind vorbeugende Maßnahmen anzuwenden, um eine Schädigung der Betonstruktur zu vermeiden.

Neben qualifizierten Inspektionen der geschädigten Bereiche betroffener Gebäudestrukturen und der experimentellen Untersuchung der Schädigungsmechanismen anhand von Laborversuchen werden zur Bewertung und Prognose der Schädigung vermehrt Simulationsmethoden, die Modelle zu den physikalischen Alterungs- und Schädigungsmechanismen enthalten, eingesetzt.

5.2 Modellierungsansätze

Zur Modellierung der AKR wurden unterschiedliche Ansätze veröffentlicht, die sich in der betrachteten Größenskala und den berücksichtigten chemischen und physikalischen Abläufen unterscheiden. Pan et al. /PAN 12/ unterscheiden die Modelle nach der betrachteten Größenskala in mesoskopische und makroskopische Ansätze. Esposito und Hendriks /ESP 19/ verfeinern die Unterteilung in die jeweilige Größenskala, ab der die Modellbildung einsetzt. Chemische und physikalische Prozesse in darunterliegenden Größenskalen werden durch phänomenologische bzw. empirische Betrachtungen berücksichtigt. Die vier Modellkategorien in der Reihenfolge einer ansteigenden Größenskala sind Modelle zur Bilanz von Diffusion und Reaktion der Ionen, Modelle zur

Berechnung der Generation des Alkali-Kieselgels, Modelle zur Berechnung der lokalen Druckspannung (hervorgerufen durch die Generation des Alkali-Kieselgels) und Modelle zur Berechnung der makroskopischen Dehnungen von Strukturen.

Im kerntechnischen Bereich wurde die Wirkung der AKR auf makroskopischer Ebene meist mit vereinfachenden Modellansätzen untersucht. So wurde von Bolourchi et al. /BOL 13/ die Integrität des Kernkraftwerks Seabrook, New Hampshire, USA, bei Unterstellung einer Erdbebenbelastung unter Berücksichtigung von Betonschädigungen durch die AKR mit Hilfe der dreidimensionalen strukturellen Finite-Elemente-Simulation berechnet. Zum Einsatz kam das kommerzielle Programm ANSYS Mechanical, das auch in der GRS jedoch für andere Fragestellungen angewendet wird. Die Schädigung durch die AKR wurde nicht direkt in der Materialbeschreibung berücksichtigt, sondern indirekt durch eine Anpassung der Materialparameter in geschädigten Gebäudebereichen. Hierfür wurde das Gebäude inspiziert und in sechs Zonen von nicht geschädigt bis stark geschädigt mit Ausblühungen durch AKR und Anzeichen von Leckage unterteilt. Für die Zonen wurden jeweils repräsentative Materialparameter durch Messung bestimmt, die im Simulationsmodell eingesetzt wurden.

Jurcut et al. /JUR 15/ setzen zur strukturellen Simulation unter Berücksichtigung der AKR das zweidimensionale nichtlineare Finite-Elemente-Programm VecTor2 /VEC 17/ ein. Angewendet wurde die Simulation auf Laborversuche mit stahlbewehrten Betonbalken mit den Abmessungen: 1,5 m x 0,25 m x 0,15 m, die der AKR ausgesetzt wurden. Die Wirkung der AKR wurde in der Simulation vereinfacht durch isotropes Anschwellen, sprich eine Volumenzunahme, und durch geänderte Materialparameter berücksichtigt.

Nach Saouma /SAO 18/ sollte die Modellierung der strukturellen Wirkung der AKR im Rahmen der Finite-Elemente-Methode auf der Ebene des Materialmodells ansetzen, um Wechsel- und Rückwirkungsphänomene berücksichtigen zu können. Darunter fällt unter anderem die spannungsinduzierte Anisotropie, d. h. ein lokaler Spannungszustand wirkt auf die Generation des Alkali-Kieselgels und damit auf das Anschwellen zurück. Des Weiteren sollte das Schwinden und Kriechen berücksichtigt werden, da beide Phänomene dem Anschwellen durch die AKR entgegenwirken und in einer vergleichbaren Größenordnung auftreten können. Auch die Rissbildung in der Betonstruktur wirkt auf das weitere Anschwellen zurück.

5.3 Strukturmechanische Finite-Elemente-Modellierung

Das von Saouma und Perotti /SAO 06/ vorgestellte Materialmodell zur makroskopischen strukturmechanischen Berechnung der AKR im Rahmen der Finite-Elemente-Methode erfüllt die postulierten Forderungen. Es weist folgende Eigenschaften auf:

- Die Berechnung der Dehnung infolge der AKR ist vollständig von der Beton-Materialmodellierung (Spannungs-Dehnungs-Beziehung) getrennt. Eine Berechnung der Dehnung infolge von Schwinden und Kriechen erfolgt unabhängig.
- Es wird angenommen, dass das Anschwellen vollständig thermodynamisch, d. h. abhängig von Zeit und Temperatur, bestimmt werden kann. Der Ansatz basiert auf den umfangreichen experimentellen Forschungsarbeiten von Larive /LAR 97/ und Ulm /ULM 00/.
- Das räumliche Anschwellen ist nicht isotrop; es kann in den drei Hauptachsenrichtungen unterschiedlich ausfallen.
- Das durch AKR hervorgerufene Anschwellen wird durch eine lokale Druckspannung beschränkt; es wird angenommen, dass das Anschwellen in weniger beschränkte Hauptachsenrichtungen umgeleitet wird. In der Berechnung der resultierenden Dehnung wird das Umleiten des Anschwellens durch AKR mit Hilfe von Gewichtsfaktoren für jede Hauptachsenrichtung gesteuert.
- Eine hohe hydrostatische Druckspannung verlangsamt den Ablauf der Reaktion und kann das Anschwellen reduzieren, aber nicht gänzlich unterbinden.
- Zug- und Druckspannungen, die in der Struktur Mikro- und Makrorisse hervorrufen, können ein Anschwellen durch die AKR unterbinden, da das Alkali-Kieselgel von der geschädigten Struktur aufgenommen werden kann.
- Das Anschwellen durch AKR geht einher mit einer fortschreitenden Reduktion der Zugfestigkeit und des E-Moduls.

Das von Saouma und Perotti vorgestellte AKR-Materialmodell wurde in das Finite-Elemente-Programm MERLIN, welches seit 1993 unter der Leitung von Professor Saouma an der University of Colorado Boulder entwickelt wird, implementiert. Auf der Homepage von Professor Saouma /SAO 10/ steht ein User Manual und ein Theory Manual zum Programm MERLIN zur Verfügung. Eine Implementierung erfolgte auch in das am Idaho National Laboratory entwickelte Finite-Elemente-Programm Grizzly /HUA 15b/, /GIO 16/. Zusätzlich zum AKR-Materialmodell wurde ein rudimentäres Modell zur Berück-

sichtigung des Kriechens von Beton implementiert /GIO 17/. Das Programm Grizzly baut auf der frei verfügbaren Finite-Elemente-Programmplattform Moose auf, die ebenfalls am Idaho National Laboratory fortentwickelt wird und auf der weitere spezialisierte Finite-Elemente-Programme aufsetzen /PER 20/. Einige im Programm Grizzly implementierte Materialmodelle unterliegen Ausfuhrbeschränkungen der USA, die eine freie Nutzung des Programms im außeramerikanischen Raum und damit auch in Deutschland behindern. Nach Auskunft einer der Entwickler wurden allerdings alle betonspezifischen Materialmodelle auch in das frei verfügbare Programm BlackBear aufgenommen /SPE 19/. Mit Einschränkungen kann die begrenzt vorhandene Dokumentation zum Programm Grizzly /SPE 16/, /SPE 18/ für die Nutzung des Programms BlackBear herangezogen werden.

Im Materialmodell wird der Anteil der inkrementellen freien Dehnung infolge der AKR als Produkt vierer Faktoren berechnet

$$\varepsilon_V^{AKR}(t, \theta) = \underbrace{\Gamma_t(f_t)\Gamma_c(\bar{\sigma}, f_c)}_{\text{Verzögerung}} \underbrace{g(RH)}_{\text{Feuchte}} \underbrace{\dot{\xi}(t, \theta)}_{\text{Kinetik}} \underbrace{\varepsilon^\infty}_{\text{AKR-Dehnung}} \quad (5.1)$$

In die Faktoren gehen materialspezifische Größen wie die Zugfestigkeit f_t , die Druckfestigkeit f_c , der lokale Spannungszustand bzw. der hydrostatische Spannungsanteil $\bar{\sigma}$ sowie die relative Feuchte RH , die Temperatur θ und die Zeit t ein. Im Folgenden werden alle vier Faktoren näher beschrieben.

5.3.1 AKR-Dehnung

Im spannungslosen Zustand oder rein hydrostatischen Spannungszustand wird angenommen, dass das Anschwellen infolge der AKR homogen in alle drei Raumrichtungen erfolgt. Die sich schließlich einstellende AKR-Dehnung ε^∞ ist isotrop und nimmt einen skalaren Wert an.

Bei einem beliebigen dreiachsigen Spannungszustand fallen die AKR-Dehnungen in den Koordinatenrichtungen nicht mehr homogen aus. Die resultierenden Dehnungen werden im Hauptachsensystem berechnet und darauf ins kartesische System rücktransformiert. Mittels Gewichtsfaktoren erfolgt eine Umverteilung gemäß den Spannungen in den drei Hauptachsen-Richtungen. Die Gewichtsfaktoren berechnen sich als Funktion der

jeweiligen Hauptachsenspannung. Weitere Details zu den Berechnungsformeln sind in /SAO 18/ beschrieben.

5.3.2 Kinetik

Zur Beschreibung der Kinetik wurde ein thermodynamisch begründeter, halbanalytischer Ansatz bestimmt, der anhand einer umfangreichen Testkampagne an über 600 Probekörpern mit unterschiedlichen Betonzusammensetzungen, unterschiedlichen Umgebungsbedingungen und unterschiedlichen mechanischen Lagerungsbedingungen kalibriert wurde /LAR 97/. Die normierte Volumenzunahme berechnet sich hierbei zu

$$\xi(t, \theta) = \frac{1 - e^{-\frac{t}{\tau_c(\theta)}}}{1 + e^{-\frac{(t-\tau_l(\theta))}{\tau_c(\theta)}}} \quad (5.2)$$

Schlüsselparameter sind die Latenzzeit τ_l und die charakteristische Zeit τ_c , die von der anliegenden Temperatur θ abhängen und in jedem Anwendungsfall experimentell bestimmt werden müssen. Die normierte Volumenzunahme ξ hat zum Zeitpunkt $t = 0$ den Wert 0 und steigt über die Zeit auf den Wert 1 an. Die Latenzzeit τ_l beschreibt den Zeitpunkt, an dem die Steigung des monoton steigenden Kurvenverlaufs maximal ist, d. h. den Wendepunkt der Kurve. Die charakteristische Zeit τ_c kann aus dem Schnittpunkt der Tangente im Wendepunkt mit dem asymptotischen Endwert bestimmt werden. Die Zeitspanne von der Latenzzeit bis zu dem Schnittpunkt entspricht dem doppelten Wert der charakteristischen Zeit.

Abb. 5.2 zeigt den Zeitverlauf der Volumenzunahme. Der Ablauf der AKR kann hierbei in vier phänomenologische Phasen aufgeteilt werden: Initiierungsphase (Nucleation), Entwicklungsphase (Development), Beschleunigungsphase (Acceleration) und Zerstörungsphase (Deterioration). Die Reaktion beginnt an der Grenzfläche Zuschlag-Zement (Initiierungsphase), ohne zunächst eine Expansion zu bewirken. Die Expansion beginnt innerhalb des Zuschlags, wo alkalireiches Alkali-Kieselgel innerhalb der Mikrostruktur des reagierenden Zuschlagkorns eingeschlossen ist (Entwicklungsphase). Die Schädigung des Betons wird sichtbar, wenn die Zementmatrix zu reißen beginnt, und die Schädigung schreitet fort, indem sich Breite und Dichte der Risse erhöhen (Beschleunigungsphase). Schließlich treten schwere Schäden (Zerstörungsphase) nach aktiver Expansion der Betonstruktur auf, einschließlich strukturellem Versagen durch einen möglichen Bruch von Bewehrungsstäben oder großen Verformungen.

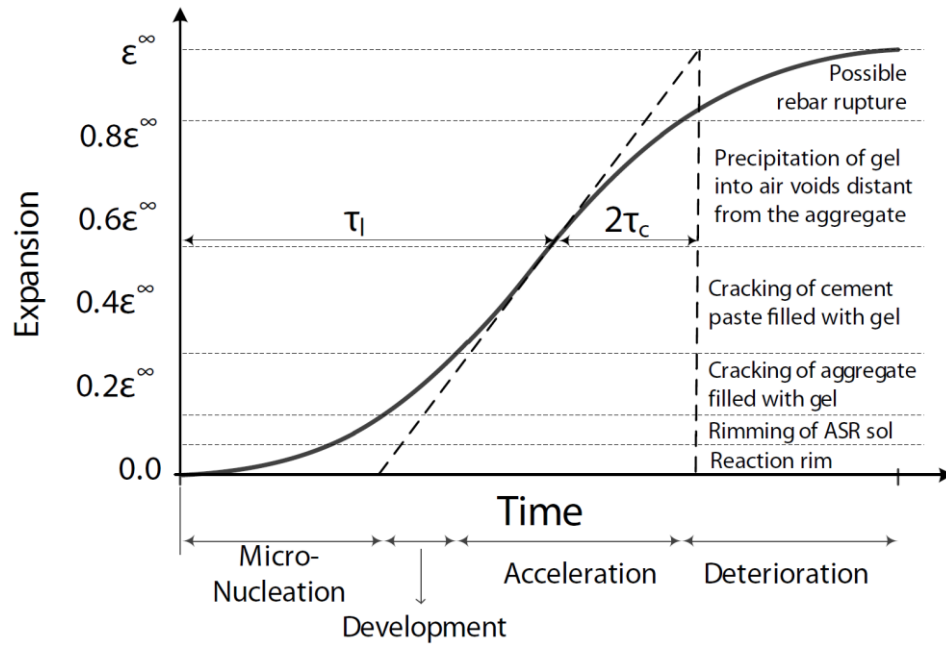


Abb. 5.2 Schematischer Zeitverlauf der Volumenzunahme und deren strukturelle mechanische Wirkung /SAO 15/

Latenzzeit τ_l , charakteristische Zeit τ_c , AKR-Dehnung ε^∞

Für die Latenzzeit τ_l und die charakteristische Zeit τ_c wird ein Ansatz nach Arrhenius gewählt

$$\tau_l(\theta) = \tau_l(\theta_0) \exp \left[U_l \left(\frac{1}{\theta} - \frac{1}{\theta_0} \right) \right] \quad (5.3)$$

$$\tau_c(\theta) = \tau_c(\theta_0) \exp \left[U_c \left(\frac{1}{\theta} - \frac{1}{\theta_0} \right) \right] \quad (5.4)$$

Hier beschreiben U_l und U_c die benötigten Aktivierungsenergien, um die Reaktion der Latenzzeit bzw. der charakteristischen Zeit zu aktivieren. Sie werden jeweils für eine Referenztemperatur θ_0 bestimmt.

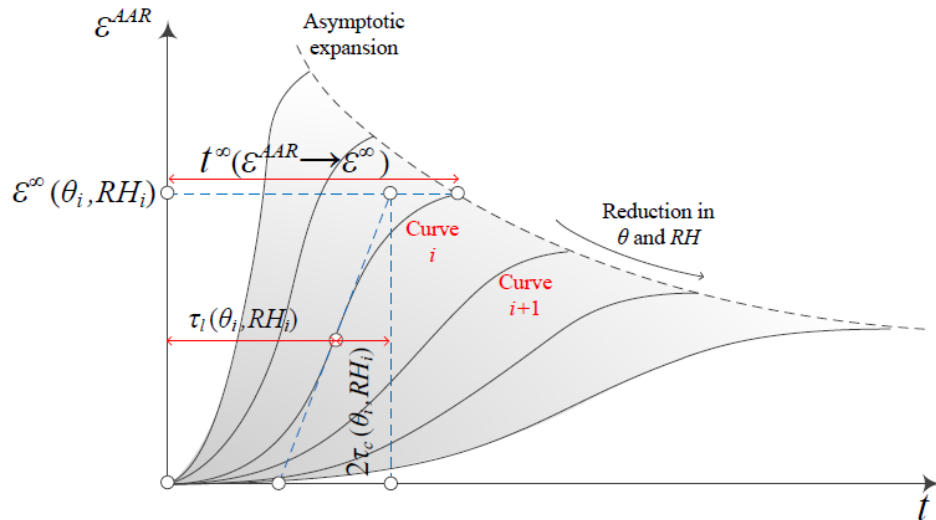


Abb. 5.3 Einfluss von Temperatur θ und relative Feuchte RH auf die Kinetik der Reaktion und den Wert der AKR-Dehnung ε^∞ /NEA 19a/

Abb. 5.3 zeigt den Einfluss von Temperatur und Feuchte auf die Kinetik und den Sättigungswert der AKR-Dehnung ε^∞ zum Zeitpunkt t^∞ . Markiert sind ebenfalls die Latenzzeit τ_l und die charakteristische Zeit τ_c . Mit abnehmender Temperatur und abnehmender Feuchtigkeit sinkt der Sättigungswert der sich einstellenden AKR-Dehnung.

5.3.3 Feuchte

Es muss mindestens eine relative Luftfeuchte von 80 % vorherrschen, damit die Reaktion ablaufen kann. Dies wird in der Berechnung der AKR-Dehnung mit dem Reduktionsfaktor g als nichtlineare Funktion der relativen Luftfeuchte RH berücksichtigt. Allgemein gilt

$$0 < g(RH) \leq 1 \quad (5.5)$$

In der Fachliteratur finden sich unterschiedliche Ansätze mit Potenz- oder Exponentialfunktion. Eine Reihe der Funktionsansätze sind in /SAO 18/ ausgeführt. Idealerweise sollte die Funktion auf Basis von Experimenten mit der zu untersuchenden Betonzusammensetzung bestimmt werden.

5.3.4 Verzögerung

Das Anschwellen des reaktiven Betons kann sowohl durch einen dreiachsigen Druckspannungszustand als auch durch lokale Rissbildung verzögert werden. Details der Berechnung werden in /SAO 18/ beschrieben.

5.3.5 Fortschreitende Materialschädigung

Mit fortschreitender Reaktion und damit verbundener fortschreitender Schädigung der Struktur nimmt der Wert des Elastizitätsmoduls E mit der Zeit t ab. Der Zeitverlauf des Elastizitätsmoduls kann mit Hilfe der Formel (5.2) zur Berechnung der normierten Volumenzunahme ξ beschrieben werden

$$E(t, \theta) = E_0[1 - (1 - \beta_E)\xi(t, \theta)] \quad (5.6)$$

Für die Zugfestigkeit kann entsprechend angesetzt werden

$$f_t(t, \theta) = f_{t,0}[1 - (1 - \beta_f)\xi(t, \theta)] \quad (5.7)$$

Hierbei gibt E_0 den Wert des ursprünglichen Elastizitätsmoduls (zum Zeitpunkt $t = 0$) und $f_{t,0}$ den Wert der ursprünglichen Zugfestigkeit an. Die Faktoren β_E und β_f beschreiben den anteiligen Rückgang, der sich nach langer Zeit einstellt. In Kapitel 6.3 wird auf diesen Zusammenhang im Rahmen der Berechnungen zur Tragfähigkeit einer Zwischenlagerstruktur mit AKR-Befall unter seismischer Last zurückgegriffen.

5.4 Validierung und Erprobung

Das am Idaho National Laboratory entwickelte und frei verfügbare Programm BlackBear wurde zur strukturmechanischen Simulation der Wirkung der AKR eingesetzt. Aufgrund der Komplexität der wechselwirkenden nichtlinearen Wirkmechanismen der AKR wurde eine schrittweise Validierung geplant. Hierfür wurde die vom RILEM Technical Committee 259-ISR aufgestellte Sammlung von Validierungsproblemstellungen /SAO 21/ herangezogen, um Aspekt für Aspekt des Materialmodells einzeln abzu prüfen.

In den Problemstellungen wird das strukturelle Verhalten eines 32 cm langen Beton-Zylinders mit einem Durchmesser von 16 cm untersucht. Die betrachteten Wirkmechanismen bzw. Einflussfaktoren sind:

1. Spannungs-Dehnungs-Verhalten des eingesetzten Beton-Materialmodells
2. Schwinden: Untersuchung unterschiedlicher Feuchte-Randbedingungen
3. Kriechen: Untersuchung unterschiedlicher axialer Drucklasten
4. Anschwellen infolge AKR: Einfluss der Temperatur
5. Anschwellen infolge AKR: Einfluss der Feuchte
6. Anschwellen infolge AKR: Einfluss von Zwängungen (Beton-Probekörper eingebettet in massivem Stahlbehälter)

In der ersten Problemstellung wird das nichtlineare Materialverhalten des Betons, welche durch das zum Einsatz kommende Materialmodell bestimmt wird, untersucht. Im Programm BlackBear sind die Schädigungsmaterialmodelle nach Mazars /MAZ 84/ und Lee und Fenves /LEE 98/ implementiert. Abb. 5.4 stellt für den untersuchten Betonzylin- der den berechneten Schädigungsindex bei axialer Zugbelastung über die Zugfestigkeit hinaus dar. In einem zwischen den beiden Seitenflächen gelegenen Bereich weist der Schädigungsindex den Wert 1 auf, die Struktur ist damit vollständig gerissen.

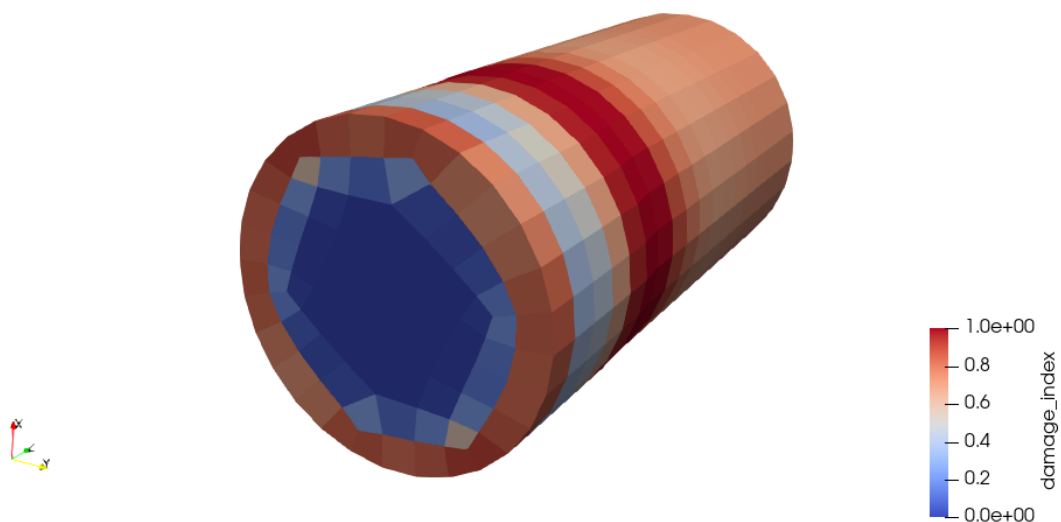


Abb. 5.4 Darstellung des Schädigungsindex nach axialer Belastung

In den durchgeführten Validierungsrechnungen traten Konvergenzprobleme in der transienten Finite-Elemente-Berechnung auf, die im Rahmen des Forschungsvorhabens trotz zahlreicher Anfragen beim Programmentwickler nicht gelöst werden konnten.

In der ursprünglichen Planung des Vorhabens war eine Erprobung der Simulationswerkzeuge an den im Forschungsprojekt ASCET durchgeführten Experimenten geplant. Unter der Schirmherrschaft der OECD NEA wurde von internationalen Teilnehmern in der ersten Phase des Forschungsprojekts ASCET (**A**ssessment of **S**tructures Subjected to **ConcrE**Te Pathologies) /NEA 16/ der Stand zur Modellierung der AKR zusammengetragen. In der zweiten Phase des Forschungsprojekts ASCET wurde konkret ein durch AKR geschädigter Beton-Probekörper Wechsellasten mit zunehmender Intensität ausgesetzt und dessen Tragfähigkeit bis hin zum strukturellen Versagen untersucht /NEA 19a/. Die Experimente mit von AKR befallenen Probekörpern und nicht befallenen Referenzkörpern wurden an der University of Toronto über eine Dauer von 995 Tagen durchgeführt, wobei der Ablauf der AKR durch erhöhte Temperatur und Luftfeuchte stark beschleunigt wurde. Die internationalen Teilnehmer waren aufgefordert, Prognoserechnungen zur Tragfähigkeit durchzuführen. Die Wahl der Simulationswerkzeuge stand frei. Da die Simulationsergebnisse der Teilnehmer nach Phase 2 in der abschließenden Auswertung nicht in allen untersuchten Gesichtspunkten als erfolgreich bewertet wurden, wurde eine dritte Phase des Forschungsprojekts aufgelegt /NEA 19b/, um den Teilnehmern die Möglichkeit zu geben, die Genauigkeit der Simulationsrechnungen zu verbessern.

Letztlich konnten auch nach Phase 3 der Verlust der Duktilität, die veränderte Materialdämpfung (veränderter Hysterese-Verlauf der Lastverschiebungskurve) als auch die Rissverteilung zum Zeitpunkt des Versagens (und damit der spezifische Versagensmodus) bei AKR-Befall in den Simulationsrechnungen nur ungenügend nachvollzogen werden. Von den Teilnehmern wurden Ungewissheiten in der Durchführung der Experimente bemängelt. Ob bei der Ermittlung der Lastverschiebungskurven, die einen zentralen Punkt in der Auswertung bildeten, in den Experimenten ein Schlupf der Messsensoren auftrat, konnte nicht ausgeschlossen werden. Zum Schwinden und Kriechen des eingesetzten Betons insbesondere bei erhöhter Temperatur und Feuchte wurden von den Experimentatoren keine Versuche durchgeführt. Letztlich wurde die Erprobung der Simulationswerkzeuge basierend auf dem Programm BlackBear anhand der Experimente des ASCET-Forschungsprojekts insbesondere wegen der zuvor angesprochenen Konvergenzproblematik abgesehen.

Abschließend lässt sich feststellen, dass mit den weit verbreiteten kommerziellen strukturellmechanischen Simulationsprogrammen ANSYS Mechanical, ABAQUS als auch LS-DYNA die Wirkung der AKR nur indirekt und stark vereinfachend modelliert werden kann. Einige Programmentwicklungen an Hochschulen und Forschungseinrichtungen bieten spezifische Implementierungen von AKR-Materialmodellen an; der Nutzer ist dann aber

an Beschränkungen dieser Programme im Bereich des Pre- und Postprocessing und reduzierten Support durch die Entwickler gebunden. Einen weiteren wichtigen Punkt in der Programmwahl bildet die notwendige Berücksichtigung von Schwinden und Kriechen in der strukturellen Modellierung; hier bietet beispielsweise das Finite-Elemente-Programm OOFEM /CZE 17/, das an der Universität Prag entwickelt wird, mehrere Ansätze.

6 Strukturmechanische Berechnungen zu einem generischen Zwischenlager

In Deutschland werden hochradioaktive Abfälle von Kernkraftwerken sowohl in zentralen wie in dezentralen Zwischenlagern gelagert. Die dezentralen Zwischenlager umfassen zwölf Standortzwischenlager, die Anfang der 2000er Jahre an den Kraftwerksstandorten errichtet wurden /BASE 20/. Die Standortzwischenlager wurden mit Ausnahme des Tunnelagers in Neckarwestheim nach zwei grundlegenden Konzepten errichtet: STEAG und WTI.

Das STEAG-Konzept, das im Folgenden näher untersucht werden soll, sieht eine Stahlbetonhalle mit 1,2 Meter dicken Wänden und einer 1,3 Meter dicken Decke vor. Zwischenlagergebäude dieser Bauweise befinden sich an den norddeutschen Standorten Brokdorf, Brunsbüttel, Krümmel, Lingen, Grohnde und Unterweser. Abb. 6.1 zeigt ein Schnittbild des Zwischenlagergebäudes. Es verfügt über Zuluft- und Abluftöffnungen, die eine Kühlung der Lagerbehälter durch Konvektion ermöglichen.

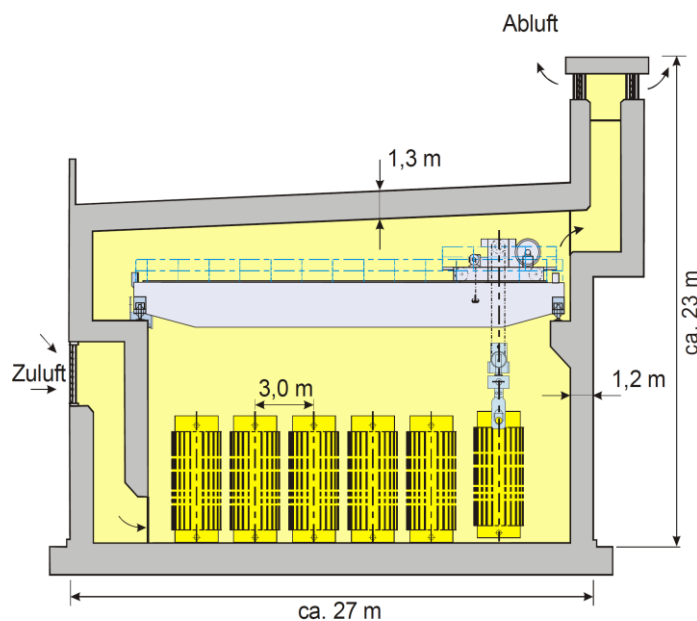


Abb. 6.1 Schnittbild des Zwischenlagergebäudes nach STEAG-Bauweise.

Für die errichteten Zwischenlager wurde je nach Standort eine unterschiedliche Anzahl von Stellplätzen für CASTOR-Behälter (engl. **C**Ask for **S**torage and **T**ransport **O**f **R**adio-active Material; dt. Behälter zur Aufbewahrung und zum Transport radioaktiven Materials) beantragt und genehmigt. Der Lagerbereich nach STEAG-Bauweise sieht 100

Stellplätze in 20 Reihen à 5 Behältern vor. Abb. 6.2 zeigt die Aufstellung der CASTOR-Behälter in einer Draufsicht.

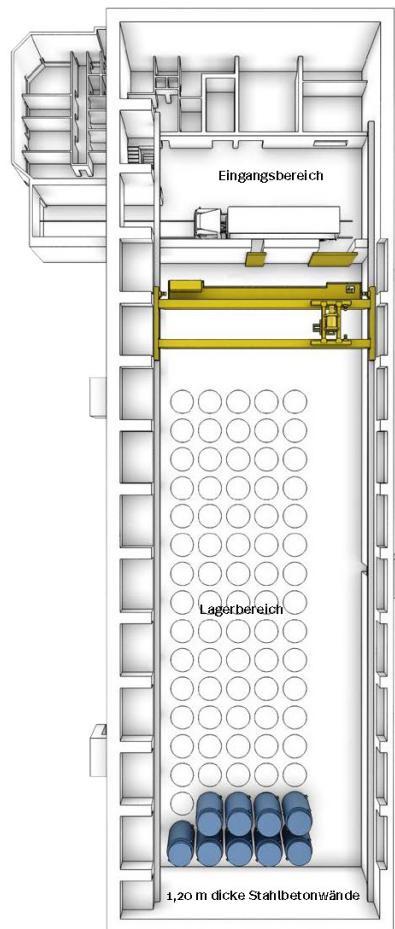


Abb. 6.2 Draufsicht der Lagerfläche im STEAG-Zwischenlager /BASE 20/

Im Folgenden soll das strukturelle Verhalten bei Einwirkung von seismischen Lasten betrachtet werden.

6.1 Strukturmechanische Berechnung zu seismischen Lasten

Zur Tragwerksberechnung unter Einwirkung seismischer Lasten weist die in Deutschland maßgebliche Richtlinie KTA 2201 /KTA 13/ vier Berechnungsverfahren aus: das Antwortspektren-Verfahren, das Zeitverlaufsverfahren, das Frequenzbereichsverfahren und vereinfachte Verfahren. Um die schädigende Wirkung der AKR hinsichtlich der Tragfähigkeit eines Zwischenlagers deutscher Bauweise zu untersuchen, wurde in

Anbetracht der zur Verfügung stehenden Informationen in der strukturmekanischen Berechnung das Antwortspektren-Verfahren eingesetzt.

Das Antwortspektren-Verfahren (engl. Response Spectrum Analysis) besteht aus zwei Berechnungsschritten. Im ersten Schritt wird eine Modalanalyse durchgeführt. Im zweiten Schritt werden die maximalen Beanspruchungsgrößen aus der Überlagerung der Anteile der einzelnen Eigenformen ermittelt. Nach KTA 2201 /KTA 13/ muss eine mit-schwingende Masse von mindestens 90 % je Richtung der Gesamtmasse des Bauwerks berücksichtigt werden. Die zu jeder berücksichtigten Eigenform gehörenden Beanspruchungen sind auf der Grundlage eines Bemessungsspektrums zu berechnen.

Grundsätzlich sind die gleichgerichteten modalen Anteile der Beanspruchungsgrößen mittels des Verfahrens der vollständigen quadratischen Kombination (CQC) zu überlagern. Bei Erfüllung der Bedingung

$$f_i > 1,35 f_{i-1} \quad (6.1)$$

für alle Eigenformen ($i = 1 \dots n$, mit n : Anzahl der Eigenformen) dürfen die modalen Anteile nach der Methode der Wurzel der Quadratsumme (SRSS-Methode) überlagert werden. Hierbei gibt f_i die Eigenfrequenz der i -ten Eigenform an. Gleichung (6.1) gilt für einen Dämpfungsgrad von 7 %. Bei kleineren Dämpfungsgraden ergeben sich geringere Faktoren; weitere Details finden sich in der Richtlinie.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens RS1197 wurde ein generisches Bodenantwortspektrum der deutschen Kraftwerksstandorte aufgestellt /SIE 14/. Hierfür wurden die Antworten der Betreiber auf die nach dem Unfall im Kernkraftwerk Fukushima Daiichi (Japan) durchgeführte Sicherheitsüberprüfung der deutschen Kernkraftwerke im Mai 2011 ausgewertet. Berücksichtigt wurden die der Auslegung zugrunde liegenden Erdbelastungen an den Standorten Neckarwestheim, Brokdorf, Gundremmingen, Brunsbüttel, Emsland, Isar, Krümmel, Phillipsburg, Unterweser, Biblis und Grohnde. Das generische Spektrum wurde so aufgestellt, dass es alle zugrunde liegenden Spektren einhüllt. Es kann somit als maximal mögliche Last angesehen werden. Weitere Details der Aufstellung des generischen Spektrums finden sich in /SIE 14/. Abb. 6.3 zeigt das Bodenantwortspektrum der Beschleunigung in horizontaler Richtung a_x und a_y sowie die Vertikal-komponente a_z als Funktion der Frequenz.

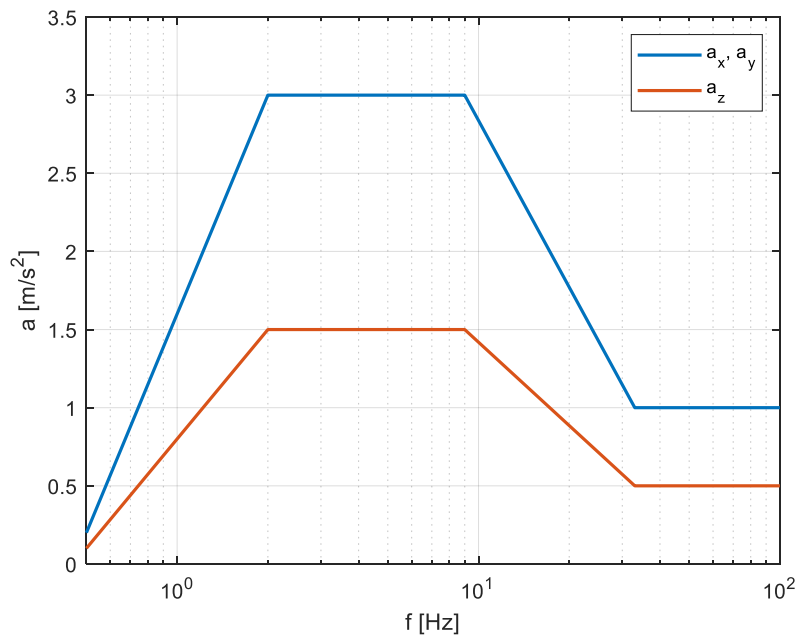


Abb. 6.3 Einhüllendes generisches Bodenantwortspektrum für deutsche Kraftwerksstandorte

Gemäß der Bemessung wird die Vertikalkomponente des Beschleunigungsspektrums mit dem halben Wert der Horizontalkomponenten angesetzt /EIS 11/.

6.2 Simulationsmodell des Zwischenlagers

Zur Simulation der seismischen Belastung eines Zwischenlagers mit dem Antwortspektren-Verfahren kam das kommerzielle Finite-Elemente-Programm LS-DYNA zum Einsatz. In der Abb. 6.4 ist das erstellte Finite-Elemente-Modell in isometrischer Ansicht dargestellt. Eine ausreichende Netzfeinheit wurde mit einer Elementkantenlänge von 3 m erreicht.

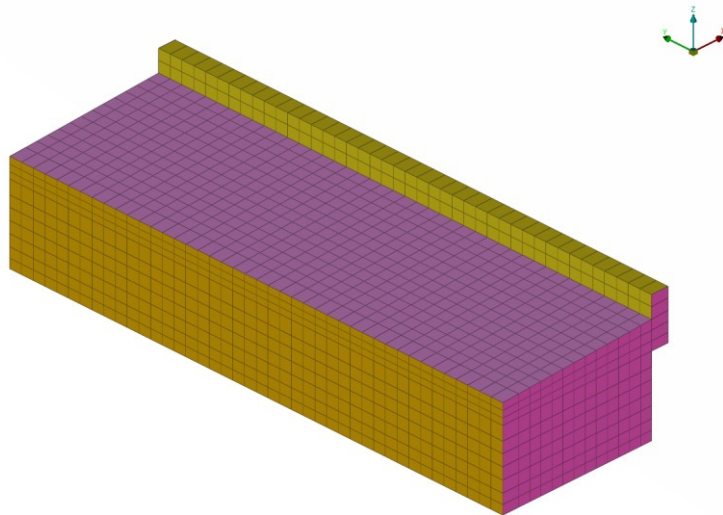


Abb. 6.4 Finite-Elemente-Modell des generischen Zwischenlagergebäudes in STEAG-Bauweise

In der Abb. 6.5 ist ein Schnitt (X-Z-Ebene) durch das Finite-Elemente-Modell des Zwischenlagers dargestellt. Ein Vergleich mit dem vergleichbaren Schnitt in der Abb. 6.1 zeigt, dass die relevante Struktur einschließlich des Zu- und Abluftsystems im Modell berücksichtigt ist.

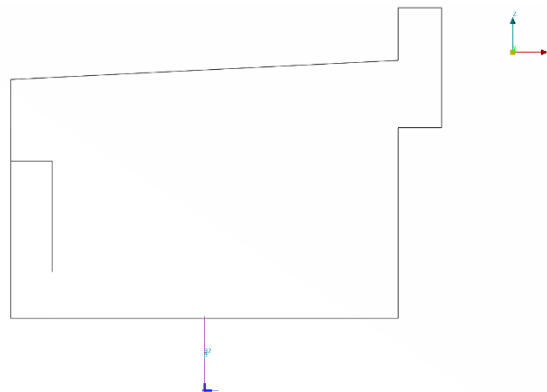


Abb. 6.5 Schnitt durch das Finite-Elemente-Modell

In Abb. 6.6 ist das Finite-Elemente-Modell des Zwischenlagers in einer Blickrichtung von oben herab ohne Dachstruktur abgebildet. Die in der Simulation berücksichtigten CASTOR-Behälter vom Typ V/19 werden mit Hilfe von Punktmassen modelliert. Hierzu werden insgesamt 100 (20 x 5) Punktmassen von jeweils 125,6 t an den spezifizierten Lagerstellen auf die Finite-Elemente-Struktur aufgebracht.

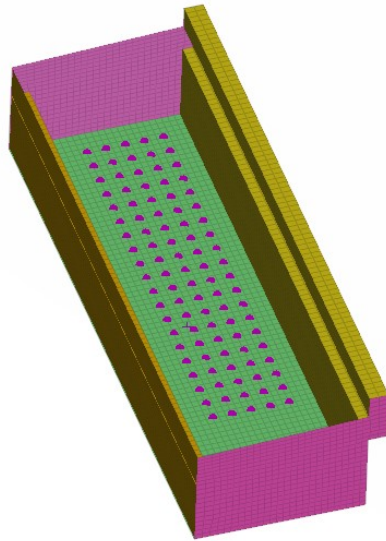


Abb. 6.6 Finite-Elemente-Modell des Zwischenlagergebäudes ohne Dach mit Hervorhebung der Punktmassen (CASTOR-Behälter)

In Tab. 6.1 sind die Bewehrungsdichten für Wände und Decke dargestellt. An einer Reihe von Stellen, wie beispielsweise an den Lagerstellen der CASTOR-Behälter in der Bodenplatte oder den Kranauflagerstellen in den Seitenwänden sowie dem Übergang der Seitenwände in die Bodenplatte, ist die Bewehrungsdichte erhöht. Im Simulationsmodell werden lediglich die Nominalwerte der Bewehrungsdichte in den Seitenwänden und der Decke berücksichtigt. Es wird vereinfachend angenommen, dass sowohl Decke als auch Wände beidseitig mit 5 Lagen bewehrt sind. Den Steifigkeitsbeitrag der Bügelbewehrung kann im genutzten Materialmodell und der Schalenformulierung der Elemente nicht berücksichtigt werden.

Tab. 6.1 Bewehrungsdichte im STEAG-Zwischenlagergebäude

Position	horizontal [cm ² /m]	vertikal [cm ² /m]
Seitenwand innen / außen	82,1 (2 Lagen Ø28 alle 15 cm)	114,8 (2 Lagen Ø28 alle 15 cm, 1 Lage Ø25 alle 15 cm)
Decke unten / oben	82,1 (2 Lagen Ø28 alle 15 cm)	98,5 (2 Lagen Ø28 alle 15 cm, 1 Lage Ø25 alle 30 cm)

Wände und Decke des Simulationsmodells werden einzeln durch das Keyword *PART_COMPOSITE definiert. Hiermit kann für Schalenelemente ein Kompositmaterial bestehend aus mehreren Schichten mit verschiedenen Dicken und Materialeigenschaften definiert werden. Als Materialmodell wird das Stahlbetonmaterialmodell *MAT_CONCRETE_EC2 eingesetzt. Die Wand wird in 20 Schichten ungefähr gleicher Dicke eingeteilt, was die numerische Stabilität der Rechnung gewährleisten soll. Damit erhält man Schichten ausschließlich mit Beton und Schichten mit Beton und Biegebewehrung. Die Einträge FRACRX und FRACRY im Materialmodell kennzeichnen den jeweiligen Stahlgehalt. In den reinen Betonschichten haben die Einträge folglich beide den Wert Null. Der unterschiedliche Stahlanteil ergibt sich hauptsächlich aus dem größeren Abstand der Lage 5 von 30 cm gegenüber den Lagen 1 – 4 von 15 cm. Für die Lagen 1 und 2 bzw. 3 und 4 wurde für FRACRX und FRACRY ein Stahlgehalt von je 6,8 % gegenüber einem Stahlgehalt von 2,7 % der fünften Lage definiert.

Der Boden besitzt ideal steife Eigenschaften. Diese werden anhand des Keywords *MAT_RIGID erzeugt. Die Bodensteifigkeit wird durch ein einzelnes Balkenelement mit Hilfe des Materialmodells *MAT_LINEAR_ELASTIC_DISCRETE_BEAM definiert. Hierbei werden Steifigkeitswerte (TKR, TKS, TKT, RKR, RKS, RKT) und Dämpfungswerte (TDR, TDS, TDT, RDR, RDS, RDT) für alle translatorischen und rotatorischen Freiheitsgrade definiert.

Die Impedanzen einer generischen Gründung werden im Allgemeinen im Frequenzbereich 0 bis 5 Hz ermittelt. In der Bemessung am Kraftwerksstandort stehen hierfür Bodenkennwerte, Bodengutachten sowie Angaben zu baulichen Verbesserungsmaßnahmen, wie beispielsweise Säulen oder Pfähle, zur Verfügung. Die Werte der Impedanz $K(f)$ als komplexwertige Funktion bestehend aus einem Realteil und einem Imaginärteil

als Funktion der Frequenz sind für ein generisches Gründungsmodell in Abb. 6.7 und Abb. 6.8 für alle translatorischen und rotatorischen Freiheitsgrade dargestellt.

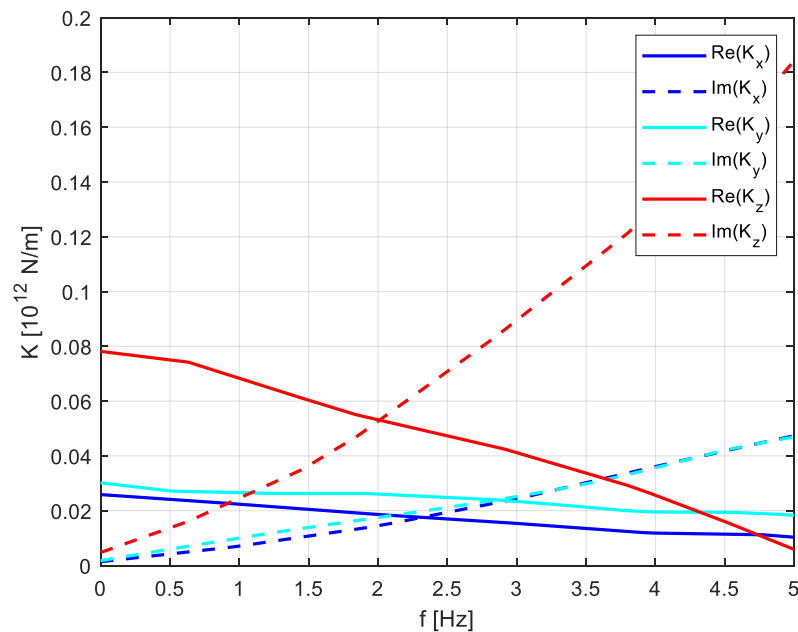


Abb. 6.7 Generische Bodensteifigkeit für die drei translatorischen Freiheitsgrade x, y und z

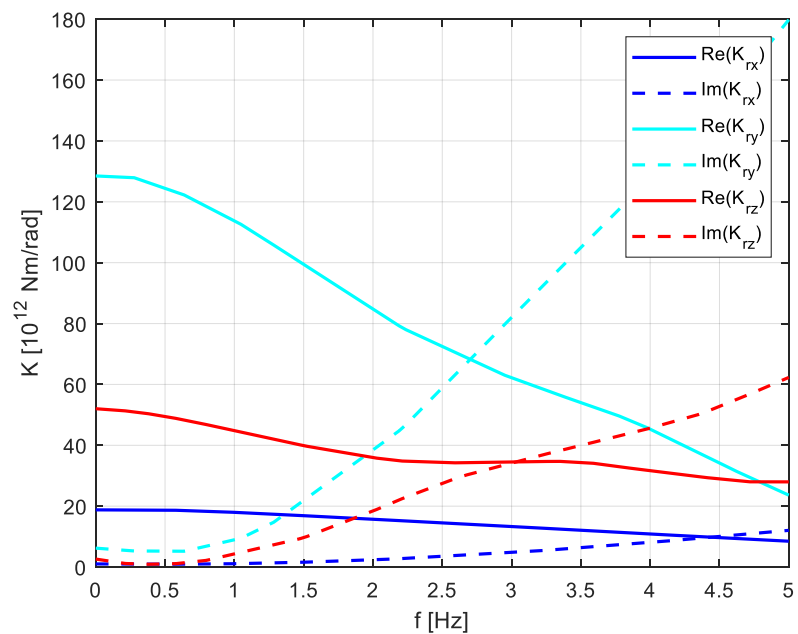


Abb. 6.8 Generische Bodendämpfung für die rotatorischen Freiheitsgrade um die x-, y- und z-Achse

Sowohl für die translatorischen wie die rotatorischen Bodensteifigkeiten und Dämpfungs-
werte kann eine starke Frequenzabhängigkeit beobachtet werden.

6.3 Untersuchung zum Einfluss der AKR auf ein Zwischenlager unter seismischer Last

Für das betrachtete generische Zwischenlager in STEAG-Bauweise wird Beton der Betonfestigkeitsklasse B35 (nach alter DIN 1045) bzw. C30/37 (nach neuer Norm DIN EN 1992-1-1) angenommen. Beton dieser Festigkeitsklasse weist eine Zylinderdruckfestigkeit von mindestens 30 MPa und eine Würfeldruckfestigkeit von mindestens 37 MPa auf. Daraus leiten sich typische Werte für Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul ab. In den folgenden Untersuchungen wird ein Befall der Gebäudestruktur mit Alkali-Kieselsäure-Reaktion unterstellt. Dies geschieht rein hypothetisch, den Autoren ist kein Fall eines tatsächlich befallenen Zwischenlagers bekannt. Es sollen vielmehr Unterschiede eines hypothetisch angenommenen AKR-Befalls gegenüber einem nominellen strukturellen Verhalten bei seismischer Belastung aufgezeigt werden.

Die nichtlinearen strukturellen Wirkungen der AKR, die in Kapitel 5.3 anhand der Modellierung der AKR näher erläutert wurden, beinhalten eine graduelle Reduktion von E-Modul und Zugfestigkeit im Ablauf der Reaktion. In Experimenten wurde eine Annäherung der Reduktion auf einen Sättigungswert gefunden, der spezifisch für die jeweilige Betonzusammensetzung ausfällt. Beim E-Modul findet eine Reduktion auf typischerweise 40 bis 60 Prozent des Nominalwerts statt, bei der Zugfestigkeit kann eine vergleichbare Reduktion beobachtet werden /SAO 18/, /ESP 16/, /NGU 19/. Tab. 6.2 fasst die nominellen Werte von E-Modul und mittlerer Zugfestigkeit bei unterstelltem leichtem und schwerem Befall mit AKR zusammen. Diese drei Fälle sollen im Weiteren näher betrachtet werden.

Tab. 6.2 Reduktion von E-Modul und Zugfestigkeit in Folge AKR

	Fall 0 Nominalwert	Fall 1 AKR leicht	Fall 2 AKR schwer
E-Modul	33 GPa	$0,6 \cdot 33 \text{ GPa}$ = 19,8 GPa	$0,4 \cdot 33 \text{ GPa}$ = 13,2 GPa
Mittlere Zugfestigkeit	2,9 MPa	$0,6 \cdot 2,9 \text{ MPa}$ = 1,7 MPa	$0,4 \cdot 2,9 \text{ MPa}$ = 1,2 MPa

Insgesamt werden dann sechs Konfigurationen betrachtet: Für die drei Sätze von Materialparametern wird je einmal mit Beladung durch CASTOR-Behälter und einmal ohne Beladung gerechnet. In Abb. 6.9 bis Abb. 6.11 werden die maximalen Hauptspannungen bei Beladung durch CASTOR-Behälter dargestellt. Analog werden in Abb. 6.12 bis Abb. 6.14 die maximalen Hauptspannungen ohne Beladung durch CASTOR-Behälter

gezeigt. Die Abbildungen bestehen aus jeweils zwei isometrischen Darstellungen der maximalen Hauptspannung, wobei in jeweils einer Darstellung die Blickrichtung um 180 Grad um die z-Achse wandert, so dass alle vier Außenwände betrachtet werden können. Der Wert der jeweils gültigen mittleren Zugfestigkeit wird in der Legende durch einen roten Pfeil markiert.

Abb. 6.9 zeigt den Referenzfall 0 mit Beladung durch CASTOR-Behälter. Die Betonstruktur weist die nominellen Materialwerte auf; das Elastizitätsmodul beträgt 33 GPa und die mittlere Zugfestigkeit 2,9 MPa. Selbst in den am schwersten belasteten Gebäudebereichen liegt die maximale Hauptspannung mit 2,4 MPa unter der mittleren Zugfestigkeit von 2,9 MPa. Alle Verformungen finden im elastischen Bereich statt, eine Schädigung der Gebäudestruktur ist bei dem unterstellten generischen Erdbeben nicht zu erwarten.

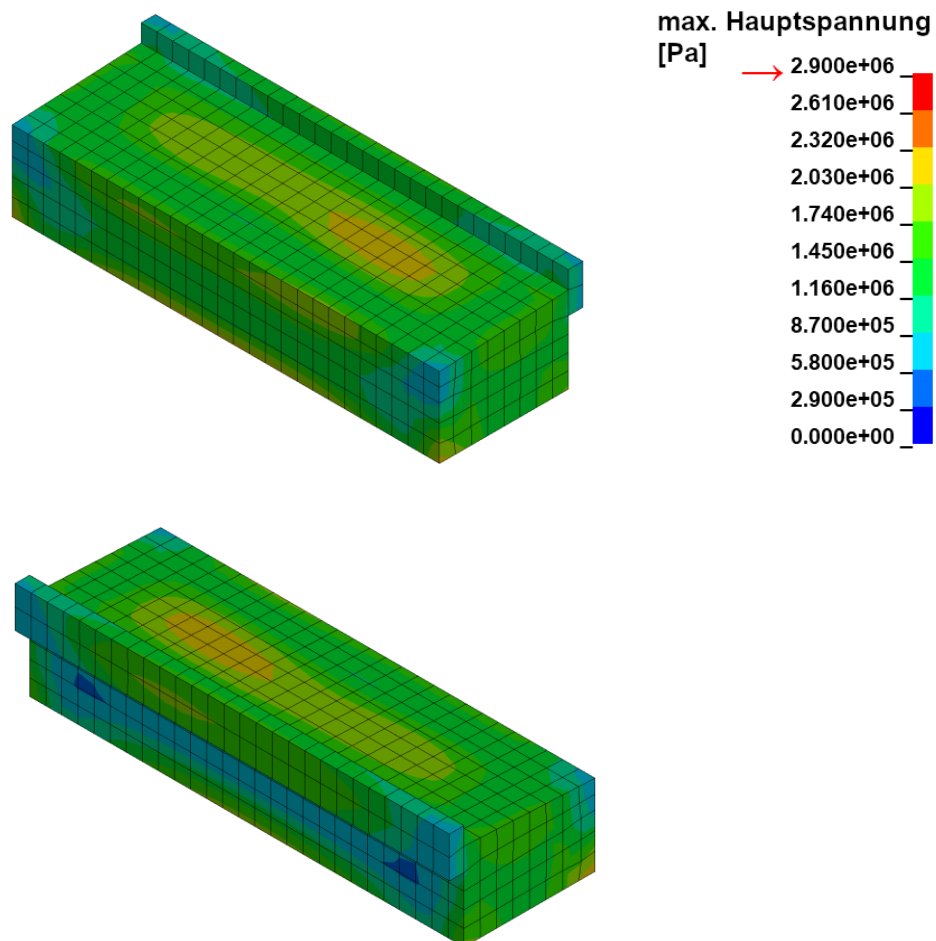


Abb. 6.9 Referenzfall 0: mit Beladung

E-Modul 33 GPa, mittl. Zugfestigkeit 2,9 MPa

In Abb. 6.10 wird Fall 1 mit Beladung durch CASTOR-Behälter dargestellt. Es wird ein Befall mit AKR unterstellt, wodurch im Reaktionsablauf das Elastizitätsmodul auf

19,8 GPa und die mittlere Zugfestigkeit auf 1,7 MPa abgefallen ist. In der Dachstruktur finden sich zwei Bereiche mit dem höchsten Wert der maximalen Hauptspannung von 2,7 MPa. Zwei Bereiche der Spannungsmaxima entstehen durch die bevorzugte Anregung eines höheren Schwingmodes resultierend aus den geometrischen Abmessungen, d. h. dem Längen-zu-Breitenverhältnis.

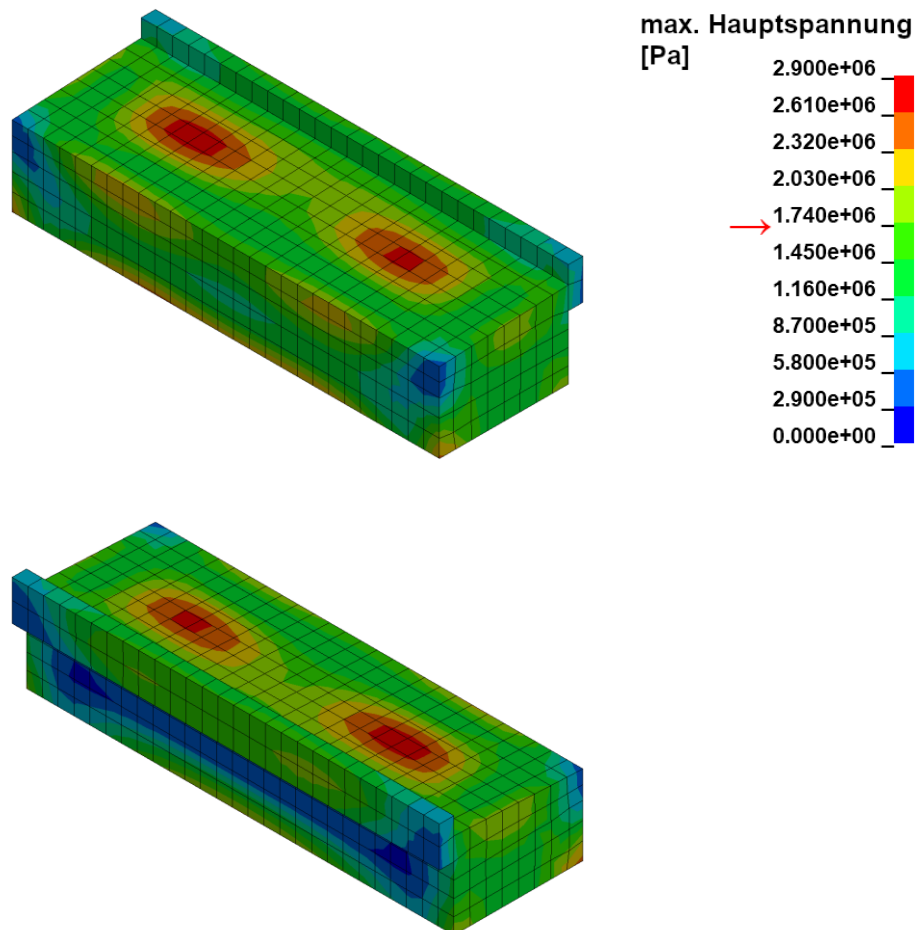


Abb. 6.10 Fall 1: mit Beladung

reduziertes E-Modul 19,8 GPa, reduzierte mittl. Zugfestigkeit 1,7 MPa

Aufgrund der reduzierten Zugfestigkeit muss mit einer Schädigung im Dachbereich, am Übergang vom Dach in die Seitenwände und am Übergang von den Seitenwänden in die Bodenplatte gerechnet werden. In welchem Ausmaß die Schädigung der Betonstruktur die Tragfähigkeit beeinträchtigt, kann bei der massiven Bewehrung schwer abgeschätzt werden.

Abb. 6.11 zeigt Fall 2 in der Konfiguration der Beladung mit 100 CASTOR-Behältern. In der Berechnung wird unterstellt, dass der Befall durch die AKR das Elastizitätsmodul auf 13,2 GPa und die mittlere Zugfestigkeit auf 1,2 MPa abgesenkt hat. Wieder wird im

Dachbereich der höchste Wert der maximalen Hauptspannung gefunden, diesmal 3,5 MPa. Hier muss von einer großflächigen Schädigung der Betonstruktur ausgegangen werden, wobei die Lasten infolge der Einwirkung des unterstellten generischen Erdbebens über die massive Bewehrung abgetragen werden.

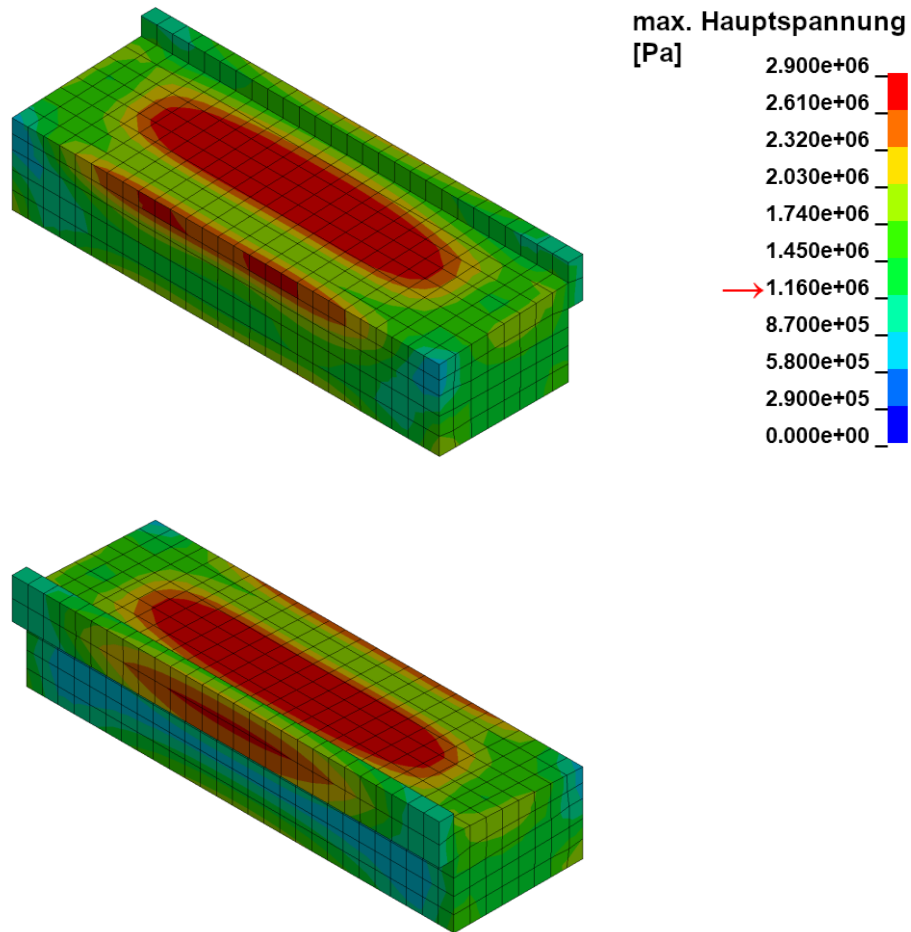


Abb. 6.11 Fall 2: mit Beladung

reduziertes E-Modul 13,2 GPa, reduzierte mittl. Zugfestigkeit 1,2 MPa

Abb. 6.12 zeigt den Referenzfall 0 ohne Beladung durch CASTOR-Behälter. Die Betonstruktur weist die Nominalwerte von Beton der Festigkeitsklasse B35 auf; das Elastizitätsmodul beträgt 33 GPa und die mittlere Zugfestigkeit 2,9 MPa. Die Verformungen bei der unterstellten seismischen Last liegen überall im elastischen Bereich. Eine Schädigung kann hier ausgeschlossen werden. Der höchste Wert der maximalen Hauptspannung wird wieder in zwei Regionen im Dachbereich gefunden; er fällt mit 2,3 MPa etwas geringer als in der Konfiguration mit Beladung aus.

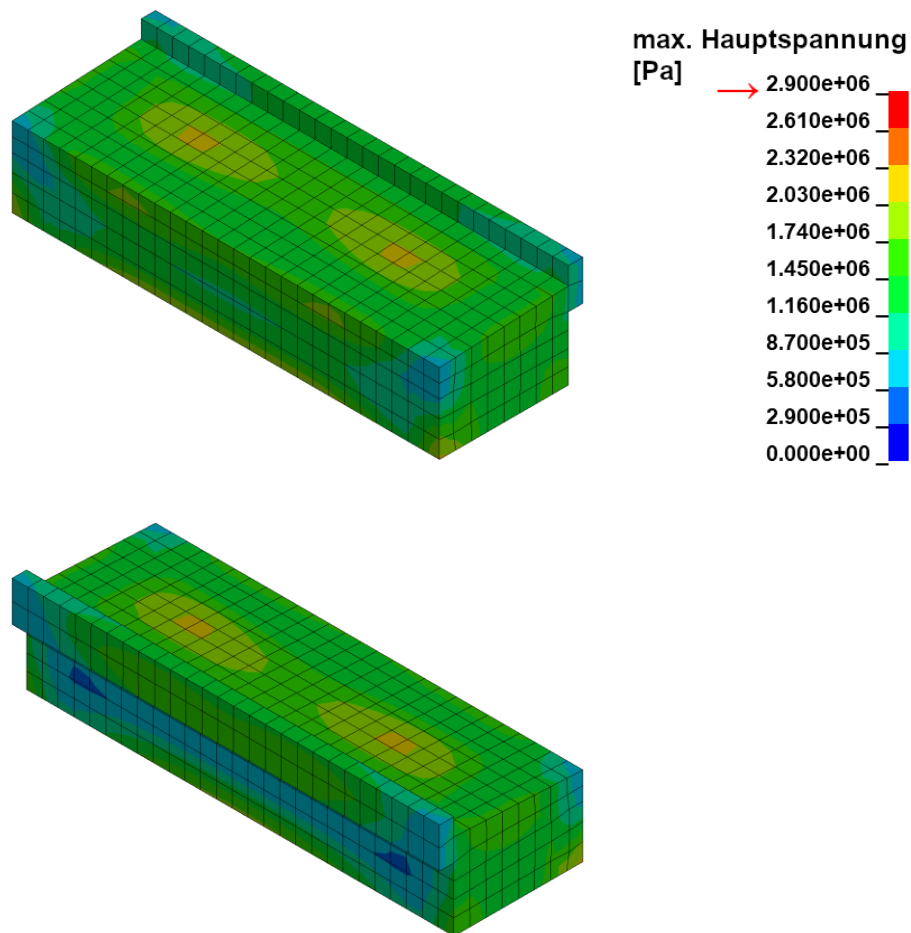


Abb. 6.12 Referenzfall 0: ohne Beladung

E-Modul 33 GPa, mittl. Zugfestigkeit 2,9 MPa

In Abb. 6.13 ist Fall 1 in der Konfiguration ohne Beladung mit CASTOR-Behältern dargestellt. Es wird ein Befall mit AKR unterstellt, bei dem eine Reduktion des Elastizitätsmoduls auf 19,8 GPa und der mittleren Zugfestigkeit auf 1,7 MPa angenommen wird. Bei reduzierter Zugfestigkeit muss von einer Schädigung der Struktur im Dachbereich, am Übergang vom Dach in die Seitenwände und am Übergang von den Seitenwänden in die Bodenplatte ausgegangen werden. Der höchste in der Struktur auftretende Wert der maximalen Hauptspannung von 2,3 MPa liegt geringfügig höher als in Referenzfall 0 ohne Beladung (genau 2,33 MPa zu 2,28 MPa), aber deutlich niedriger als in Fall 1 mit Beladung (2,3 MPa zu 2,7 MPa).

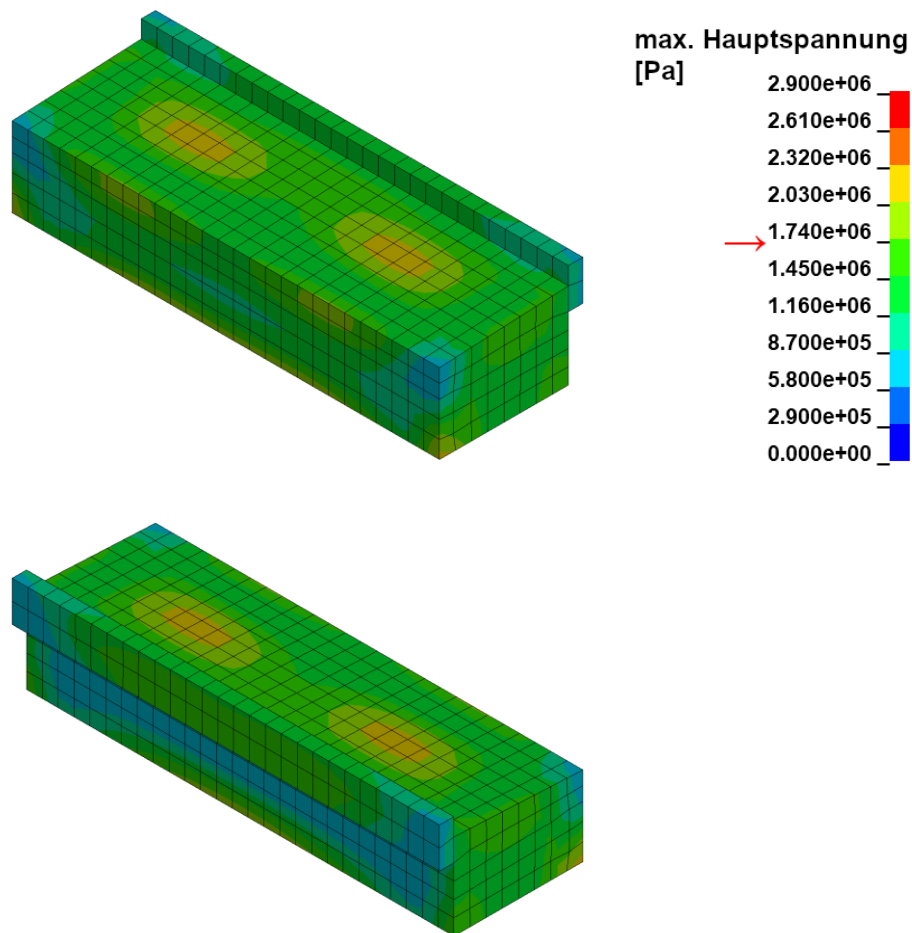


Abb. 6.13 Fall 1: Konfiguration ohne Beladung

reduziertes E-Modul 19,8 GPa, reduzierte mittl. Zugfestigkeit 1,7 MPa

Abb. 6.14 zeigt Fall 2 in der Konfiguration ohne Beladung mit CASTOR-Behältern. In der Berechnung wird unterstellt, dass durch Befall mit der AKR das Elastizitätsmodul auf 13,2 GPa und die mittlere Zugfestigkeit auf 1,2 MPa abgefallen ist. Hier muss von einer großflächigen Schädigung der Betonstruktur ausgegangen werden, die von der massiven Bewehrung getragen wird. Der höchste Wert der maximalen Hauptspannung beträgt 2,22 MPa. Er liegt geringfügig unterhalb dem in Referenzfall 0 ohne Beladung erzielten Wert. Somit fallen in Fall 1 und Fall 2 ohne Beladung verglichen mit Referenzfall 0 ähnliche Höchstwerte der maximalen Hauptspannung an; die geringfügigen Unterschiede gründen auf der durch die unterschiedlichen Elastizitätsmodule bedingten anderen Lastabtragung.

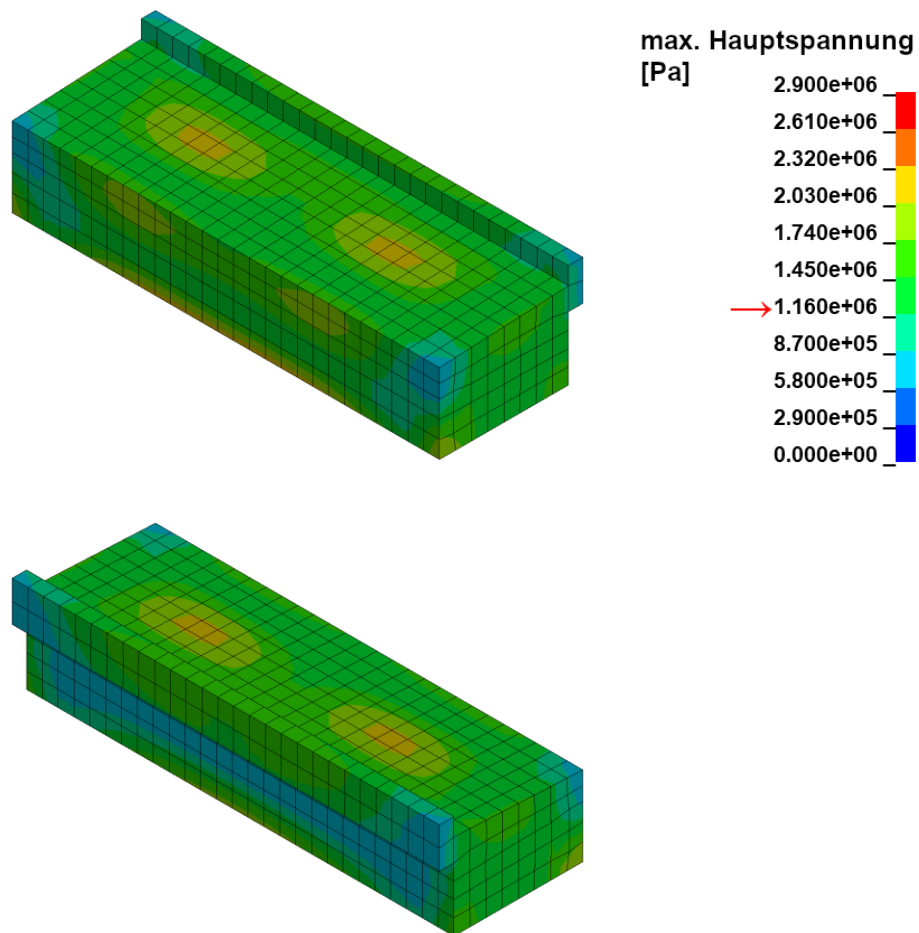


Abb. 6.14 Fall 2: Konfiguration ohne Beladung

reduziertes E-Modul 13,2 GPa, reduzierte mittl. Zugfestigkeit 1,2 MPa

Es lässt sich zusammenfassen, dass das Zwischenlagergebäude in STEAG-Bauweise unabhängig ob mit oder ohne Beladung durch CASTOR-Behälter infolge der unterstellten generischen Erdbebenbelastungen nicht nennenswert geschädigt wird. Wird ein Befall durch AKR unterstellt, was eine rein hypothetische Annahme ist, so muss von einer signifikanten Schädigung infolge des unterstellten generischen Erdbebens ausgegangen werden. Es sei nochmals betont, dass den Autoren kein Befall mit AKR von einem deutschen Standortzwischenlager bekannt ist.

Ferner kann festgestellt werden, dass der Beladungszustand einen signifikanten Einfluss auf die sich infolge der seismischen Belastungen ausbildenden Spannungsverteilungen und damit die mögliche Schädigung hat. Durch die volle Beladung mit 100 CASTOR-Behältern erhöht sich die Gebäudemasse von ungefähr 36000 Tonnen um weitere 13000 Tonnen. Maßgeblichen Einfluss auf die strukturellen Auswirkungen durch die Massenerhöhung hat allerdings die Lagerung im Baugrund.

Für eine genauere strukturmechanische Analyse müssten daher standortspezifische Baugrundeigenschaften angesetzt werden.

7 **Brückenkran unter seismischer Last: SOCRAT-Benchmark**

SOCRAT (**S**eismic simulation of **O**verhead **C**RANE on shaking **T**able) bezeichnet eine internationale Benchmark-Aktivität, die von der OECD/NEA, IRSN (Institut de **R**adioprotection et de **S**ûreté **N**ucléaire) und EDF (**E**lectricité **D**e **F**rance) organisiert wurde. Ziel war, das Verhalten eines Brückenkrans, wie er in kerntechnischen Anlagen und Zwischenlagern Anwendung findet, mit Hilfe der strukturmechanischen Simulation bei Unterstellung seismischer Einwirkungen zu untersuchen. Aus der Auswertung der Beiträge der Teilnehmer sollten Kriterien im Sinne der Best Practice zur strukturmechanischen Simulation eines Brückenkrans erarbeitet werden. Die GRS hat mit Simulationsrechnungen, die im Rahmen des Forschungsvorhabens RS1563 durchgeführt wurden, am Benchmark teilgenommen.

Motivation für die internationale Benchmark-Aktivität bildet die hohe sicherheitstechnische Relevanz eines Brückenkrans in einer kerntechnischen Anlage. In probabilistischen Sicherheitsanalysen (PSA) des Levels 1 zur Seismik kann je nach Auslegung der Anlage der Absturz des Brückenkrans einen bedeutenden Beitrag zur Gesamtwahrscheinlichkeit eines Kernschadens darstellen. In einem Zwischenlager sind selbst bei einem Absturz des Krans verglichen mit einem Kernkraftwerk geringere Auswirkungen zu erwarten. Eine Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit liegt aber im Bereich des Möglichen, zieht man Größe und Gewicht von typischen Brückenkränen in Betracht.

Die Benchmark-Aktivität wurde formell im Oktober 2020 begonnen. Teilnehmer wurden international eingeladen, sich mit eigenen Simulationsrechnungen zu den Aufgabenstellungen des Benchmarks zu beteiligen. Die Abarbeitung der Aufgabenstellungen war auf zwei Phasen aufgeteilt. In der ersten Phase, die bis Juni 2021 abgeschlossen wurde, bearbeiteten die Teilnehmer mehrere Aufgaben, zu denen Messergebnisse von Experimenten zur Verfügung gestellt wurden, die damit eine Kalibrierung der Simulationsmodelle ermöglichten. In einer zweiten Phase wurden von den Teilnehmern Blindrechnungen bei höherer seismischer Anregung durchgeführt. Zum Zeitpunkt der Berichtslegung dauerte die Bewertung der von den Teilnehmern eingereichten Blindrechnungen und deren Auswertung noch an. Somit können im Rahmen dieses Berichts nur vorläufige Ergebnisse präsentiert werden.

7.1 Brückenkran-Modell

Gegenstand der Untersuchungen ist ein Brückenkran-Modell im Maßstab 1:5. Im Original beträgt die Spannweite des Brückenkrans 22,5 m. Abb. 7.1 zeigt den schematischen Aufbau mit den einzelnen Komponenten, die farblich hervorgehoben sind.

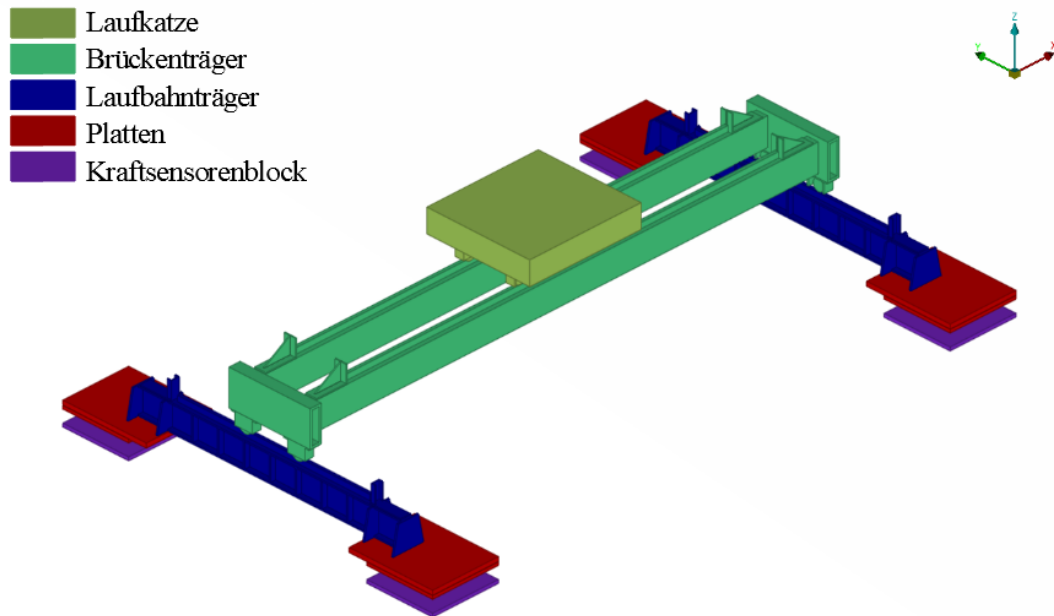


Abb. 7.1 Komponenten des Brückenkranmodells

Die deutschen und englischen Bezeichnungen der Komponenten lauten:

- Laufkatze (Trolley), hier: Zweischienerlaufkatze
- Kranbrücke bzw. Brückenträger bestehend aus Kastenträger (Girder beams) mit Laufschiene (Rails) und Laufgestell-Träger (End truck beams)
- Laufbahnträger mit Schienen (Runway beams and rails)
- Platten (Plates) zwischen Laufbahn-Träger und Kraftsensoren-Block
- Kraftsensoren-Block (Load cell block) bestehend aus vier 6-Achsen-Kraftsensoren, die fest zwischen zwei Stahlplatten verschraubt sind

Eine Fotografie des Aufbaus, aufgenommen im Labor der CEA Saclay, Frankreich, zeigt Abb. 7.2. Alle im Rahmen der Benchmark-Aktivität untersuchten Experimente wurden dort im Jahr 2015 durchgeführt. Um eine seismische Anregung in das untersuchte Brückenkran-Modell einleiten zu können, wurde das Modell mit den Bodenplatten der vier Kraftsensoren-Blöcke fest auf einen 6 x 6 m großen Rütteltisch aufgeschraubt. Eine

detaillierte Beschreibung der Abmessungen aller Komponenten des Brückenkran-Modells liefert Anhang B, eine Aufstellung aller am Brückenkran-Modell und am Rütteltisch angebrachten Sensoren findet sich in Anhang C.

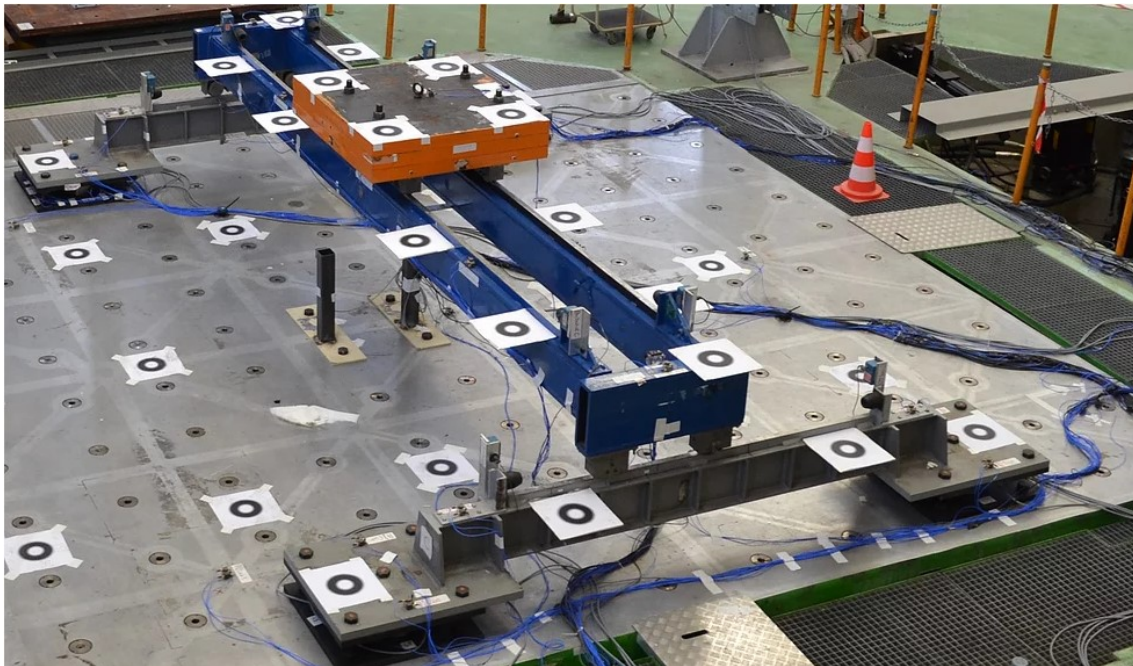


Abb. 7.2 Brückenkranmodell im Labor der CEA Saclay, Frankreich (Bild von EDF bereitgestellt)

Alle Platten, Träger, Schienen sowie die Rollen mit den zugehörigen Radhäusern sind aus Stahl gefertigt. Die Laufbahnträger (blau in der schematischen Darstellung Abb. 7.1) wurden auf die Platten (rot) geschweißt. Die Platten (rot) sind ihrerseits durch Schrauben fest mit den sich darunter befindlichen Kraftsensoren-Blöcken (violett) verbunden. Über das Anzugsmoment der Schrauben wurde von Seiten der Benchmark-Organisatoren keine Aussage gemacht. Die Laufkatze wurde mit Stahlplatten beschwert, um das gewünschte Gewicht zu erreichen. Das Gesamtgewicht des Modells von 5,6 Tonnen teilt sich auf in:

- Laufkatze: 1880 kg
- Brückenträger inklusive Laufgestell-Träger und Schienen: 1820 kg
- Beide Laufbahn-Träger inklusive Schienen: 980 kg
- Vier Kraftsensoren-Blöcke: 975 kg

Ein Kraftsensoren-Block besteht aus 4 Kraftsensoren vom Typ K6D175 der Firma MEMESSYSTEME, die fest zwischen zwei Stahlplatten geschraubt sind. Ein einzelner Kraftsensor hat eine zylindrische Form mit einem Durchmesser von 175 mm, einer Höhe von

110 mm und einer Masse von 11 kg. Vom Hersteller wurde zur Beschreibung der Steifigkeit des Sensors eine Matrix zur Verfügung gestellt, die in Tab. 7.1 wiedergegeben ist.

Tab. 7.1 Steifigkeitsmatrix des 6-Achsen-Kraftsensors K6D175

614,4 kN/mm	0,0	0,0	0,0	35600 kN	0,0	ux
0,0	614,4 kN/mm	0,0	-35600 kN	0,0	0,0	uy
0,0	0,0	2713,6 kN/mm	0,0	0,0	0,0	uz
0,0	-35600 kN	0,0	7415,4 kNm	0,0	0,0	phix
35600 kN	0,0	0,0	0,0	7415,4 kNm	0,0	phiy
0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4844 kNm	phiz

Die Laufkatze sowie die Laufgestelle des Brückenträgers sind mit Rollen ausgestattet, die aus Vollmaterial (Stahl) hergestellt wurden. Die Laufläche hat einen Durchmesser von 105 mm und eine Breite von 35 mm. Abb. 7.3 zeigt das Bild einer solchen Rolle. Es wird jeweils mit einer M10 Schraube im Radhaus befestigt.



Abb. 7.3 Bild einer Rolle (Bild von EDF bereitgestellt)

In den in Betrieb befindlichen Kränen werden typischerweise nicht alle vier Rollen von Laufkatze und Brückenträger angetrieben, sondern nur jeweils zwei der vier Rollen. Betrachtet man den Fall des außer Betrieb befindlichen Krans, an dem eine seismische Last angreift, verhalten sich die vom Motor angetriebenen und die nicht angetriebenen Rollen unterschiedlich. Die angetriebenen Rollen bleiben starr; bei seismischer Anregung rutschen diese auf den Laufschienen. Die nicht angetriebenen Rollen können bei seismischer Anregung frei abrollen.

Vor diesem Hintergrund sollten in den im Rahmen des Benchmarks durchzuführenden Simulationen zwei Konfigurationen bezüglich der Rollen betrachtet werden. In der Rutsch-Konfiguration (*Sliding Configuration*) sind alle Rollen blockiert und rutschen auf den Laufschiene ab. Dies entspräche dem Verhalten eines Krans, bei dem alle Rollen angetrieben wären. In der gemischten Konfiguration (*Mixed Configuration*) sind nur zwei der vier Rollen von Laufkatze und Brückenträger blockiert, die anderen Rollen können frei abrollen. Dies entspricht dem typischen oben beschriebenen Kranverhalten. Abb. 7.4 stellt die beiden Konfigurationen im zugrunde liegenden Koordinatensystem grafisch dar.

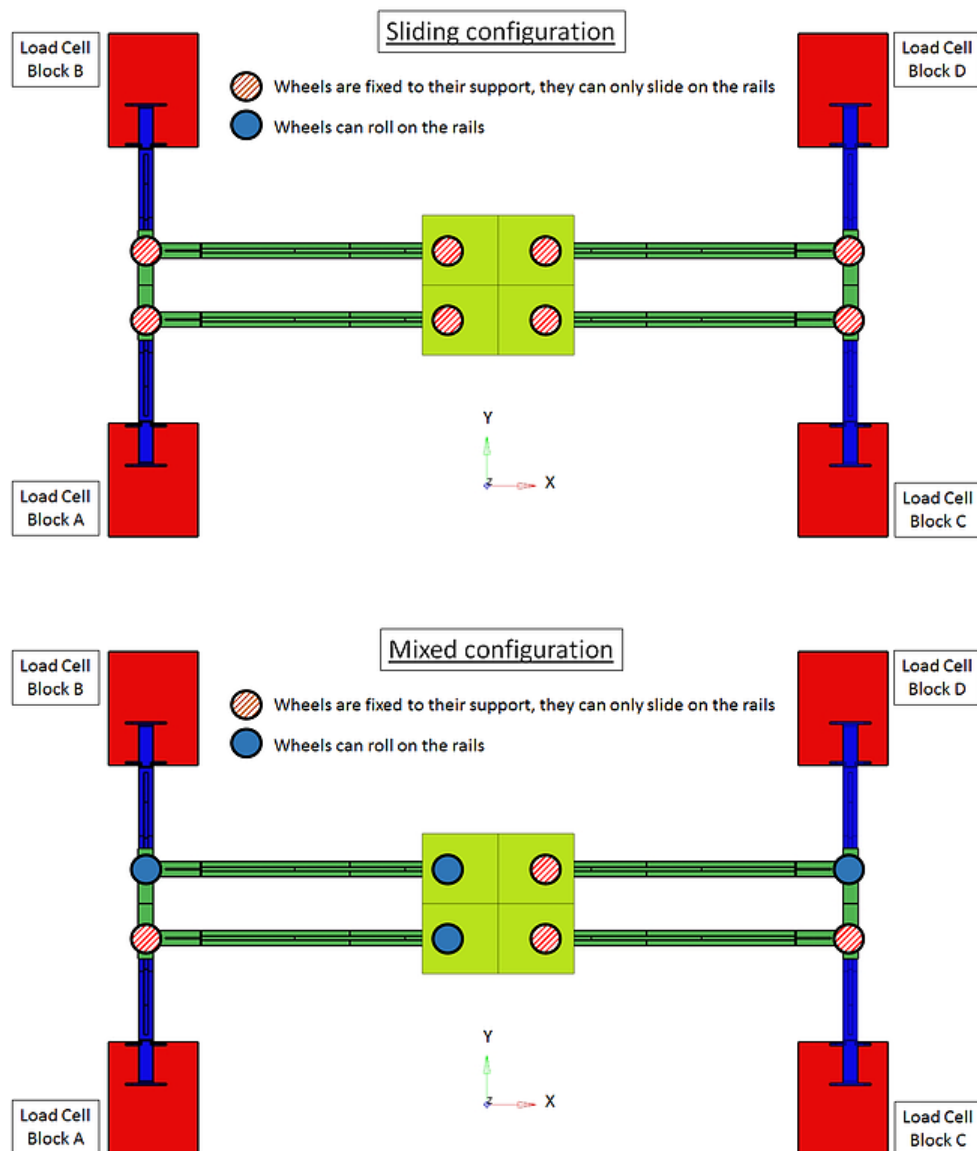


Abb. 7.4 Konfiguration der Rollen von Laufkatze und Brückenträger *Sliding* und *Mixed* (Bild von EDF bereitgestellt)

7.2 Simulationsmodell des Brückenkrans

Von den Benchmark-Organisatoren wurde als größte Herausforderung der Simulation die realistische Berücksichtigung dissipativer Effekte wie Reibung, Rutschen und Aufprall von Komponenten aufeinander angesehen, um eine Prognose über das dynamische Verhalten des Brückenkrans tätigen zu können. Aufgrund dieser Anforderungen wurde seitens GRS beschlossen, die Simulationen mit dem kommerziellen Programmpaket LS-DYNA und expliziter Zeitintegration durchzuführen.

Das Finite-Elemente-Modell umfasst den Brückenkran inklusive der Kraftsensor-Blöcke sowie den Rütteltisch, über den die seismischen Anregungssignale in den Aufbau eingeleitet werden. Bis auf die Kraftsensoren, welche durch Balkenelemente abgebildet werden, wurden alle Komponenten mit Volumenelementen vernetzt. Als sinnvolle Elementkantenlänge wurde eine Länge von 25 mm gewählt. Dadurch lassen sich feine Strukturen, besonders die Versteifungsrippen der Trägerstrukturen ausreichend genau abbilden. Die Elementanzahl der Hexaeder-Elemente beträgt ca. 95000. Abb. 7.5 zeigt das von der GRS entwickelte Finite-Elemente-Modell des Brückenkran-Aufbaus. Als Einheitensystem wurde Millimeter für die Länge, Tonne für die Masse und Sekunde für die Zeit gewählt.

S1E6-R117

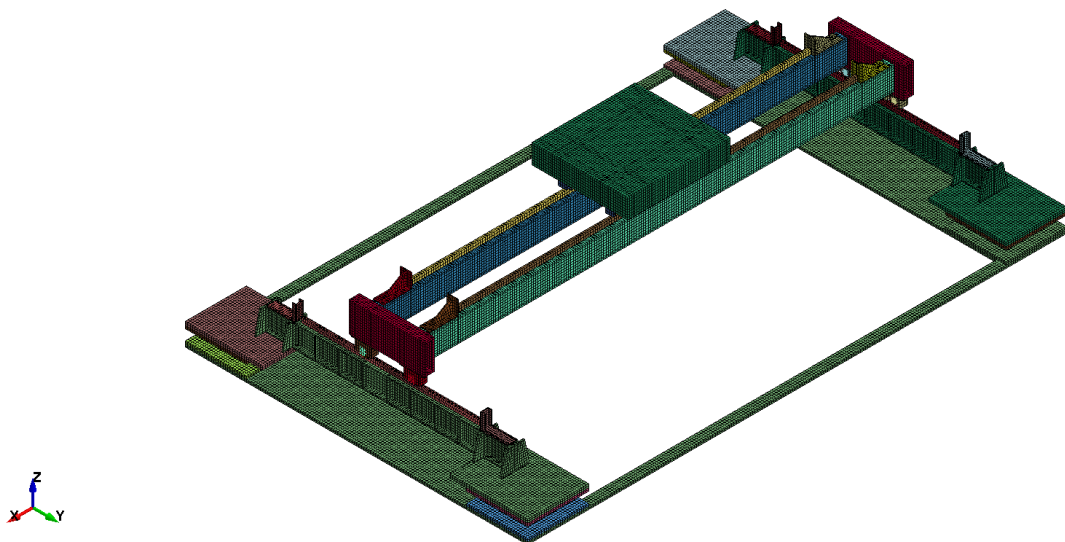


Abb. 7.5 Finite-Elemente-Modell des Brückenkrans mit Brückenträger und Laufkatze in Mittenstellung

Das Simulationsmodell wurde in Hinblick auf die Komplexität modular aufgebaut. Es besteht aus mehreren Dateien, die durch eine Steuerdatei verknüpft werden. Die Daten, welche die verwendeten Finite-Elemente-Netze enthalten, sind in drei Dateien definiert:

- RUNWAY.key: Finite-Elemente-Netz der Laufbahnträger mit Schienen, Platten Kraftsensoren-Block und Rütteltisch
- GIRDER.key: Finite-Elemente-Netz der Brückenträger mit Laufschiene und Laufgestell-Träger
- TROLLEY.key: Finite-Elemente-Netz der Laufkatze

Die transienten Beschleunigungssignale, welche auf das Modell in x-, y- und z-Richtung aufgebracht werden, werden in einzelnen Dateien anhand von zeitabhängigen Kurven definiert:

- X-LOAD.key
- Y-LOAD.key
- Z-LOAD.key

Die anhand der Aufgabenstellung definierten Blockierungen der Rollen von Brückenträger und Laufkatze werden mit Hilfe einer Eingabedatei definiert. Für die beiden betrachteten Fälle der Sliding Configuration und Mixed Configuration, bei denen entweder die Bewegung aller (Sliding Configuration) oder einer Hälfte der Rollen (Mixed Configuration) eingeschränkt ist, wurden Steuerdateien erstellt, die entsprechend den Anforderungen die Bewegungen der Rollen beschränken:

- SC-FIX.key: Sliding Configuration
- MC-FIX.key: Mixed Configuration

Der Laufträger und die Laufkatze befinden sich standardmäßig in einer Mittelposition. Falls eine verschobene Position gewünscht ist, kann dies einfach durch Änderung von Verschiebungswerten erreicht werden. In der Steuerdatei sind alle weiteren Steuerinformationen für den Programmaufruf enthalten.

Die drei Elemente Laufbahnträger, Brückenträger und Laufkatze sind paarweise über Rollen, welche auf Schienen stehen, verbunden. Die Rollen sollen abhängig von der Aufgabenstellung entweder rutschen oder auch abrollen können. Hierzu wurde die

Kontaktdefinition `*CONTACT_AUTOMATIC_SURFACE_TO_SURFACE_SMOOTH` bevorzugt verwendet. Diese Kontaktdefinition verwendet als Master-Slave-Kontakt die Rollen als Master und die Schienen als Slave. Die Option `SMOOTH` soll ein optimiertes Abrollen auch von gröber diskretisierten Rollen ermöglichen. Es können sowohl für die statische als auch für die dynamische Reibung geeignete Reibungskoeffizienten definiert werden.

Der Rütteltisch wird als Starrkörper modelliert. Zur Reduktion der Elementzahl wurde in dem Bereich zwischen den vier Kraftsensor-Blöcken, an dem kein Kontakt zwischen Brückenkran Aufbau und Rütteltisch besteht, eine Aussparung in die modellierte Rütteltischplatte eingefügt (siehe Darstellung des Finite-Elemente-Netzes in Abb. 7.5). Die durch den Rütteltisch erzeugten Beschleunigungsanregungen werden mit dem Keyword `*BOUNDARY_PRESCRIBED_ACCELEROMETER_RIGID` auf den Starrkörper aufgebracht. Als Anregungssignal dienen Messsignale, welche von auf dem realen Rütteltisch befestigten Beschleunigungsaufnehmern aufgezeichnet wurden.

Da aus der Aufgabenbeschreibung für die Kraftsensoren lediglich Steifigkeitswerte bekannt sind, wurden sie vereinfacht als einzelne Balkenelemente mit dem Materialmodell `*MAT_LINEAR_ELASTIC_DISCRETE_BEAM` modelliert. Dies erlaubt die Berücksichtigung aller sechs Hauptdiagonalelemente der Steifigkeitsmatrix; die Nebendiagonalelemente können nicht berücksichtigt werden. Eine Hauptachsentransformation der Steifigkeitsmatrix bestätigte das Vorgehen, da den Nebendiagonalelementen nur ein vernachlässigbares Gewicht zukommt.

Die Kraftübertragung von den Stahlplatten in die zylindrische Decken- und Bodenfläche der Kraftsensoren wird durch `*CONSTRAINED_NODAL_RIGID_BODY` berücksichtigt. Wären die Balkenelemente direkt über gemeinsame Knoten angebunden, wäre die resultierende Gesamtstruktur zu weich und es käme zu Spannungskonzentrationen. Nach der Konstruktion der Kraftsensoren (siehe Konstruktionszeichnung in Anhang B) sind unterschiedliche Durchmesser der Grundflächenmodellierung begründbar. Es wurde eine Grundfläche von 140 mm Durchmesser gewählt, was dem Durchmesser der Verschraubungsachsen entspricht.

Um ein Abrollen bzw. Gleiten der Rollen auf den Schienen in der Simulation nachvollziehen zu können, ist eine Berücksichtigung der Schwerkraft zur Berechnung der Reibungskräfte in den Kontaktbeziehungen zwingend erforderlich. Die Erdbeschleunigung wird mit dem Keyword `*LOAD_BODY_Z` aufgebracht. Um Schwingungseffekte infolge der

Aufbringung der Erdbeschleunigung auf das Modell zu vermeiden, wird eine implizite statische Zeitschritt-Berechnung vorgeschaltet. Diese berechnet einen Gleichgewichtszustand, wodurch der folgenden expliziten Berechnung das Finite-Elemente-Modell in einem eingeschwungenen Zustand zur Verfügung steht.

Ebenso wird eine globale Dämpfung auf das Modell mit dem Keyword *DAMPING_GLOBAL eingeführt. In diesem Keyword wird ein konstanter Dämpfungsfaktor definiert. Dieser wird aufgrund des gewählten Einheitensystems (mm/t/s) in der Einheit t/s definiert. Die verwendete Dämpfungskonstante wurde anhand von zur Verfügung gestellten Versuchsdaten analytisch hergeleitet. Aus der abklingenden Beschleunigungskurve der x-Beschleunigung, welche durch einen Sensor datentechnisch erfasst wurde, wird aus 10 Phasendurchgängen der Dämpfungsgrad bestimmt. Hierzu wird zuerst das logarithmische Inkrement bestimmt. Dieses wird folgendermaßen definiert

$$\Lambda = \frac{1}{n} \ln \frac{\ddot{x}(t_1)}{\ddot{x}(t_{10})} \quad (7.1)$$

Mit $n = 10$ Phasendurchgängen, der Anfangsbeschleunigung $\ddot{x}(t_1) = 16 \text{ m/s}^2$ und der Beschleunigung nach 10 Phasendurchgängen $\ddot{x}(t_{10}) = 12 \text{ m/s}^2$ ergibt sich ein logarithmisches Inkrement von $\Lambda = 0,0288$. Für die Abklingdauer gilt

$$\tau = \frac{T_d}{\Lambda}. \quad (7.2)$$

Für eine ermittelte Schwingungsdauer von $T_d = 0,002 \text{ s}$ ergibt sich eine Abklingdauer von $\tau = 0,0695 \text{ s}$. Für das Dämpfungsmaß gilt

$$D = \frac{2m}{\tau}. \quad (7.3)$$

Für eine Masse von 1,28 t und eine Abklingdauer von $\tau = 0,0695 \text{ s}$ ergibt sich ein Dämpfungsmaß von $D = 36,8 \text{ t/s}$. Analoge Berechnungen des Dämpfungsmaßes für Anregungen in y- und z-Richtung ergeben vergleichbare Werte für das Dämpfungsmaß.

Die Funktionen der Rollen des Brückenträgers und der Laufkatze sind mit Hilfe des Keywords *CONSTRAINED_JOINT_REVOLUTE modelliert worden. Dieses ermöglicht

eine rotatorische Bewegung, welche eine Abrollbewegung der Rollen zulässt. Abb. 7.6 zeigt die Modellierung einer Rolle im Finite-Elemente-Modell. Das Keyword `*CONSTRAINED_NODAL_RIGID_BODY` wird zur Kopplung der Drehgelenke an die Struktur verwendet. Mit Hilfe einer spinnenartigen Verbindung werden die beiden Seiten des Drehgelenks mit der jeweiligen Struktur gekoppelt.

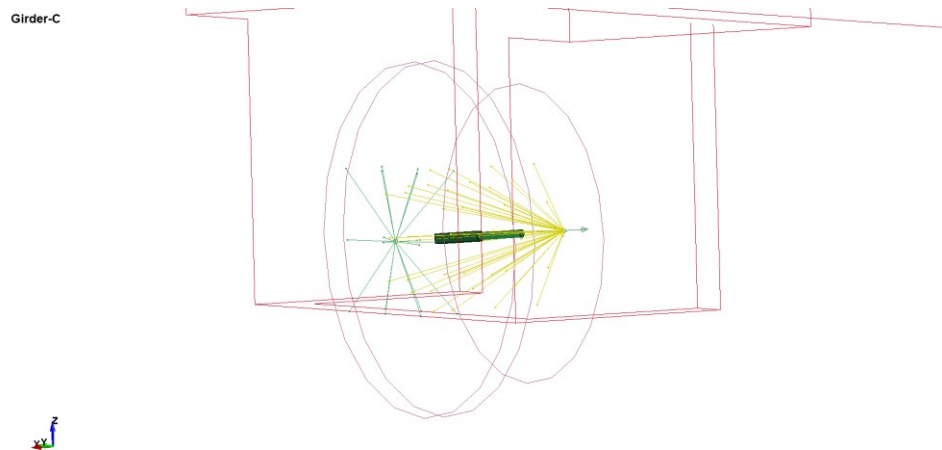


Abb. 7.6 Modellierung eines Drehgelenks

In Abb. 7.7 wird die Fixierung einzelner Rollen mit Hilfe von Zwangsbedingungen `*CONSTRAINED_NODAL_RIGID_BODY` dargestellt. Diese Fixierungen bewirken, dass kein Abrollen der Rolle um die Drehachse, sondern nur noch ein Rutschen der Rolle auf der Laufschiene möglich ist.

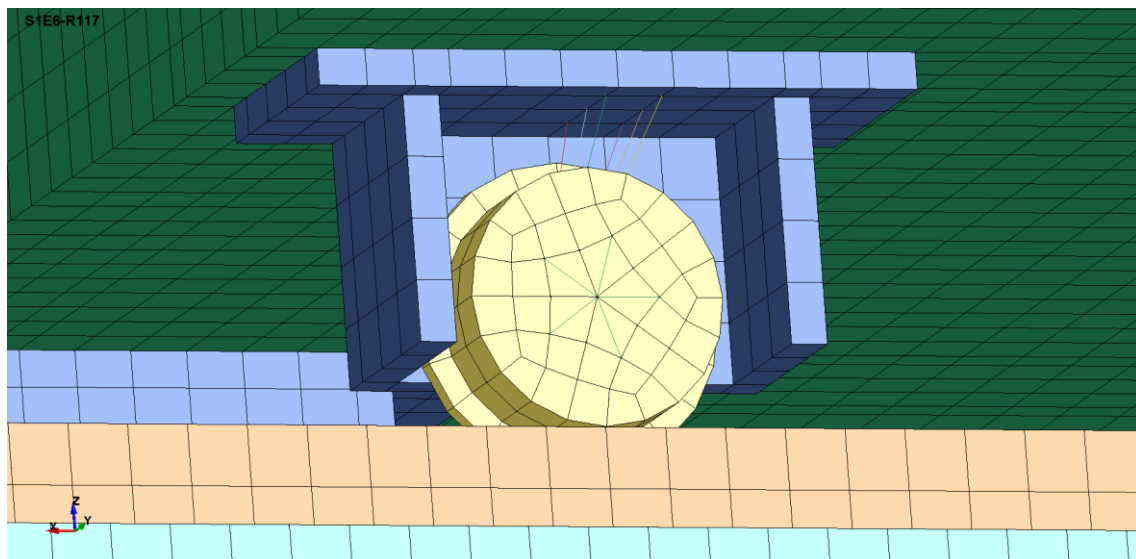


Abb. 7.7 Fixierung der Rollen mittels Zwangsbedingungen

7.3 Eigenfrequenzanalyse des Brückenkran-Modells und einzelner Komponenten

In den ersten drei Aufgaben des Benchmarks wurden unter anderem die Eigenfrequenzen einzelner Komponenten und des Gesamtaufbaus betrachtet. Der Kraftsensoren-Block, bestehend aus vier zwischen zwei Stahlplatten verschraubten Kraftsensoren, wird in Aufgabe 1 (*Exercise 1*) untersucht. Der Laufbahn-Träger samt Grundplatten und zwei Kraftsensoren-Blöcken ist Gegenstand von Aufgabe 2 (*Exercise 2*). Schließlich wird in Aufgabe 3 (*Exercise 3*) der gesamte Brückenkran-Aufbau betrachtet.

Zum Kraftsensor-Block wurden von den Benchmark-Organisatoren keine Messergebnisse zur Verfügung gestellt. Die in einer Modalanalyse des Kraftsensoren-Blocks mit LYDYNA berechneten Werte werden in Tab. 7.2 aufgelistet.

Tab. 7.2 Eigenfrequenzen des Kraftsensoren-Blocks

Eigenfrequenz	Gemessen [Hz]	Simulation [Hz]
f_1	-	359
f_2	-	369
f_3	-	371
f_4	-	394

Tab. 7.3 zeigt die gemessenen und berechneten Eigenfrequenzen des Laufbahn-Trägers, der auf zwei Kraftsensoren-Blöcken steht. Gemessen heißt hier, dass der Aufbau mit Hilfe des Rütteltischs durch ein breitbandiges Beschleunigungsrauschsignal angeregt wird. Die Eigenfrequenzen werden dem Spektrum der aufgezeichneten Beschleunigungszeitsignale entnommen.

Tab. 7.3 Eigenfrequenzen des Laufbahn-Trägers auf den Kraftsensor-Blöcken

Eigenfrequenz	Gemessen [Hz]	Simulation [Hz]
f_1	57,1	66
f_2	108,8	123
f_3	115,2	159
f_4	122,2	160

Gemessene und berechnete Eigenfrequenzen zum Gesamtaufbau des Brückenkran-Modells gibt Tab. 7.4 wieder. Hierfür wurden die Rollen von Brückenträger und Laufkatze fest mit den jeweiligen Schienen verbunden.

Tab. 7.4 Eigenfrequenzen des Brückenkran-Modells

Eigenfrequenz	Gemessen [Hz]	Simulation [Hz]
f_1	7,6	9,5
f_2	8,3	10,9
f_3	13,3	14,5
f_4	16,3	21,1

Die erzielten Simulationsergebnisse zeigen, dass sich das Simulationsmodell offensichtlich steifer als der reale Aufbau verhält. Sowohl beim simulierten Laufbahn-Träger als auch beim simulierten Gesamtaufbau finden sich höhere Eigenfrequenzen und damit ein steiferes Verhalten. Mehrere Erklärungen kommen hierfür in Frage. Wie Anhang B entnommen werden kann, weisen Ober- und Unterflansch des I-Trägers, aus dem der Laufbahn-Träger aufgebaut ist, einen sich vom Steg nach außen hin verjüngenden Querschnitt auf. Dies wird in der CAD-Datei und im darauf aufbauenden Finite-Elemente-Netz nicht berücksichtigt, wodurch sich ein verändertes Steifigkeitsverhalten im Modell ergibt. Die Schweißverbindungen der Versteifungsrippen des Laufbahn-Trägers können ihrerseits zu einem weniger steifen Gesamtverhalten des Trägers beitragen, da der Wärmeeintrag während des Schweißvorgangs nachweislich die lokalen Materialeigenschaften beeinflusst /RUG 91/.

Auch die Modellierung der Kraftsensoren liefert einen Beitrag für eine höhere Gesamtsteifigkeit. Beide Stirnflächen der zylindrischen Sensoren, die Kontakt zu den Stahlplatten unter und über den Sensoren haben, werden im Finite-Elemente-Modell durch ideal starre Zwangsbedingungen abgebildet. Die Modellierung der Sensoren mit einem Balkenelement bedingt diesen Ansatz, somit muss dieser Beitrag zur Versteifung in Kauf genommen werden.

Beim Gesamtaufbau kommt zum Tragen, dass eine Modalanalyse nur durchgeführt werden kann, wenn alle Komponenten verbunden sind. Daraus folgend wurden die Rollen mittels Zwangsbedingungen starr mit den Laufschiene verbunden. Diese Verbindung fällt selbstverständlich steifer als die Klammerung der Rollen im Experiment aus.

Abschließend lässt sich feststellen, dass die getroffenen Ansätze in der Modellbildung das Simulationsmodell geringfügig steifer als den realen Aufbau gemacht haben. Der Fehler, der damit gemacht wird, kann gegenüber den Ungenauigkeiten im dynamischen Verhalten als gering angesehen werden.

7.4 Dynamische Analyse des Brückenkransmodells

In der dynamischen Untersuchung des Kraftsensor-Blocks wurde dieser mit einem Gewicht von einer Tonne beschwert. Abb. 7.8 zeigt den Versuchsaufbau. In drei Experimenten wurde der Aufbau in den drei Koordinatenrichtungen des postulierten globalen Koordinatensystems zur Schwingung angeregt. Alle durchgeführten Experimente (*Runs*) wurden mit einer Nummer bezeichnet: In *Run 1* wurde mit dem Hammer in globaler -y-Richtung angeschlagen, in *Run 4* in x-Richtung und in *Run 8* in -z-Richtung (siehe Abb. 7.8).

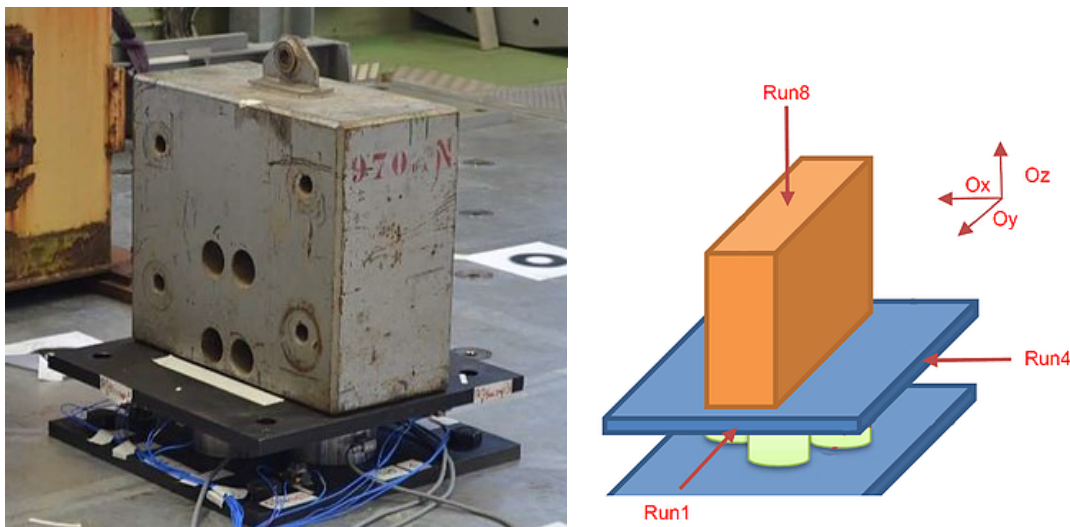


Abb. 7.8 Versuchsaufbau zur Bestimmung der Eigenfrequenzen des Kraftsensoren-Blocks (Bild von EDF bereitgestellt)

In den Simulationen des Hammerschlags hängt der resultierende Krafteintrag in die Struktur von der Anzahl belasteter Knoten ab. Aus Parameterstudien wurde eine Belastung von vier Element-Außenflächen als bestmöglicher Ansatz ermittelt. Die im Experiment ermittelten Krafteinleitungssignale für *Run 1*, *Run 4* und *Run 8* sind in Abb. 7.9 dargestellt.

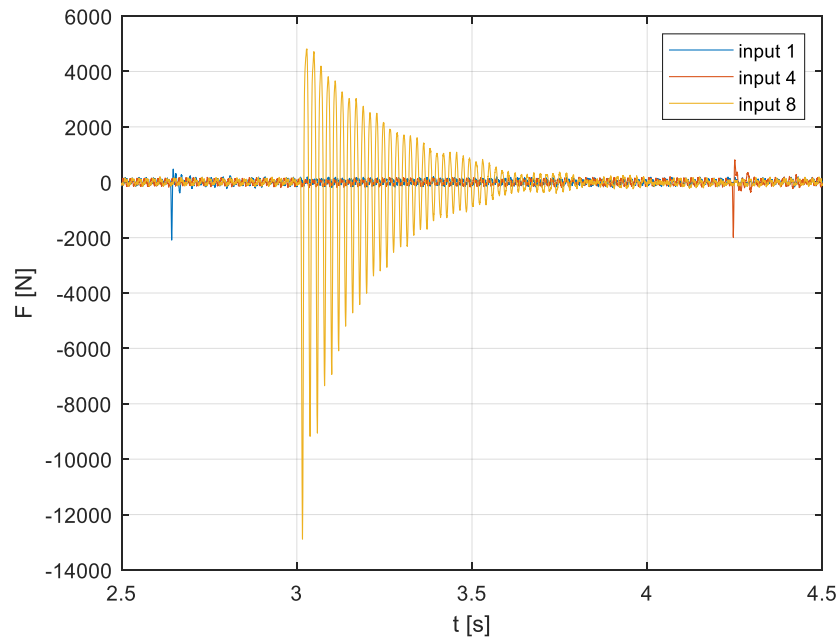


Abb. 7.9 Aufgezeichnete Krafteinleitung und Beschleunigungsantworten der Tests (*Run 1, Run 4, Run 8*)

In Abb. 7.10 werden die aufgezeichneten Beschleunigungssignale dargestellt. In *Run 1* wurden die Signale der Sensoren Ayblocinf1 und Aybloctop1 ausgewertet; für *Run 4* und *Run 8* wurde an den gleichen Sensorpositionen in den entsprechend anderen Koordinatenrichtungen ausgewertet. Die genaue Lage der Sensoren kann Anhang C entnommen werden. Aus dem Abklingverhalten der Beschleunigungssignale wurde der Wert der Dämpfung, der in den weiteren Simulationsrechnungen eingesetzt wurde, bestimmt. Die Berechnung des globalen Dämpfungswerts wurde in Abschnitt 7.2 ausformuliert.

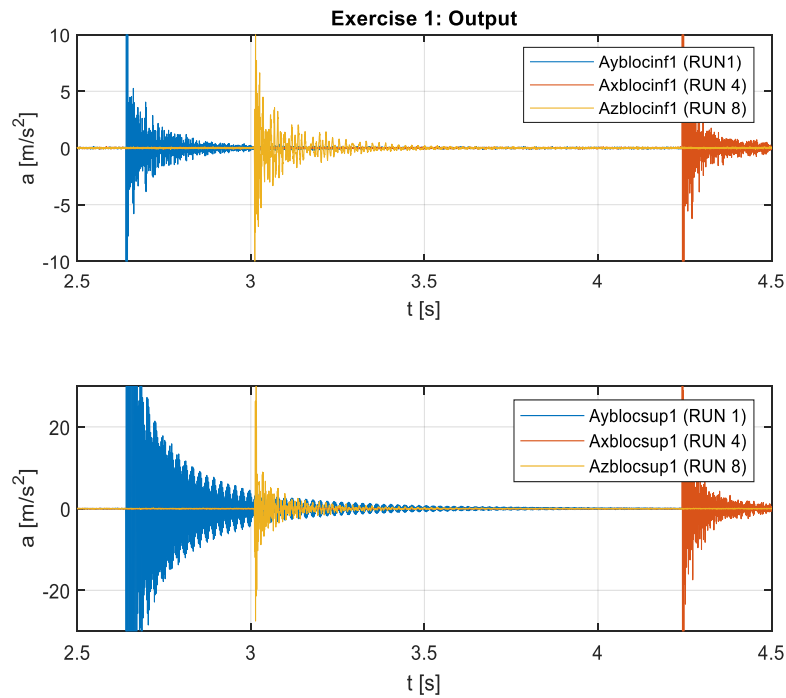


Abb. 7.10 Beschleunigungen an den Sensorpositionen

In der Aufgabenstellung des SOCRAT-Benchmarks wurde die vierte Aufgabe (*Exercise 4*) gestrichen. Die Aufgaben 5 bis 7 beschäftigten sich mit der Kalibrierung der Reibungseigenschaften. Experimentelle Untersuchungen des Reibkontakts einer Stahlrolle auf einer Stahlschiene lieferten Durchschnittswerte für die Haftreibung von 0,3 und die Gleitreibung von 0,15 /WAR 08/. Ziel der durchgeführten Simulationen war, einen Satz Reibungsparameter zu bestimmen, die in allen Simulationsrechnungen gleich eingesetzt werden. Dies hatte zur Folge, dass einzelne Problemstellungen besser als andere mit den Simulationsrechnungen getroffen wurden.

Im Rahmen von *Exercise 5* wurden drei Experimente untersucht, bei denen eine puls-förmige Beschleunigungsanregung durch den Rütteltisch erzeugt wurde. Abb. 7.11 zeigt die Anregungssignale. In *Run 64* erfolgte die Anregung in x-Richtung, so dass eine Verschiebung der Laufkatze zu erwarten war; in *Run 62* und *Run 82* erfolgte die Anregung in y-Richtung, die eine Verschiebung des Brückenträgers zur Folge hatte. In allen drei Läufen befanden sich Laufkatze und Brückenträger in der Mittenposition; in *Run 64* und *Run 62* befanden sich die Rollen in Rutsch-Konfiguration (*Sliding Configuration*), in *Run 82* in gemischter Konfiguration (*Mixed Configuration*).

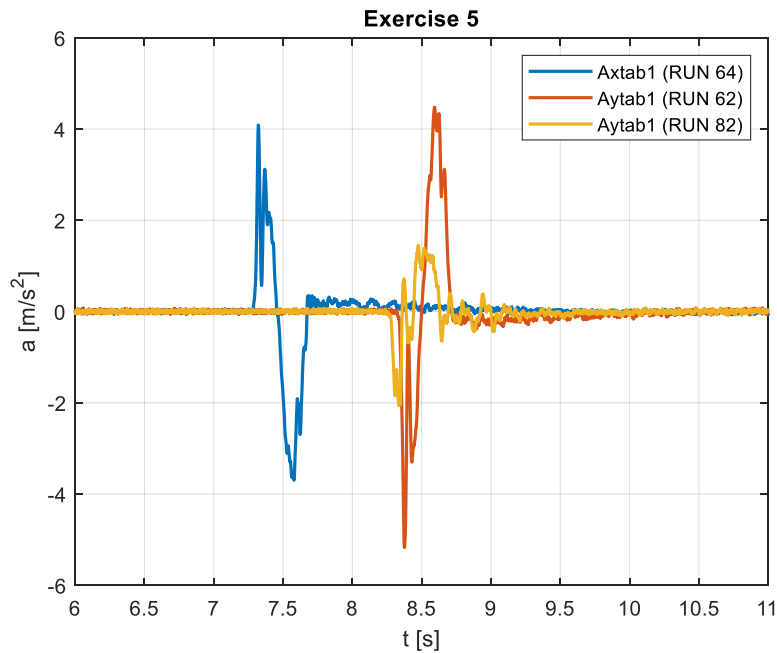


Abb. 7.11 Beschleunigungsanregung für *Run 64*, *Run 62* und *Run 82*

Abb. 7.12 stellt die mit dem Analysemodell der GRS simulierte Relativbewegung der Laufkatze dem gemessenen Verlauf gegenüber. Die Sensorbezeichnung schlüsselt sich in *D* für Displacement, *x* für die Koordinatenrichtung, *Chariot* französisch für Laufkatze und den Buchstaben *A*, *B*, *C* und *D* für die vier Messpositionen, die am nächsten an den entsprechenden Kraftsensor-Blöcken liegen, auf (zur Lage der Sensoren siehe Anhang C). Jeweils zwei der vier Messungen sind redundant und können zur Überprüfung von Simulation und Messung herangezogen werden. In den Graphen sind die redundanten Paare durch die gleiche Farbe aber mit unterschiedlicher Strichform, sprich einer durchgezogenen und einer gestrichelten Linie, gekennzeichnet.

Infolge der pulsformigen Beschleunigungsanregung durch den Rütteltisch rutscht die Laufkatze auf den Schienen, und es stellt sich eine permanente Verschiebung ein. In der Messung betrug diese ungefähr 8 mm, in der Simulation ungefähr 15 mm. In der Bewertung müssen die insgesamt geringen Verschiebungen im Millimeterbereich bezogen auf die Abmessung des Brückenkran-Modells von knapp 6 m berücksichtigt werden.

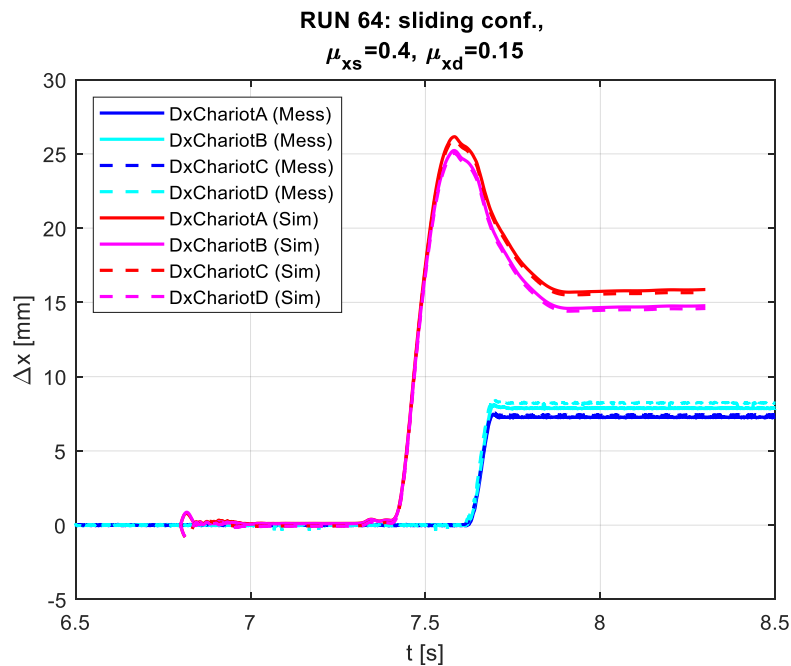


Abb. 7.12 Verschiebungszeitverlauf der Laufkatze in *Run 64*

Auffällig im simulierten Verschiebungszeitverlauf in *Run 64* ist der in der Messung nur verschwindend gering auftretende Überschwinger, der bei Änderung der Reibungskoeffizienten unterschiedlich hoch ausfällt. Die Werte der Haft- und Gleitreibungskoeffizienten wurden so bestimmt, dass die Gesamtheit der Simulationsergebnisse der Aufgaben 5, 6 und 7 bestmöglich mit den gemessenen Verläufen übereinstimmt. Für den Kontakt der Rollen der Laufkatze auf den Schienen wird in den Simulationen ein Haftreibungskoeffizient von $\mu_{xs} = 0,4$ und ein Gleitreibungskoeffizient von $\mu_{xd} = 0,15$ angesetzt.

Des Weiteren kann im Vergleich von Messung und Simulation ein zeitlicher Versatz im Anstieg der relativen Verschiebung beobachtet werden. Der spätere Verschiebungsanstieg in der Messung deutet darauf hin, dass in der Simulation die berechneten Haftreibungskräfte gegenüber dem realen Messaufbau geringer ausfallen. Eine Erhöhung der Haftreibung in der Simulation könnte durch eine Erhöhung des Haftreibungskoeffizienten erfolgen, damit würde der Wert des Koeffizienten aber in einen physikalisch unplausiblen Bereich verschoben.

Abb. 7.13 zeigt den Zeitverlauf der relativen Verschiebung des Brückenträgers in *Run 62*. Die Bezeichnung der betrachteten Sensoren schlüsselt sich auf in *D* für Displacement, *y* für die betrachtete Koordinatenrichtung, *Som* für den Brückenträger und *A*, *B*, *C* und *D* für die vier Messpositionen, die am nächsten an den entsprechenden Kraftsensor-Blöcken liegen (zur Lage der Sensoren siehe Anhang C). Im Graphen sind die

relativen Verschiebungen der beiden Seiten des Brückenträgers in Blau und Cyan dargestellt; die jeweiligen simulierten Verläufe in Rot und Magenta. In der Messung kann eine Schrägstellung des Brückenträgers beobachtet werden, was sich in einem Auseinanderlaufen der Verschiebungszeitverläufe äußert. Offensichtlich liegt im Versuchsaufbau eine geringfügige Schrägstellung vor, so dass eine Anregung in y-Richtung stets eine unerwünschte Komponente in x-Richtung erhält und damit eine geringfügig rotatorische Anregung entsteht.

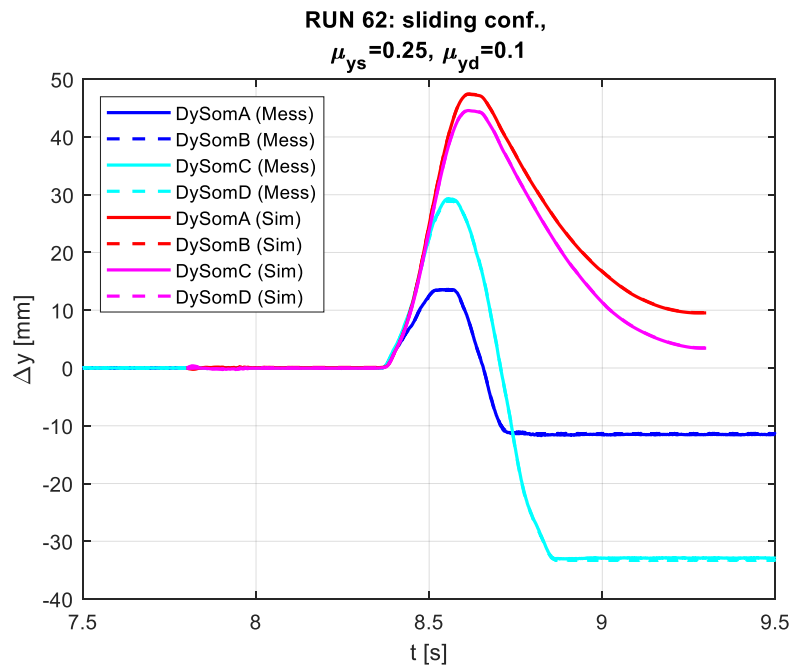


Abb. 7.13 Verschiebungszeitverlauf des Brückenträgers in *Run 62*

Für den Kontakt der Rollen des Brückenträgers auf den Schienen wird in den Simulationen ein Haftreibungskoeffizient von $\mu_{ys} = 0,25$ und ein Gleitreibungskoeffizient von $\mu_{yd} = 0,1$ angesetzt. Der Überschwinger im simulierten Verschiebungszeitverlauf fällt wieder größer aus als im gemessenen Verlauf aus. Vergleicht man den Durchschnitt der Verschiebung der beiden Brückenträgerseiten, stellt sich in der Messung ein Wert von - 22 mm und in der Simulation ein Wert von + 7 mm ein.

Die Verschiebung des Brückenträgers setzt in der Messung und in der Simulation zum gleichen Zeitpunkt ein, somit werden die Haftreibungskräfte in der Simulation wohl getroffen. Die unterschiedlichen Verläufe gründen wahrscheinlich auf dem unterschiedlichen Verhalten im Bereich der Gleitreibung in Messung und Simulation.

In Abb. 7.14 wird der Zeitverlauf der Relativverschiebung des Brückenträgers in *Run 82* dargestellt. Hier liegt die *Mixed Configuration* der Rollen vor. Wieder kann im gemessenen Verschiebungszeitverlauf beobachtet werden, dass sich der Brückenträger schräg stellt. Im simulierten Verlauf tritt dieses Verhalten nicht auf. In der Messung stellt sich eine gemittelte Verschiebung von - 3 mm, in der Simulation eine Verschiebung von + 8 mm ein. Analog zu den Simulationsergebnissen zu *Run 62* sind die Unterschiede von Simulation zur Messung wohl in den unterschiedlichen Gleiteigenschaften zu suchen.

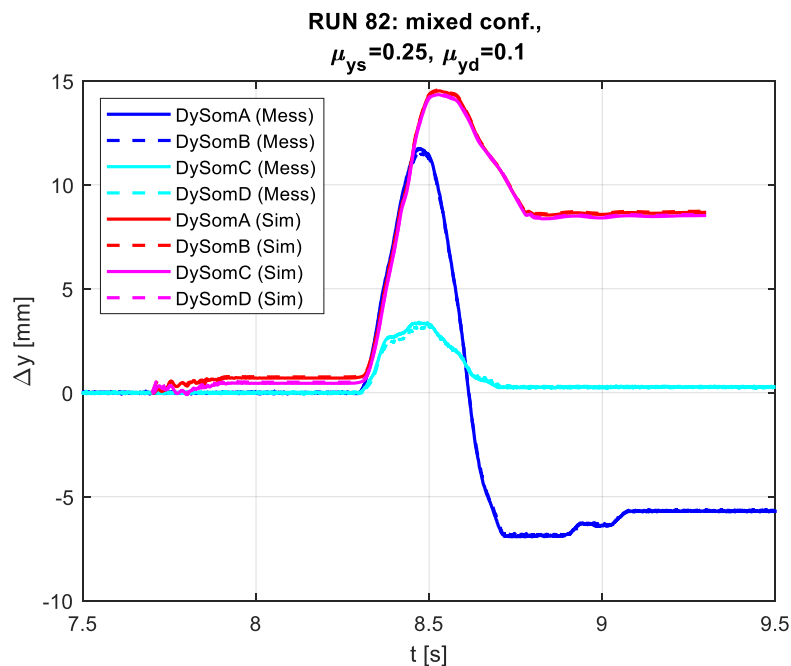


Abb. 7.14 Verschiebungszeitverlauf des Brückenträgers in *Run 82*

Eine Variation der Reibungskoeffizienten in mehreren Simulationsläufen offenbarte, dass geringfügigste Änderungen der Reibeigenschaften zu einem Schrägstellen von Brückenträger oder Laufkatze führte bzw. dies nicht stattfand. Letztlich muss dieses Phänomen als große Schwäche des Experimentalaufbaus bezeichnet werden. Denn ein dynamisches Verhalten, das äußerst sensitiv auf die Reibeigenschaften reagiert, kann in der Simulation nur schwer abgebildet werden. Besser wäre eine konstruktive Unterbindung des Schräglaufens und Verkeilens von Laufkatze und Brückenträger auf den jeweiligen Laufschienen gewesen.

Im Experiment mit der Bezeichnung *Run 117*, das in *Exercise 6* untersucht wurde, wird der Rütteltisch mit einem seismischen Anregungssignal in allen drei Raumrichtungen angeregt. Abb. 7.15 zeigt die drei Beschleunigungszeitsignale der auf dem Rütteltisch

befestigten Beschleunigungsaufnehmer Axtab1, Aytab1 und Aztab1 für die Anregung in x-, y- und z-Richtung.

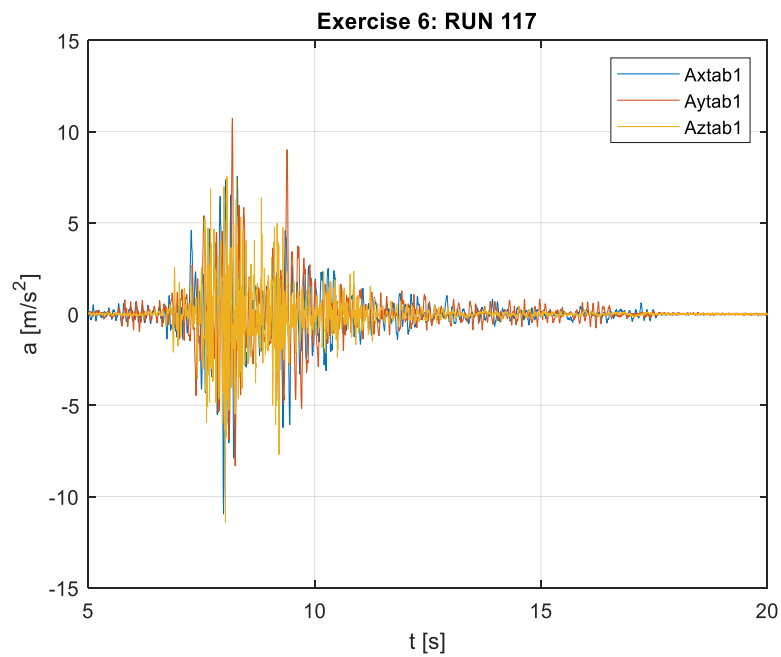


Abb. 7.15 Beschleunigungsanregung für *Run 117*

Abb. 7.16 und Abb. 7.17 zeigen die berechneten und gemessenen Zeitsignale der Relativverschiebung von Laufkatze und Brückenträger. Der sich nach dem seismischen Anregungssignal einstellende Verschiebungswert der Laufkatze von + 7 mm wird von der Simulation gut getroffen.

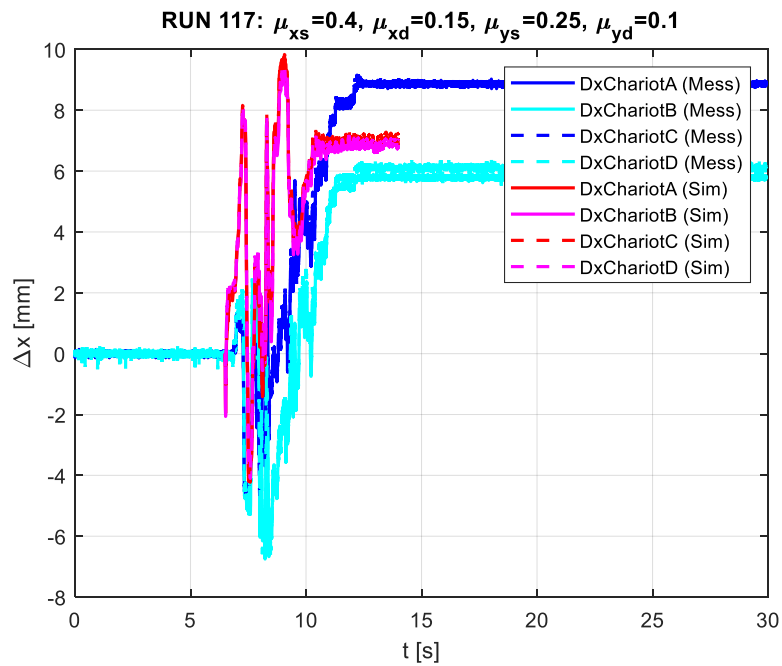


Abb. 7.16 Verschiebungszeitverlauf der Laufkatze in RUN 117

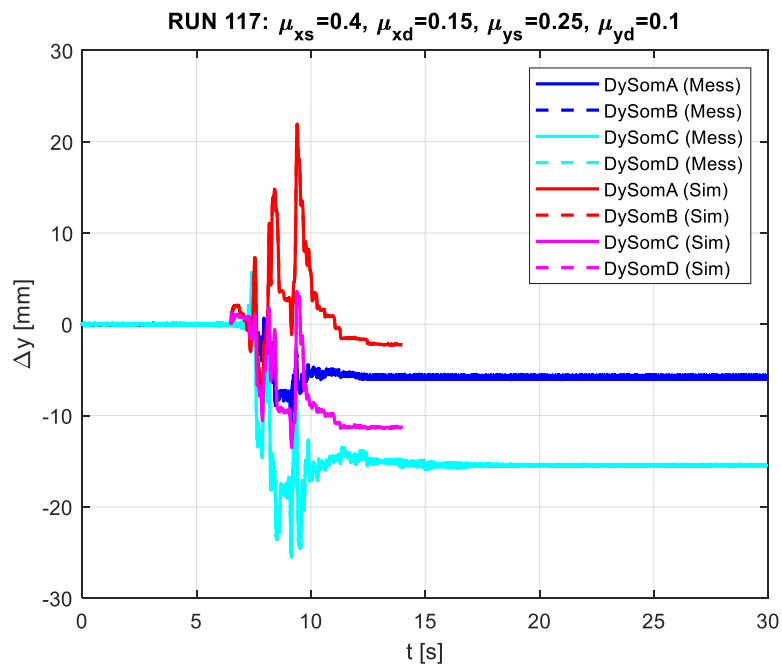


Abb. 7.17 Verschiebungszeitverlauf des Brückenträgers in RUN 117

Beim Brückenträger stellt sich in der Messung eine durchschnittliche Verschiebung von - 11 mm, in der Simulation eine Verschiebung von - 7 mm ein. Über die Dauer der seismischen Anregung zeigen die Verschiebungsverläufe der Simulation eine stärkere Hin-und-her-Bewegung, was auf unterschiedliche Hafteigenschaften gegenüber dem Experiment hindeutet.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass mit dem ermittelten Satz an Reibungsparametern in den dynamischen Problemstellungen von unterschiedlichen Anregungssignalen noch Abweichungen zwischen Simulation und Messung auftreten. Der Reibungskontakt der Rollen auf den Laufschienen wurde als bestimmender Einflussfaktor auf die Ergebnisse der Simulationsrechnungen identifiziert. Die Haft- und Gleitreibungskräfte werden in den verschiedenen Aufgabenstellungen unterschiedlich gut getroffen. Am wahrscheinlichsten kann dies auf eine zu grobe Diskretisierung zurückgeführt werden.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Im Forschungsvorhaben RS1563 wurden strukturmechanische Berechnungsverfahren zur Berücksichtigung von ausgewählten Alterungsmechanismen für die Anwendung auf kerntechnische Gebäudestrukturen aus Stahlbeton, insbesondere Zwischenlager, entwickelt und erprobt. Dabei ist zu beachten, dass nicht jeder Alterungsprozess zwangsweise in eine Schädigung der Struktur mündet und dass in den Ablauf des Alterungsprozesses von außen in gewissen Grenzen Einfluss genommen werden kann. Daraus erwächst die Notwendigkeit, im Rahmen des Alterungsmanagements den Ist-Zustand möglichst genau erfassen und den weiteren Verlauf prognostizieren zu können. Somit stellen die durchgeführten Arbeiten zur Entwicklung, Erweiterung und Verbesserung von prognosefähigen Berechnungswerkzeugen einen Beitrag zum Alterungsmanagement dar.

Zum Schwinden und Kriechen, das jede Betonstruktur über die Zeit erfährt, wurden ein Berechnungsverfahren nach der Richtlinie fib Model Code 2010 und ein kalibriertes Verfahren, das im Projekt CEOS.fr erarbeitet wurde, im Programm MATLAB implementiert und umgesetzt. Die Berechnungen sind verknüpft mit der strukturmechanischen Simulation auf Basis der Finiten-Elemente-Methode mit dem kommerziellen Programm LS-DYNA. Erprobt und validiert wurde die Berechnungskette im Rahmen von strukturmechanischen Untersuchungen zu Großversuchen im VeRCoRs-Modellcontainment, einem Modell eines Reaktorgebäudes im Maßstab 1:3 des in Frankreich weit verbreiteten Kernkraftwerktyps P4. Eine Kalibrierung des Berechnungsverfahrens nach CEOS.fr konnte anhand von Laborexperimenten an Probekörpern durchgeführt werden. In den Berechnungen zum strukturmechanischen Verhalten des VeRCoRs-Modellcontainments konnte eine gute Übereinstimmung zwischen dem gemessenen und dem berechneten Dehnungsverlauf über den Zeitraum von ungefähr zwei Jahren seit der Errichtung erreicht werden. Legt man den aus der Skalierung abgeleiteten Umrechnungsfaktor 9 zugrunde, mit dem das Schwinden und Kriechen in realen Kernkraftwerken langsamer abläuft, ergibt sich daraus eine theoretische Prognosefähigkeit für die Schwind- und Kriechdehnungen von etwa 20 Jahren.

Bei der Analyse des VeRCoRs-Modellcontainments konnte man erkennen, dass auch das innere Containment der zweischaligen Konstruktion über den Verlauf der Standzeit großen Wechseln von Temperatur und Feuchte ausgesetzt war. Eine Berücksichtigung wechselnder Umgebungsbedingungen, die bislang in den Berechnungsmethoden nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr nicht vorgesehen ist, wäre zur Verbesserung der

Genauigkeit wünschenswert. Auch wurden in der strukturellen Simulation mit dem Programm LS-DYNA Schwachpunkte identifiziert, die auf der Limitierung der Diskretisierung mit Schalenelementen für das eingesetzte Stahlbeton-Materialmodell gründen. Diesbezüglich wurde Kontakt mit dem Programmentwickler aufgenommen. Eine Integration der detaillierten Schwind- und Kriechdehnungsberechnung, wie sie im fib Model Code 2010 beschrieben wird, in ein Beton-Materialmodell des Finite-Elemente-Programms LS-DYNA wäre für weitere Arbeiten anzustreben.

Die im Forschungsvorhaben betrachtete Alkali-Kieselsäure-Reaktion (AKR) tritt bei der Fülle von Betonbauwerken weltweit nur selten und nur bei ungünstiger Kombination von Zement und Zuschlag sowie Feuchtebedingungen auf. Im Falle eines AKR-Befalls einer Gebäudestruktur sind die Eingriffsmöglichkeiten einer Sanierung beschränkt, ein Fortschreiten der Reaktion kann in die Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit münden. Die strukturelle Simulation der Wirkungen der AKR, welche mehrere sich gegenseitig beeinflussende nichtlineare Prozesse umfasst, befindet sich noch im Entwicklungsstadium. Eine erste Erprobung wurde mit dem Finite-Elemente-Programm BlackBear getätigt, welches auf der Finite-Elemente-Plattform Moose aufsetzt und vom Idaho National Laboratory weiterentwickelt wird. Zusätzlich zum AKR-Modell stehen im Programm rudimentäre Modelle zu Schwinden und Kriechen, die in der strukturellen Simulation der AKR berücksichtigt werden sollten, zur Verfügung. Mit dem Programm wurden Validierungsrechnungen zum vom RILEM Technical Committee 259 vorgeschlagenen Katalog aus Problemstellungen durchgeführt. Wegen der Inkompatibilität der für BlackBear erstellten Simulationsmodelle und der berechneten Simulationsergebnisse mit den in der GRS seit vielen Jahren eingesetzten Finite-Elemente-Programmen ANSYS Mechanical und LS-DYNA wäre eine Implementierung von Materialmodellen zu Schwinden und Kriechen sowie zu der AKR in ANSYS Mechanical oder LS-DYNA zu bevorzugen.

Zur Berechnung der Tragfähigkeit von Zwischenlagern deutscher Bauweise wurden strukturelle Simulationen für den Lastfall Erdbeben durchgeführt. Hierfür wurde ein strukturelles Simulationsmodell für das Programm LS-DYNA erstellt und Berechnungen mit dem Antwortspektren-Verfahren durchgeführt. Um den Einfluss der schädigenden Wirkung der AKR abschätzen zu können, wurden zwei Fälle unterschiedlicher Degradation des Betons und unterschiedlicher Beladungssituationen mit der nominellen Referenzberechnung einer nicht befallenen Beton-Gebäudestruktur verglichen. Es sei betont, dass den Autoren kein AKR-Befall eines deutschen Zwischenlagergebäudes bekannt ist und somit diese Untersuchung auf hypothetischen, aus Experimenten

abgeleiteten Annahmen beruht. Bei unterstelltem AKR-Befall traten nach Einwirkung eines generischen Erdbebenspektrums im Vergleich zur Berechnung ohne AKR-Befall erhebliche Schädigungen der Struktur auf. Daher sind weitergehende Untersuchungen sinnvoll, um einen AKR-Befall bei den in Betrieb befindlichen Zwischenlagern auszuschließen.

Des Weiteren wurden im Rahmen einer Aufstockung und Laufzeitverlängerung des Forschungsvorhabens an der internationalen Benchmark-Aktivität SOCRAT teilgenommen. Thema dieser Benchmark-Aktivität war die strukturmechanische Simulation eines Brückenkran-Modells im Maßstab 1:5 bei seismischer Anregung. Es wurde ein Simulationsmodell für das Programm LS-DYNA entwickelt und durch Nachrechnungen von statischen und dynamischen Experimenten kalibriert. Insbesondere wurde die Steifigkeit von Komponenten und der Gesamtstruktur mittels Modalanalysen untersucht. Zum reibungsbehafteten Kontakt der Räder auf den Laufschiene wurden Experimente mit unterschiedlichen Anregungssignalen nachgerechnet. Mit dem kalibrierten Modell wurden einige Lastszenarien mit seismischen Anregungssignalen simuliert und ausgewertet. Die Simulationsergebnisse stimmten gut mit den zur Verfügung gestellten Messergebnissen überein. Die Arbeiten fügen sich in eine erweiterte Betrachtung zur Tragfähigkeit eines Zwischenlagers in dem Falle ein, in dem sich die Schädigung durch innenliegende Komponenten wie Brückenkräne zum Bewegen von Lagerbehältern im unterstellten seismischen Lastszenario auf die Gesamttragfähigkeit auswirken kann. Sicherheitstechnisch relevant wäre in dieser Betrachtung beispielsweise ein mögliches Versagen der Verankerungen der Kräne unter einer Erdbebenbelastung, die auf die Gebäudestruktur rückwirken kann.

Insgesamt wurden im Vorhaben RS1563 Fortschritte bei der Entwicklung und Erprobung strukturmechanischer Analysemethoden zur Berechnung und Bewertung der Schädigung von Stahlbetonstrukturen infolge Alterung erreicht. Die Ergebnisse zeigen, dass in der Berechnungskette der GRS noch Verbesserungsbedarf besteht, insbesondere bei der Integration der detaillierten Schwind- und Kriechdehnungsberechnung sowie bei der Berücksichtigung der strukturmechanischen Wirkungen der AKR.

Literaturverzeichnis

- /ACI 92/ ACI: Prediction of creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures. American Concrete Institute, ACI 209R-92 (Reapproved 2008), 1992.
- /ACI 98/ ACI: State of the art report on alkali-aggregate reactivity. American Concrete Institute, ACI 221.1R-98, 1998.
- /BAH 18/ Bahr, L., Heckmann, K., Bläsius, C., Sievers, J.: Weiterentwicklung der Analysemethoden zur Berechnung von Leckraten in Strukturen aus vorgespanntem Stahlbeton unter Berücksichtigung der Fluid-Struktur-Wechselwirkung. GRS-486, 142 S., August 2018.
- /BAR 16/ Barre, F., Bisch, P., Chauvel, D.: Control of Cracking in Reinforced Concrete Structures. Civil Engineering and Geomechanics Series, 1. Aufl., 256 S., ISBN 978-1786300522, Wiley-ISTE, 2016.
- /BASE 20/ Bundesamt für die Sicherheit der nuklearen Entsorgung (BASE): Zwischenlager für hochradioaktive Abfälle, Sicherheit bis zur Endlagerung. Berlin, Februar 2020.
- /BOL 13/ Bolourchi, S., Beaver, J. L., Vassallo, T.: Comprehensive assessment and impact of alkali-silica reaction on the seismic response of a nuclear structure. In: IASMiRT (Hrsg.): Transactions of the 22nd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. SMiRT-22, San Francisco, USA, 2013.
- /BOU 17/ Bouhjiti, E.-M., Baroth, J., Dufour, F., Masson, B.: Sensitivity analysis of the Thermo-Hydro-Mechanical parameters affecting double walled Nuclear Power Plants behavior. In: IASMiRT (Hrsg.): Transactions of the 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. SMiRT-24, Busan, Korea, 2017.
- /CEB 93/ CEB-FIB: Model Code 1990, Design code. Comité Euro-International du Béton, Euro-International Committee for Concrete, Bulletin d'Information, 213/214, 437 S., ISBN 0-7277-1696-4, Telford: London, 1993.

- /CHE 12/ Chenier, J.-O., Komljenovic, D., Gocevski, V., Picard, S., Chrétien, G.: An Approach Regarding Aging Management Program for Concrete Containment Structure at the Gentilly-2 Nuclear Power Plant. In: CNS (Hrsg.): 33rd Annual Conference of the Canadian Nuclear Society. Saskatoon, Saskatchewan, Canada, 2012.
- /CZE 17/ Czech Technical University: OOFEM, Object Oriented Finite Element Solver. Version 2.5, 2017.
- /DEU 13/ Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb): Vorbeugende Maßnahmen gegen schädigende Alkalireaktion in Beton (Alkali-Richtlinie). DAfStb-Richtlinie:2013, 2013.
- /DIN 11/ DIN: Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. DIN EN 1992-1-1:2011, 2011.
- /EDF 17/ EDF: Code_Aster, Structures and Thermomechanics Analysis for Studies and Research. EDF (Électricité de France), 2017.
- /EDF 18/ EDF: International Benchmark VeRCoRs 2018, Overview, synthesis and lessons learnt. 2018.
- /EIS 11/ Eisert P.: Erzeugung eines generischen Bodenantwortspektrums für den Lastfall Erdbeben als Basis für Grenztragfähigkeitsuntersuchungen an passiven Komponenten deutscher Kernkraftwerke, Technische Notiz Vorhaben RS1197, VS-NFD. GRS, 2011.
- /ENT 15/ Entsorgungskommission (ESK): Diskussionspapier zur verlängerten Zwischenlagerung bestrahlter Brennelemente und sonstiger Wärme entwickelnder radioaktiver Abfälle, Diskussionspapier der Entsorgungskommission vom 29.10.2015. 2015.
- /ESP 16/ Esposito, R., Anaç, C., Hendriks, M. A. N., Çopuroğlu, O.: Influence of the Alkali-Silica Reaction on the Mechanical Degradation of Concrete. Journal of Materials in Civil Engineering, Bd. 28, Nr. 6, S. 4016007, DOI 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001486, 2016.

- /ESP 19/ Esposito, R., Hendriks, M. A. N.: Literature review of modelling approaches for ASR in concrete: a new perspective. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, Bd. 23, Nr. 11, S. 1311–1331, DOI 10.1080/19648189.2017.1347068, 2019.
- /FEA 17/ FEA: LUSAS, Infrastructure analysis and design software. Finite Element Analysis Ltd, 2017.
- /FIB 10/ FIB: Model Code 2010. International Federation for Structural Concrete (Fédération internationale du béton), Bulletin, Bd. 55, 292 S., ISBN 978-2-88394-095-6: Lausanne, Schweiz, 2010.
- /GIO 16/ Giorla, A. B.: Simulation of Concrete Members Affected by Alkali-Silica Reaction with Grizzly. Oak Ridge National Laboratory, Oak Ridge, Tennessee, USA, ORNL/TM-2016/523, 2016.
- /GIO 17/ Giorla, A.: Implementation of Concrete Creep Model in Grizzly, Light Water Reactor Sustainability Program. Oak Ridge National Laboratory, Oak Ridge, Tennessee, USA, ORNL/TM-2017/729, 2017.
- /HIL 14/ Hilaire, A., Benboudjema, F., Darquennes, A., Berthaud, Y., Nahas, G.: Modeling basic creep in concrete at early-age under compressive and tensile loading. *Nuclear Engineering and Design*, Bd. 269, S. 222–230, DOI 10.1016/j.nucengdes.2013.08.034, 2014.
- /HUA 15a/ Huang, X., Kwon, O.-S., Bentz, E., Julia, T.: Effects of time-dependent parameters on the performance of a concrete containment structure. In: IAS-MiRT (Hrsg.): Transactions of the 23rd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. SMiRT-23, Manchester, UK, 2015.
- /HUA 15b/ Huang, H., Spencer, B. W., Cai, G.: Grizzly Model of Multi-Species Reactive Diffusion, Moisture/Heat Transfer, and Alkali-Silica Reaction in Concrete, Light Water Reactor Sustainability Program. Idaho National Laboratory (INL), INL/EXT-15-36425, 2015.

- /IAE 16/ International Atomic Energy Agency (IAEA): Ageing Management of Concrete Structures in Nuclear Power Plants, NP-T-3.5. Nuclear Energy Series, ISBN 978-92-0-102914-0: Vienna, Austria, 2016.
- /ISE 92/ ISE: Structural effects of alkali-silica reaction, Technical guidance on the appraisal of existing structures. Institution of Structural Engineers, Structural Engineers Trading Organisation, 45 S., ISBN 1-874266-02-6, SETO: London, 1992.
- /JEF 14/ Jefferson, A., Tenchev, R., Chitez, A., Mihai, I., Coles, G., Lyons, P., Ou, J.: Finite element crack width computations with a thermo-hygro-mechanical-hydration model for concrete structures. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Bd. 18, Nr. 7, S. 793–813, DOI 10.1080/19648189.2014.896755, 2014.
- /JUR 15/ Jurcut, A. C., Vecchio, F. J., Sheikh, S. A., Panesar, D. K., Orbovic, N.: Alkali aggregate reaction in nuclear concrete structures: Part 4: Modelling and analysis. In: IASMiRT (Hrsg.): Transactions of the 23rd International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. SMiRT-23, Manchester, UK, 2015.
- /KTA 13/ KTA: Auslegung von Kernkraftwerken gegen seismische Einwirkungen. Sicherheitstechnische Regel des KTA KTA 2201:2013, 2013.
- /LAR 97/ Larive, C.: Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques. Dissertation, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 1997.
- /LEE 98/ Lee, J., Fenves, G. L.: Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. Journal of Engineering Mechanics, Bd. 124, Nr. 8, S. 892–900, DOI 10.1061/(ASCE)0733-9399(1998)124:8(892), 1998.
- /MAZ 84/ Mazars, J.: Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. Doktorarbeit, Université Paris 6: Paris, France, 1984.

- /MUE 13/ Mueller, H. S., Eckardt, J.-D., Haist, M.: New Experimental Approach to Study Creep and Shrinkage Mechanisms of Concrete on the Nano-scale Level. In: IA-CONCREEP (Hrsg.): Ninth International Conference on Creep, Shrinkage, and Durability Mechanics. CONCREEP-9, Cambridge, Massachusetts, USA, 2013.
- /MUR 05/ Murazumi, Y., Watanabe, Y., Matsumoto, N., Mitsugi, S., Takiguchi, K., Masuda, Y.: Study on the influence of alkali-silica reaction on structural behavior of reinforced concrete members. In: IASMiRT (Hrsg.): Transactions of the 18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. SMiRT-18, Beijing, China, 2005.
- /NEA 16/ NEA/CSNI: Final Report on the Phase 1 of the Assessment of Structures Subjected to Concrete Pathologies (ASCET). NEA/CSNI/R(2016)13, 2016.
- /NEA 19a/ NEA/CSNI (Hrsg.): Phase II of the Assessment of Structures Subjected to Concrete Pathologies (ASCET), Final Report, NEA/CSNI/R(2018)4/ADD1. 2019.
- /NEA 19b/ NEA/CSNI: Report on the Phase 3 of the Assessment of Structures Subjected to Concrete Pathologies (ASCET), Final Report, NEA/CSNI/R(2019)11. 2019.
- /NGU 19/ Nguyen, T., Yang, Y., Li, J., Gowripalan, N., Sirivivatnanon, V.: Evaluation of elastic modulus reduction due to ASR. Concrete in Australia, Bd. 45, Nr. 2, S. 47–52, 2019.
- /NIE 20/ Niepceron, J.: VeRCoRs 3rd Benchmark. Präsentation, EDF, 23. Oktober 2020.
- /PAN 12/ Pan, J. W., Feng, Y. T., Wang, J. T., Sun, Q. C., Zhang, C. H., Owen, D. R. J.: Modeling of alkali-silica reaction in concrete: a review. Frontiers of Structural and Civil Engineering, Bd. 6, Nr. 1, S. 1–18, 2012.
- /PAN 17/ Pan, T., Chen, C., Yu, Q.: Three-dimensional micromechanical modeling of concrete degradation under multiphysics fields. Composite Structures, Bd. 175, S. 7–18, DOI 10.1016/j.compstruct.2017.05.008, 2017.

- /PER 20/ Permann, C. J., Gaston, D. R., Andrš, D., Carlsen, R. W., Kong, F., Lindsay, A. D., Miller, J. M., Peterson, J. W., Slaughter, A. E., Stogner, R. H., Martineau, R. C.: MOOSE: Enabling massively parallel multiphysics simulation. *SoftwareX*, Bd. 11, S. 100430, DOI 10.1016/j.softx.2020.100430, 2020.
- /RUG 91/ Ruge, J.: *Handbuch der Schweißtechnik*. ISBN 978-3-642-86974-7, DOI 10.1007/978-3-642-86973-0, Springer Berlin Heidelberg: Berlin, Heidelberg, 1991.
- /SAO 06/ Saouma, V., Perotti, L.: Constitutive Model for Alkali-Aggregate Reactions. *ACI Materials Journal*, Bd. 103, Nr. 3, S. 194–202, DOI 10.14359/15853, 2006.
- /SAO 10/ Saouma, V. E.: *MERLIN*. University of Colorado Boulder, 2010.
- /SAO 15/ Saouma, V. E., Martin, R. A., Hariri-Ardebili, M. A., Katayama, T.: A mathematical model for the kinetics of the alkali–silica chemical reaction. *Cement and Concrete Research*, Bd. 68, S. 184–195, DOI 10.1016/j.cemconres.2014.10.021, 2015.
- /SAO 18/ Saouma, V. E.: *Numerical Modeling of AAR*. 1. Aufl., ISBN 978-1-138-07470-5, CRC Press, 2018.
- /SAO 21/ Saouma, V. E.: *Diagnosis & Prognosis of AAR Affected Structures, State-of-the-Art Report of the RILEM Technical Committee 259-ISR*. RILEM, RILEM State of the Art Reports, Bd. 31, 1. Aufl., 594 S., ISBN 978-3-030-44014-5, DOI 10.1007/978-3-030-44014-5, Springer, 2021.
- /SCH 20/ Schneider, M., Froggatt, A.: *The World Nuclear Industry Status Report 2020*. 2020.
- /SIE 14/ Sievers, J., Bahr, L., Arndt, J., Heckötter, C., Grebner, H.: *Weiterentwicklung und Erprobung von Analysemethoden zur Bestimmung des strukturdynamischen Verhaltens von Containmentstrukturen, Abschlussbericht*. GRS, Bd. 346, GRS-346, 197 S., ISBN 978-3-944161-26-6, GRS: Köln u. a., 2014.

- /SPE 16/ Spencer, B. W., Backman, M., Chakraborty, P., Schwen, D., Zhang, Y., Huang, H., Bai, X., Jiang, W.: Grizzly Usage and Theory Manual, Version 1.0 Beta. Idaho National Laboratory (INL), INL/EXT-16-38310, 2016.
- /SPE 18/ Spencer, B. W., Huang, H., Jain, A., Abdelrahman, M., Gencturk, B., Xi, Y.: Multiphysics Platform for Simulation of Concrete Degradation. Idaho National Laboratory (INL), INL/EXT-18-44991-Revision-0, 2018.
- /SPE 19/ Spencer, B. W.: Das Programm BlackBear als Teilmenge des Programms Grizzly. Persönliche Kommunikation. An Bahr, L., 2019.
- /STA 40/ Stanton, T. E.: Expansion of Concrete Through Reaction Between Cement and Aggregate. Proceedings of the American Society of Civil Engineers (ASCE), Bd. 66, Nr. 10, S. 1781–1811, 1940.
- /THE 17/ Thenint, T., Le Corvec, V., Dec, P., Gavamian, S.: Evaluation of aging structural response and leakage rate of VeRCoRs mock-up. In: IASMiRT (Hrsg.): Transactions of the 24th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology. SMiRT-24, Busan, Korea, 2017.
- /TOR 18/ Torrenti, J. M., Aili, A.: Modelling of the global delayed behaviour of the VeRCoRs mockup. In: EDF: International Benchmark VeRCoRs 2018, Modeling the behaviour of the VeRCoRs mock-up, Program & Abstracts. Paris-Saclay, France, 2018.
- /ULM 00/ Ulm, F.-J., Coussy, O., Kefei, L., Larive, C.: Thermo-Chemo-Mechanics of ASR Expansion in Concrete Structures. Journal of Engineering Mechanics, Bd. 126, Nr. 3, S. 233–242, DOI 10.1061/(ASCE)0733-9399(2000)126:3(233), 2000.
- /VEC 17/ VecTor Analysis Group: VecTor, Package for the Nonlinear Analysis of Two-Dimensional and Three-Dimensional Reinforced Concrete Structures. University of Toronto, 2017.

- /VOG 15/ Vogel, M., Djuric, Z., Müller, H. S.: Modellierung der Interaktionen von kombiniert auftretenden dauerhaftigkeitsrelevanten Schädigungsprozessen bei Betonbauteilen kerntechnischer Anlagen, Abschlussbericht. Materialprüfungs- und Forschungsanstalt (MPA Karlsruhe), Nr. 1501435, 2015.
- /VOG 16/ Vogel, M., Müller, H. S.: Schädigungsmechanismen von Beton und Stahlbeton. In: Müller, H. S., Nolting, U., Haist, M. (Hrsg.): Tagungsband zum 12. Symposium Baustoffe und Bauwerkserhaltung, Karlsruher Institut für Technologie (KIT). Institut für Massivbau und Baustofftechnologie, Karlsruhe, Germany, 10. März 2016, S. 9–20, ISBN 978-3-7315-0474-0, KIT Scientific Publishing, 2016.
- /WAR 08/ Warkenthin, W., Thoß, R.: Bremskraftermittlung in Theorie und Praxis, Statistische Reibwertuntersuchungen 1. Hebezeuge und Fördermittel, Bd. 46, Nr. 12, S. 660–662, 2008.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1.1	Alter der im Jahr 2020 in Betrieb befindlichen Kernkraftwerke /SCH 20/	1
Abb. 4.1	VeRCoRs-Reaktorgebäudemodell im Maßstab 1:3 am EDF Lab Les Renardières bei Paris, Frankreich /EDF 18/	17
Abb. 4.2	Schnittbild des VeRCoRs-Modellcontainments	18
Abb. 4.3	Vergleich des Schwind- und Kriechdehnungsverlaufs im VeRCoRs-Modellcontainment und im Kernkraftwerk Nogent /NIE 20/	19
Abb. 4.4	Prinzipdarstellung der Messaufbauten zur Messung der Schwind- und Kriechdehnungen (Foto von EDF bereitgestellt).....	21
Abb. 4.5	Bilder der Messaufbauten des Schwindversuchs (links) und des Kriechversuchs (rechts) (Foto von EDF bereitgestellt)	21
Abb. 4.6	Gemessene autogene Schwinddehnung sowie der nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechnete Dehnungsverlauf.....	22
Abb. 4.7	Gemessene Trocknungsdehnung sowie der nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechnete Dehnungsverlauf	23
Abb. 4.8	Gemessene Basiskriechdehnung sowie der nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechnete Dehnungsverlauf	24
Abb. 4.9	Gemessene Trocknungskriechdehnung sowie der nach fib Model Code 2010 und CEOS.fr berechnete Dehnungsverlauf.....	25
Abb. 4.10	Relaxationsverluste nach fib Model Code 2010 (MC2010) und Eurocode 2 (EC2)	30
Abb. 4.11	Relative Luftfeuchte an verschiedenen Orten nahe dem Gebäude und der vereinfachte Verlauf, der in den Berechnungen verwendet wurde.....	31
Abb. 4.12	Trocknungsanteil der Schwinddehnung bei einer sprunghaften Änderung der relativen Luftfeuchte	32
Abb. 4.13	Prognoserechnung des Trocknungsanteils der Schwinddehnung für das VeRCoRs-Containment für 50 % und 80 % relativer Luftfeuchte und für eine sprunghafte Änderung der relativen Luftfeuchte von 80 % auf 50 %	33
Abb. 4.14	Gemessener Temperaturverlauf an den Sensoren F1, F2, G1 und G2 (im Bereich des Gousset) und der vereinfachte Verlauf, der in den Berechnungen verwendet wurde.....	34

Abb. 4.15	Gemessener Temperaturverlauf an den Sensoren P1, P2, H1, H2, H5 und H6 (im Zylinderbereich in mittlerer Höhe) und der vereinfachte Verlauf, der in den Berechnungen verwendet wurde	35
Abb. 4.16	Gemessener Temperaturverlauf an den Sensoren I1, I2, J1 und J2 (im Bereich des Doms) und der vereinfachte Verlauf, der in den Berechnungen verwendet wurde	36
Abb. 4.17	Schnittbild des Finite-Elemente-Modells des inneren Containments	37
Abb. 4.18	Gemessener und berechneter Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensorposition G1	39
Abb. 4.19	Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor H1	41
Abb. 4.20	Dehnungszeitverlauf für Sensors I1 in Richtung 94 gon	42
Abb. 5.1	Petrographische Untersuchungen von AKR-befallenem Beton /SAO 15/	44
Abb. 5.2	Schematischer Zeitverlauf der Volumenzunahme und deren strukturmechanische Wirkung /SAO 15/	49
Abb. 5.3	Einfluss von Temperatur θ und relative Feuchte RH auf die Kinetik der Reaktion und den Wert der AKR-Dehnung ε^∞ /NEA 19a/	50
Abb. 5.4	Darstellung des Schädigungsindex nach axialer Belastung	52
Abb. 6.1	Schnittbild des Zwischenlagergebäudes nach STEAG-Bauweise.	55
Abb. 6.2	Draufsicht der Lagerfläche im STEAG-Zwischenlager /BASE 20/	56
Abb. 6.3	Einhüllendes generisches Bodenantwortspektrum für deutsche Kraftwerksstandorte	58
Abb. 6.4	Finite-Elemente-Modell des generischen Zwischenlagergebäudes in STEAG-Bauweise	59
Abb. 6.5	Schnitt durch das Finite-Elemente-Modell	59
Abb. 6.6	Finite-Elemente-Modell des Zwischenlagergebäudes ohne Dach mit Hervorhebung der Punktmassen (CASTOR-Behälter)	60
Abb. 6.7	Generische Bodensteifigkeit für die drei translatorischen Freiheitsgrade x, y und z	62
Abb. 6.8	Generische Bodendämpfung für die rotatorischen Freiheitsgrade um die x-, y- und z-Achse	62
Abb. 6.9	Referenzfall 0: mit Beladung	64

Abb. 6.10	Fall 1: mit Beladung	65
Abb. 6.11	Fall 2: mit Beladung	66
Abb. 6.12	Referenzfall 0: ohne Beladung	67
Abb. 6.13	Fall 1: Konfiguration ohne Beladung	68
Abb. 6.14	Fall 2: Konfiguration ohne Beladung	69
Abb. 7.1	Komponenten des Brückenkransmodells	72
Abb. 7.2	Brückenkransmodell im Labor der CEA Saclay, Frankreich (Bild von EDF bereitgestellt)	73
Abb. 7.3	Bild einer Rolle (Bild von EDF bereitgestellt)	74
Abb. 7.4	Konfiguration der Rollen von Laufkatze und Brückenträger <i>Sliding</i> und <i>Mixed</i> (Bild von EDF bereitgestellt)	75
Abb. 7.5	Finite-Elemente-Modell des Brückenkrans mit Brückenträger und Laufkatze in Mittenstellung	76
Abb. 7.6	Modellierung eines Drehgelenks	80
Abb. 7.7	Fixierung der Rollen mittels Zwangsbedingungen	80
Abb. 7.8	Versuchsaufbau zur Bestimmung der Eigenfrequenzen des Kraftsensoren-Blocks (Bild von EDF bereitgestellt)	83
Abb. 7.9	Aufgezeichnete Krafteinleitung und Beschleunigungsantworten der Tests (<i>Run 1, Run 4, Run 8</i>)	84
Abb. 7.10	Beschleunigungen an den Sensorpositionen	85
Abb. 7.11	Beschleunigungsanregung für <i>Run 64, Run 62</i> und <i>Run 82</i>	86
Abb. 7.12	Verschiebungszeitverlauf der Laufkatze in <i>Run 64</i>	87
Abb. 7.13	Verschiebungszeitverlauf des Brückenträgers in <i>Run 62</i>	88
Abb. 7.14	Verschiebungszeitverlauf des Brückenträgers in <i>Run 82</i>	89
Abb. 7.15	Beschleunigungsanregung für <i>Run 117</i>	90
Abb. 7.16	Verschiebungszeitverlauf der Laufkatze in <i>RUN 117</i>	91
Abb. 7.17	Verschiebungszeitverlauf des Brückenträgers in <i>RUN 117</i>	91

Tabellenverzeichnis

Tab. 4.1	Lage (Radius, Höhe, Winkel) und Orientierung der Dehnungsmessstreifen im inneren Containment.....	26
Tab. 4.2	Zuordnung der Sensoren zu den Betonierabschnitten, in denen sie liegen, und Daten des Betonierens und des Entferns der Schalung.....	27
Tab. 4.3	Nächstgelegene Spannkabel zu den Sensoren und Datum, an dem das jeweilige Spannkabel gespannt wurde	28
Tab. 4.4	Spezifische Reibungszahlen der vertikalen, horizontalen, Gamma- und Domspannkabel.....	29
Tab. 6.1	Bewehrungsdichte im STEAG-Zwischenlagergebäude	61
Tab. 6.2	Reduktion von E-Modul und Zugfestigkeit in Folge AKR	63
Tab. 7.1	Steifigkeitsmatrix des 6-Achsen-Kraftsensors K6D175	74
Tab. 7.2	Eigenfrequenzen des Kraftsensoren-Blocks	81
Tab. 7.3	Eigenfrequenzen des Laufbahn-Trägers auf den Kraftsensor-Blöcken	81
Tab. 7.4	Eigenfrequenzen des Brückenkran-Modells.....	82

A Vergleich von Berechnung und Messung von Dehnungszeitverläufen im VeRCoRs-Modellcontainment

Im Folgenden werden alle Messungen der Dehnungen über die Zeit im Gousset-, Zylinderwand- und Dom-Bereich, die im Rahmen des VeRCoRs-Benchmarks den Teilnehmern zur Verfügung gestellt wurden, den jeweiligen Berechnungen gegenübergestellt. Die zweigeteilten Graphen zeigen im oberen Teil die gemessene und berechnete Gesamtdehnung und im unteren Teil die jeweiligen Anteile der Kriechdehnung, d. h. autogenes Schwinden (AS), Trocknungsschwinden (DS), Basiskriechen (BC) und Trocknungskriechen (DC).

A.1 Gousset-Bereich

Zunächst werden die in den Dehnungssensoren F1, F2, G1 und G2 gemessenen und die entsprechenden berechneten Dehnungen in Umfangsrichtung und in meridionaler Richtung gezeigt. Zu den Positionen der Dehnungssensoren siehe Tab. 4.1 und Abb. 4.2.

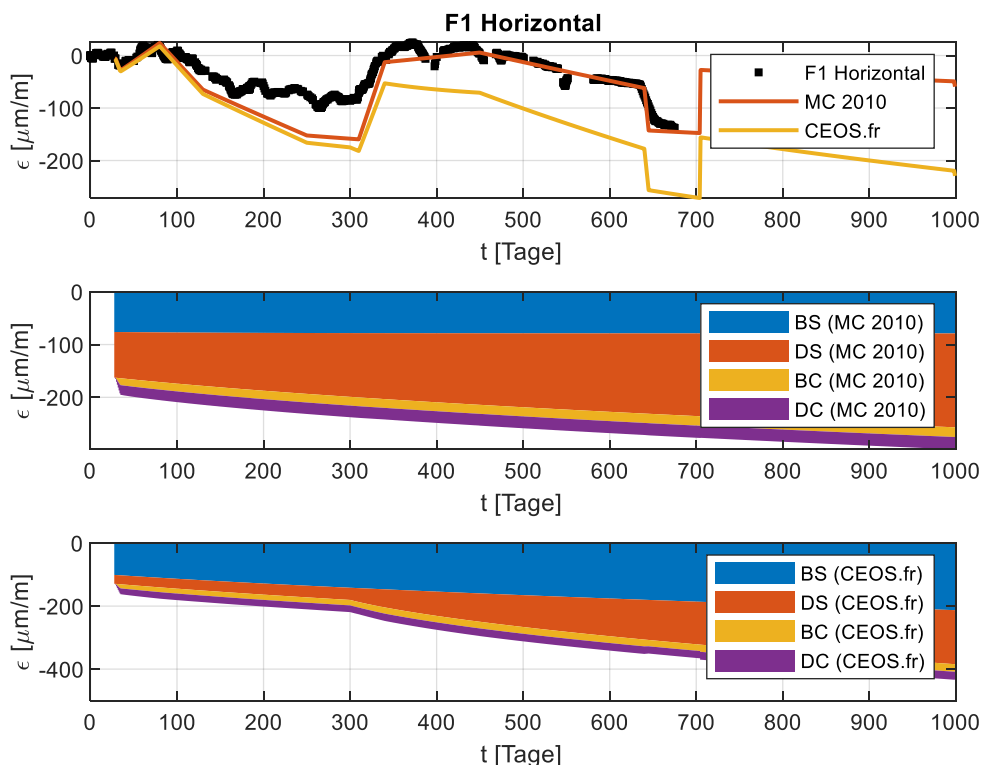


Abb. A.1 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor F1

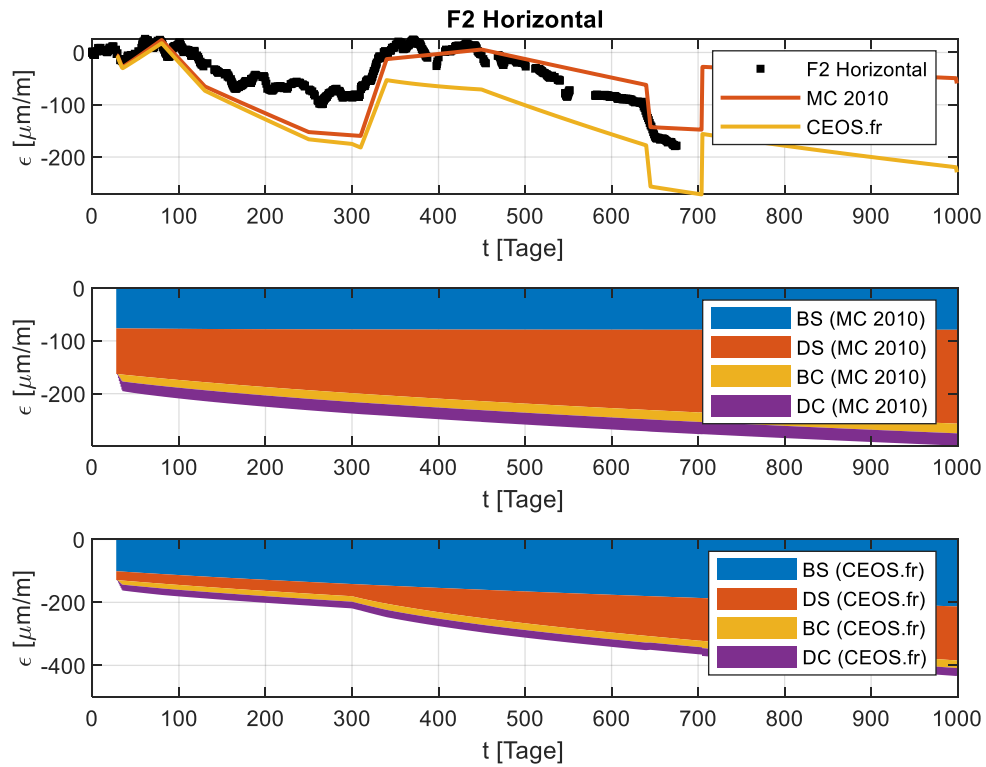


Abb. A.2 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor F2

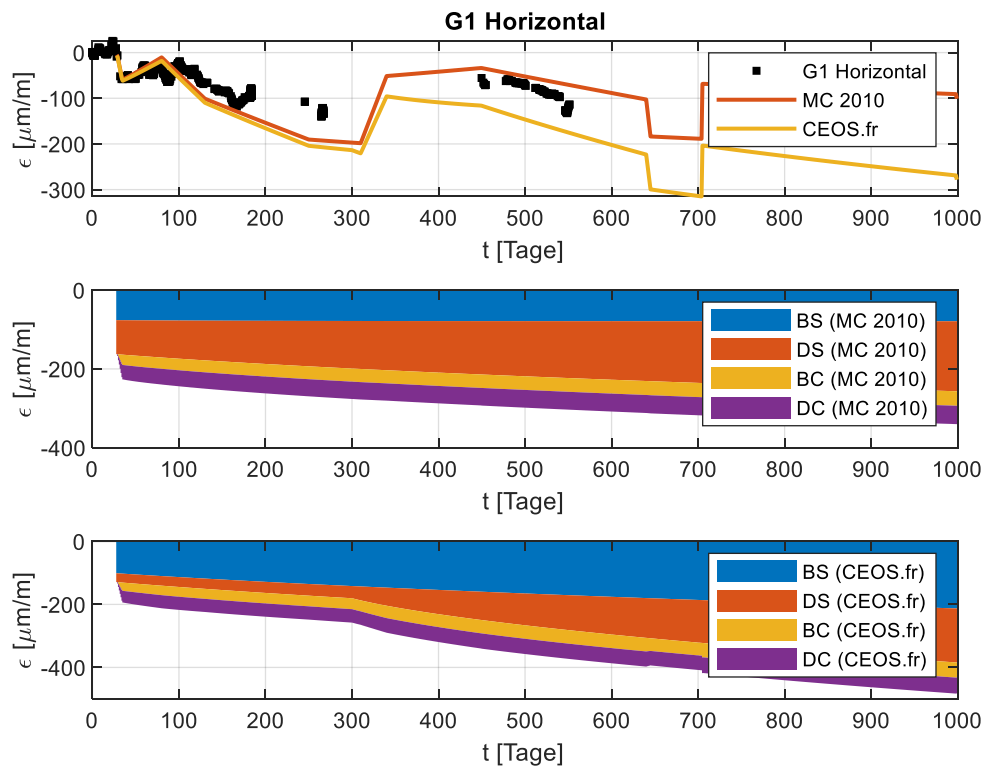


Abb. A.3 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor G1

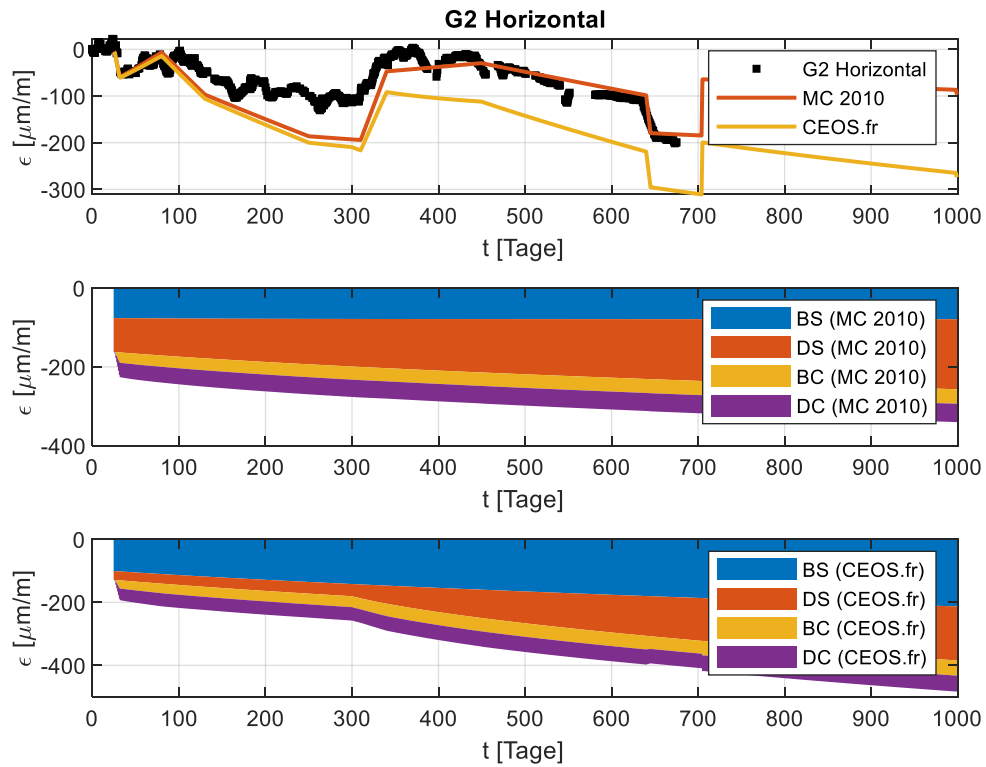


Abb. A.4 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor G2

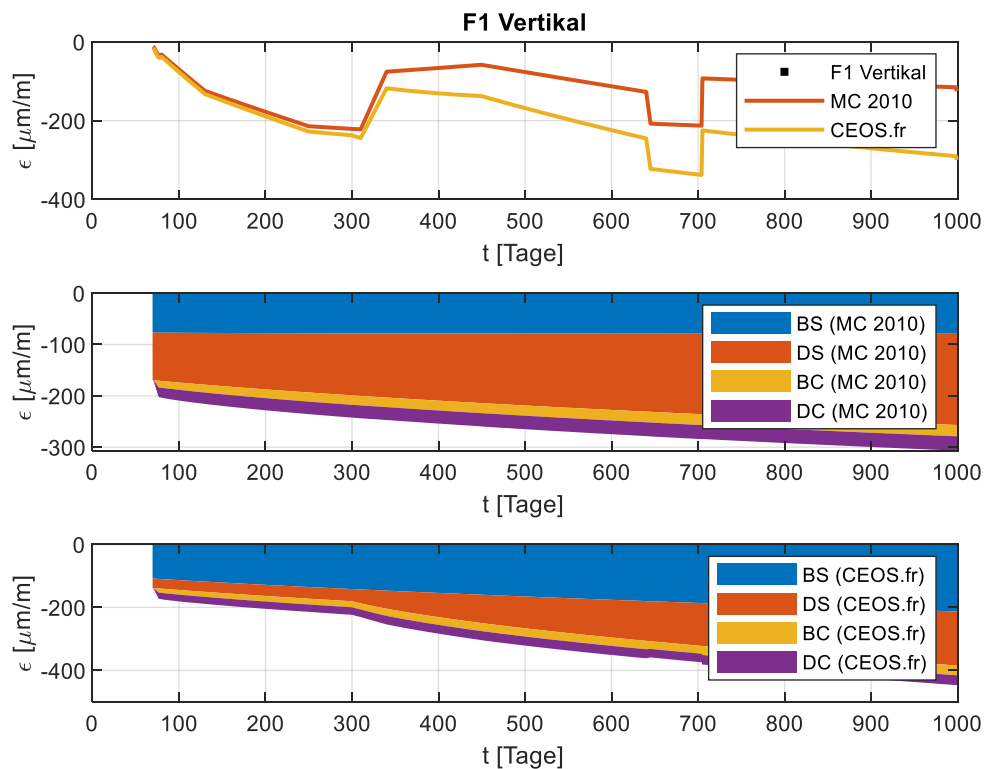


Abb. A.5 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor F1

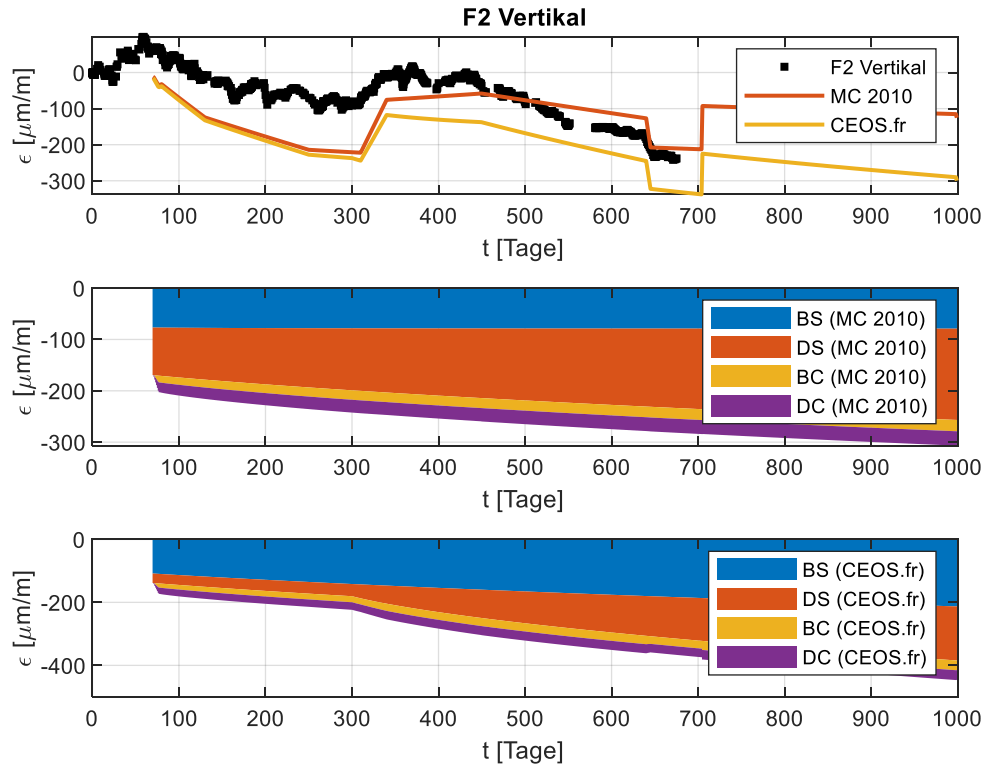


Abb. A.6 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor F2

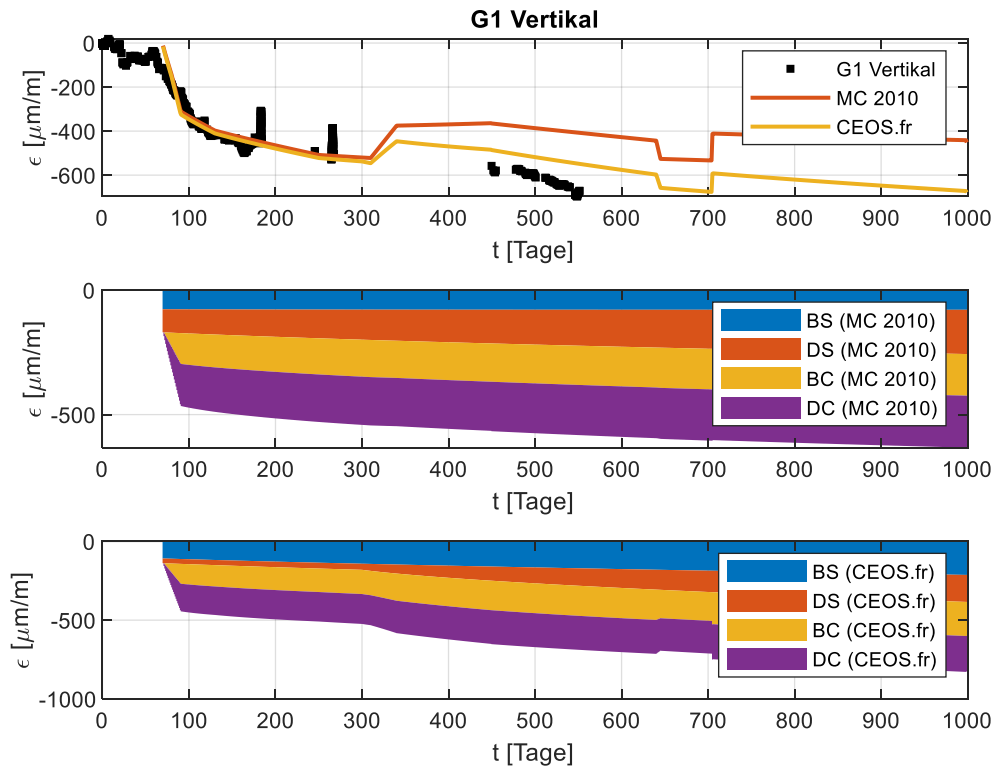


Abb. A.7 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor G1

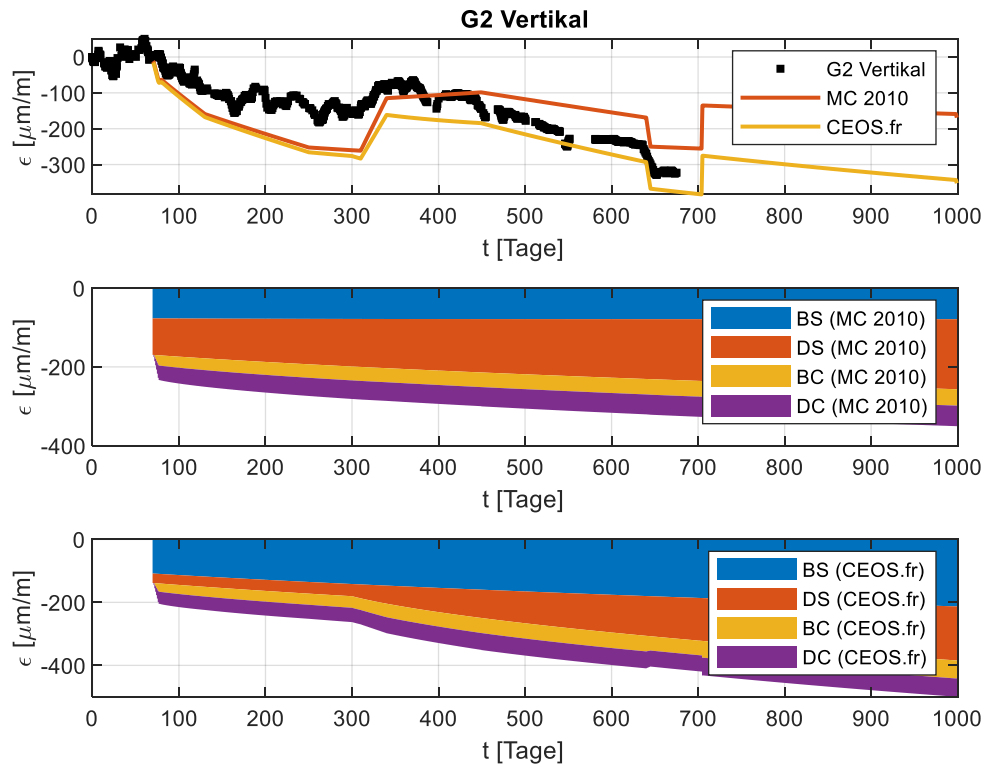


Abb. A.8 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor G2

A.2 Zylinderwand-Bereich

Zunächst die Dehnungen in Umfangsrichtung, dann in meridionaler Richtung gemessen in den Dehnungssensoren P1, P2, H1, H2, H5 und H6. Zu den Positionen der Dehnungssensoren siehe Tab. 4.1 und Abb. 4.2.

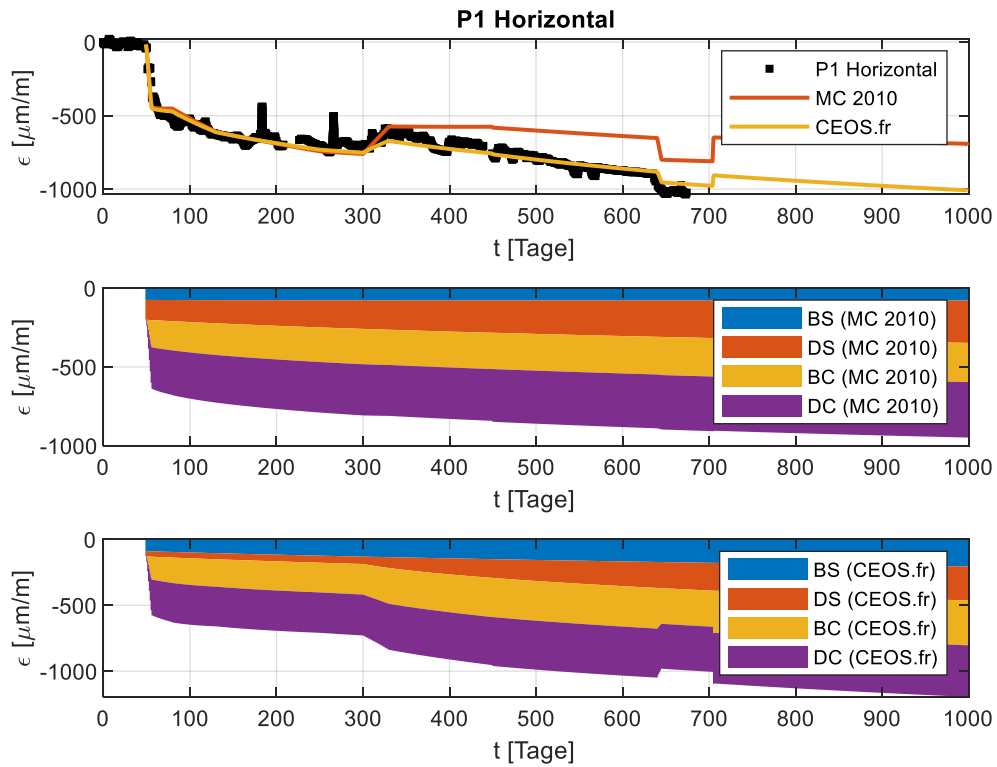


Abb. A.9 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor P1

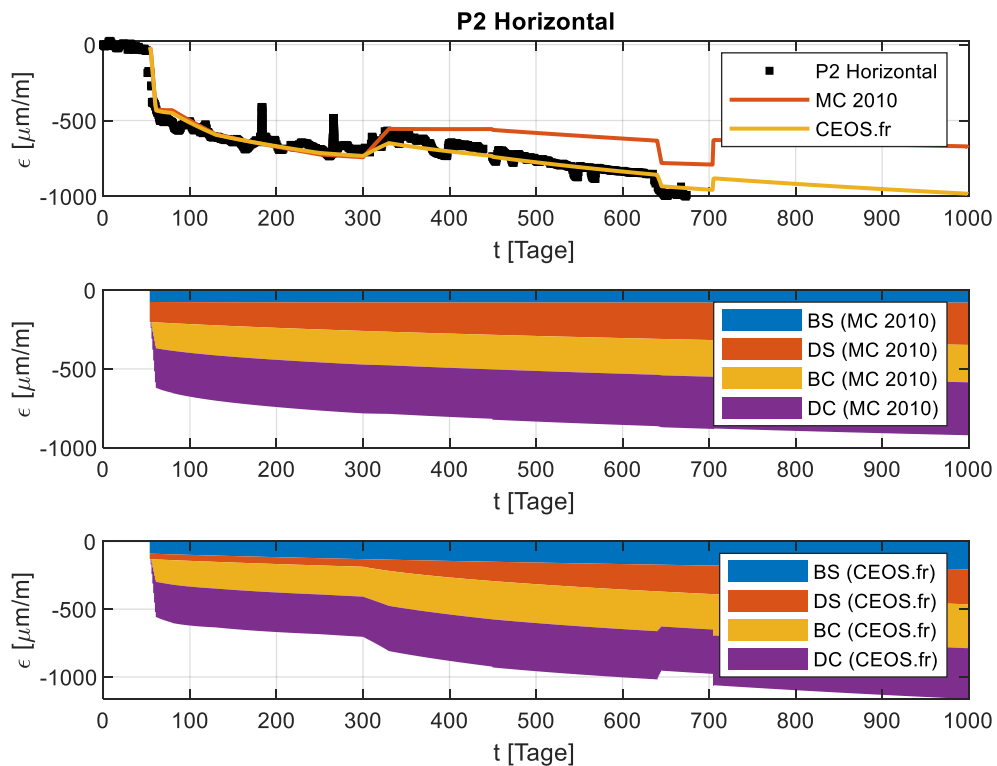


Abb. A.10 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor P2

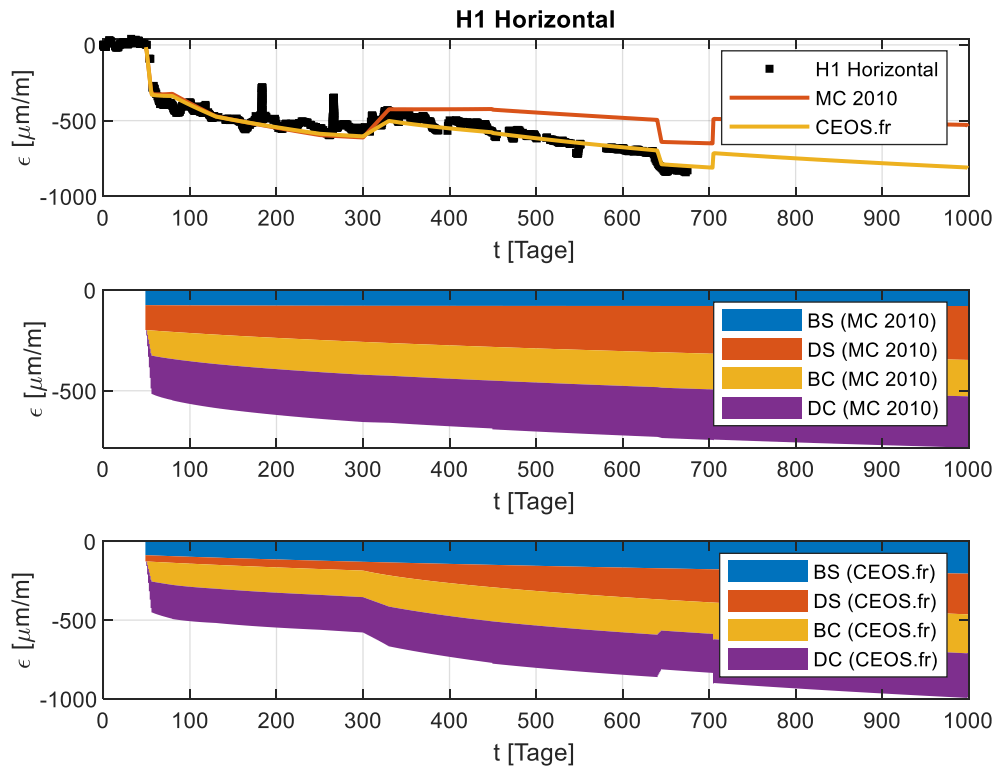


Abb. A.11 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor H1

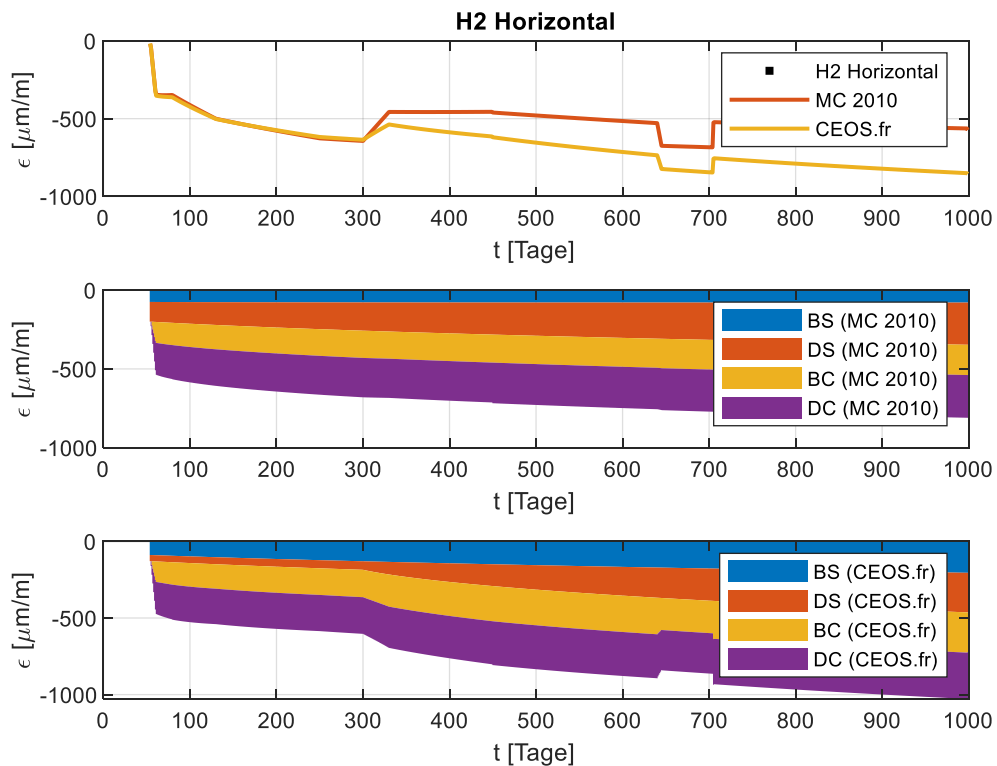


Abb. A.12 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor H2

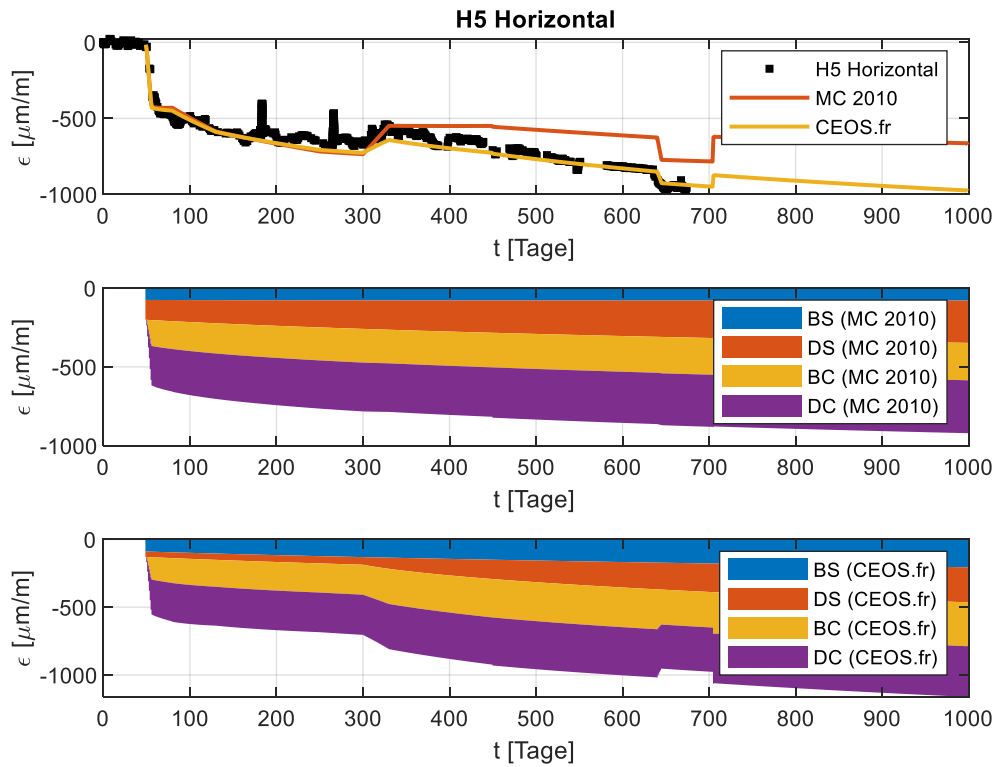


Abb. A.13 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor H5

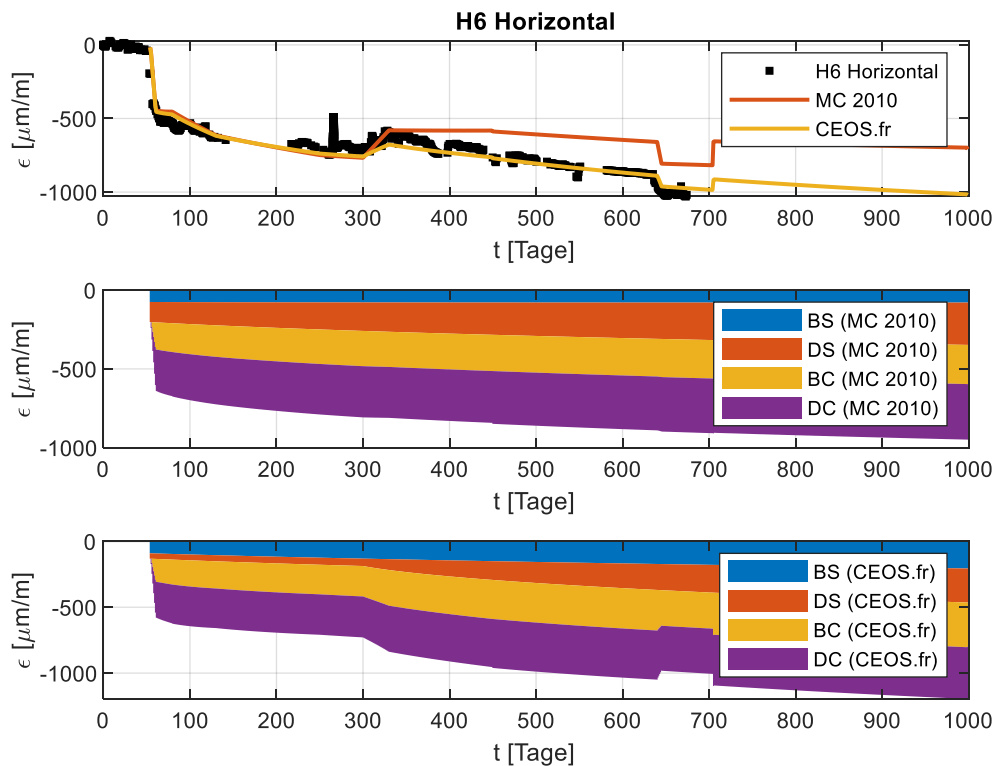


Abb. A.14 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor H6

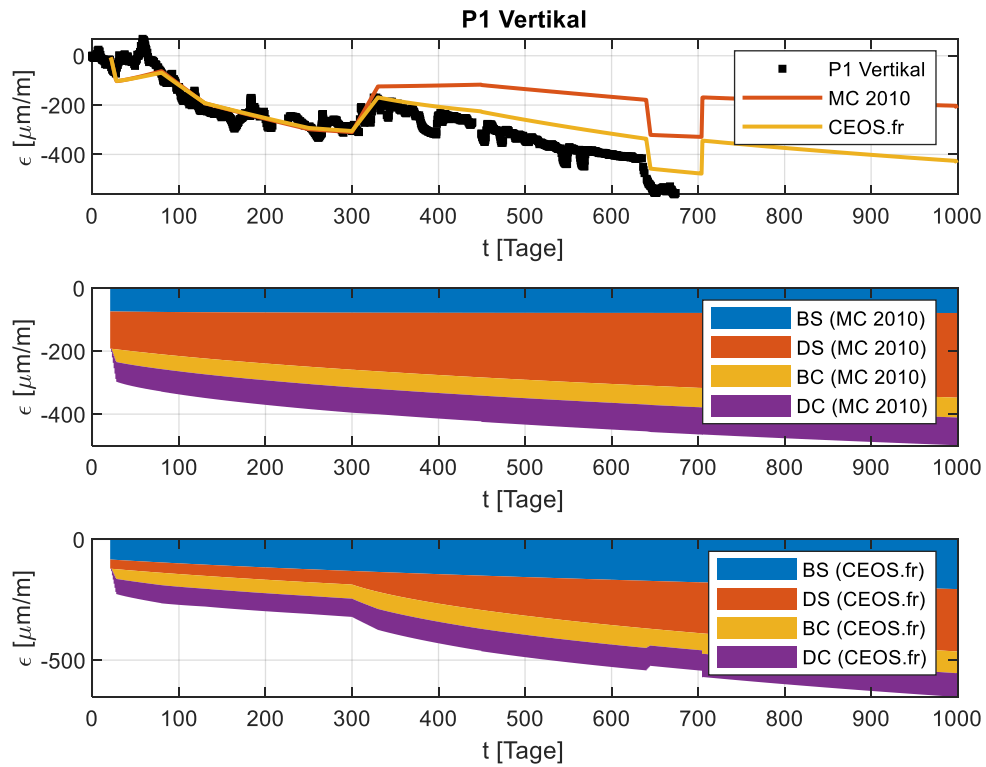


Abb. A.15 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor P1

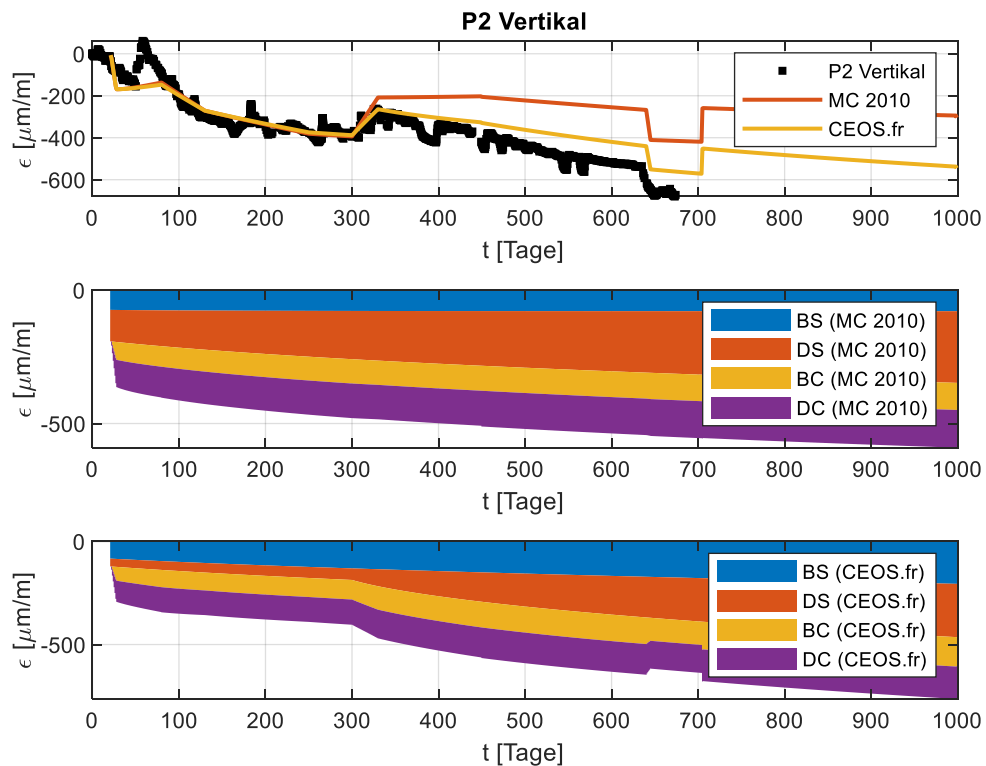


Abb. A.16 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor P2

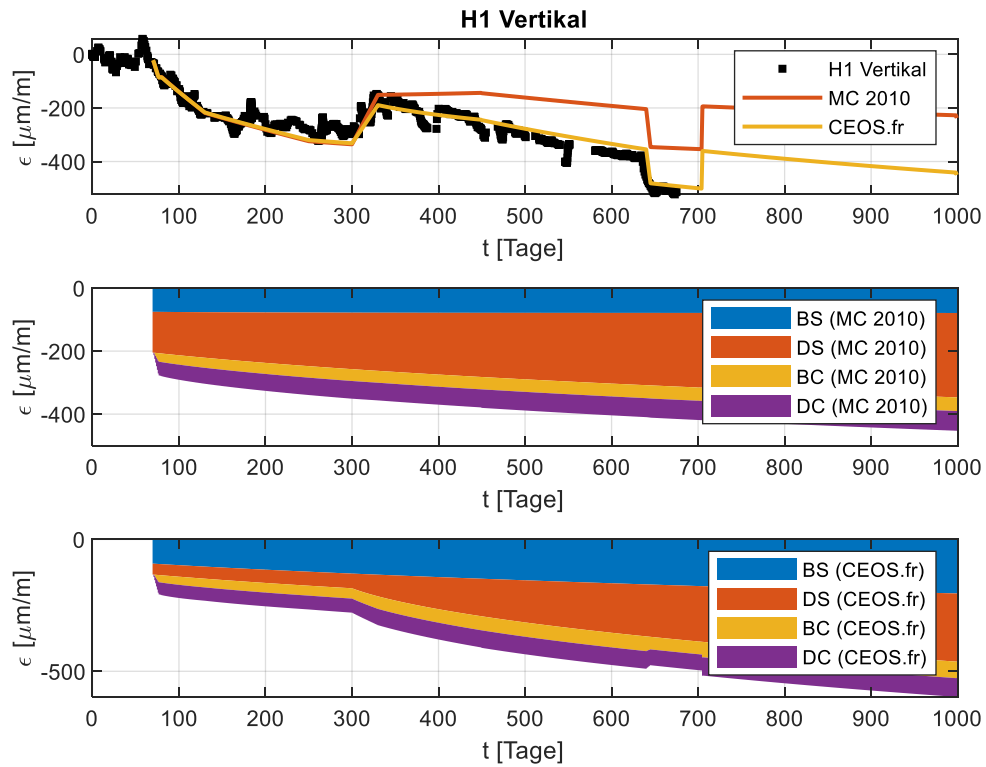


Abb. A.17 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor H1

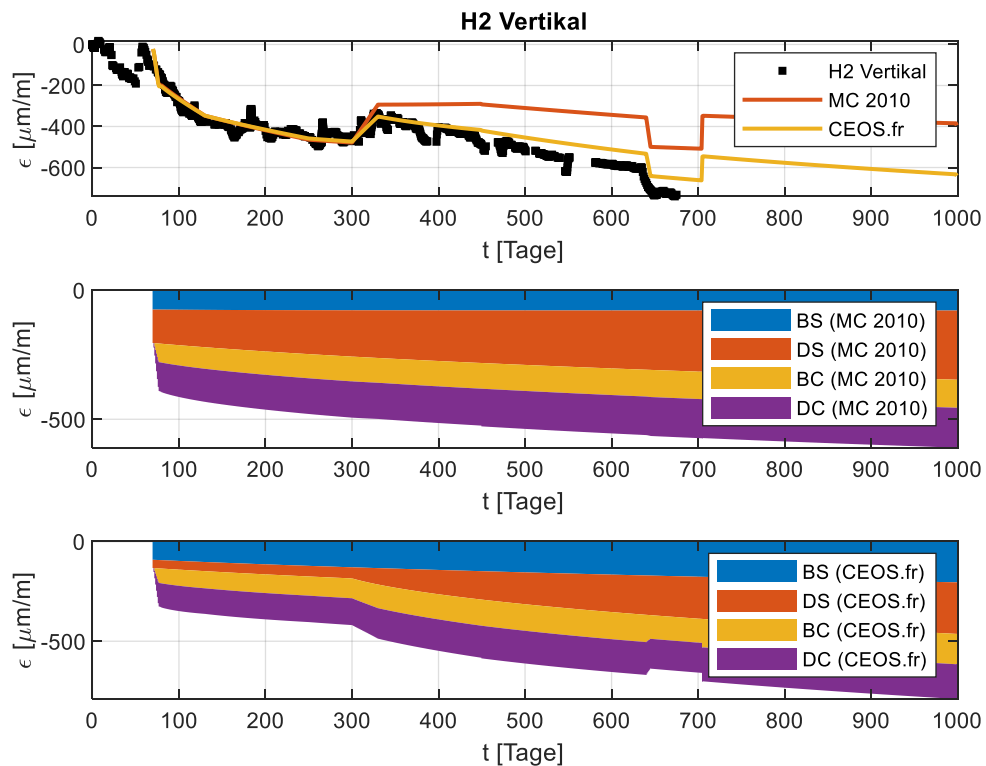


Abb. A.18 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor H2

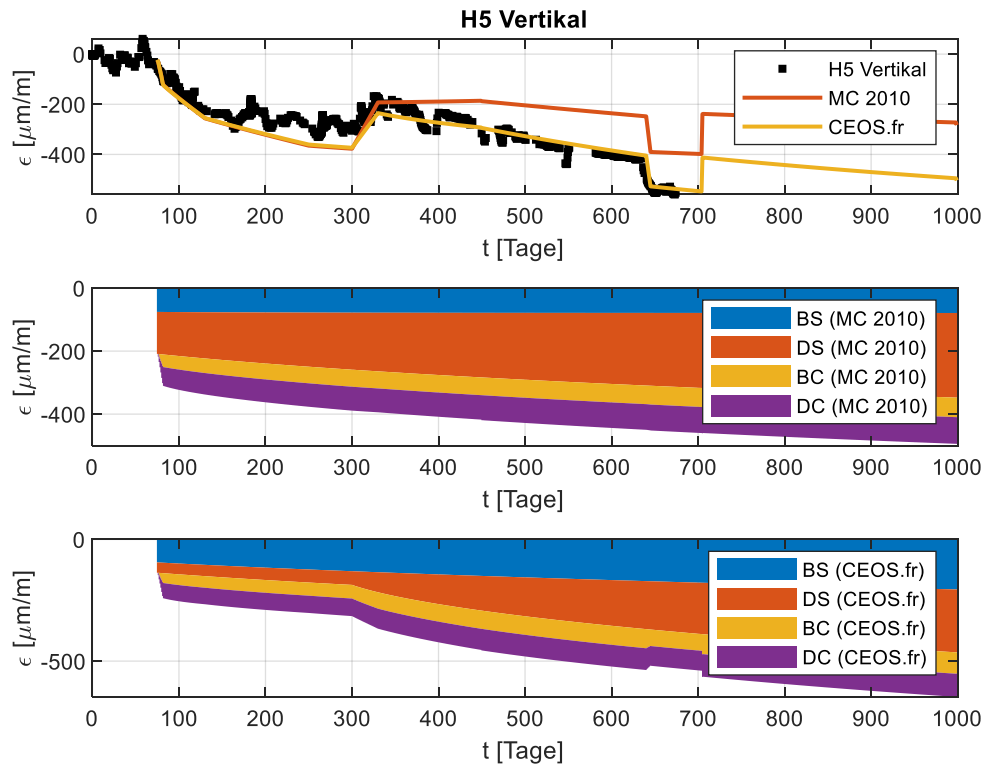


Abb. A.19 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor H5

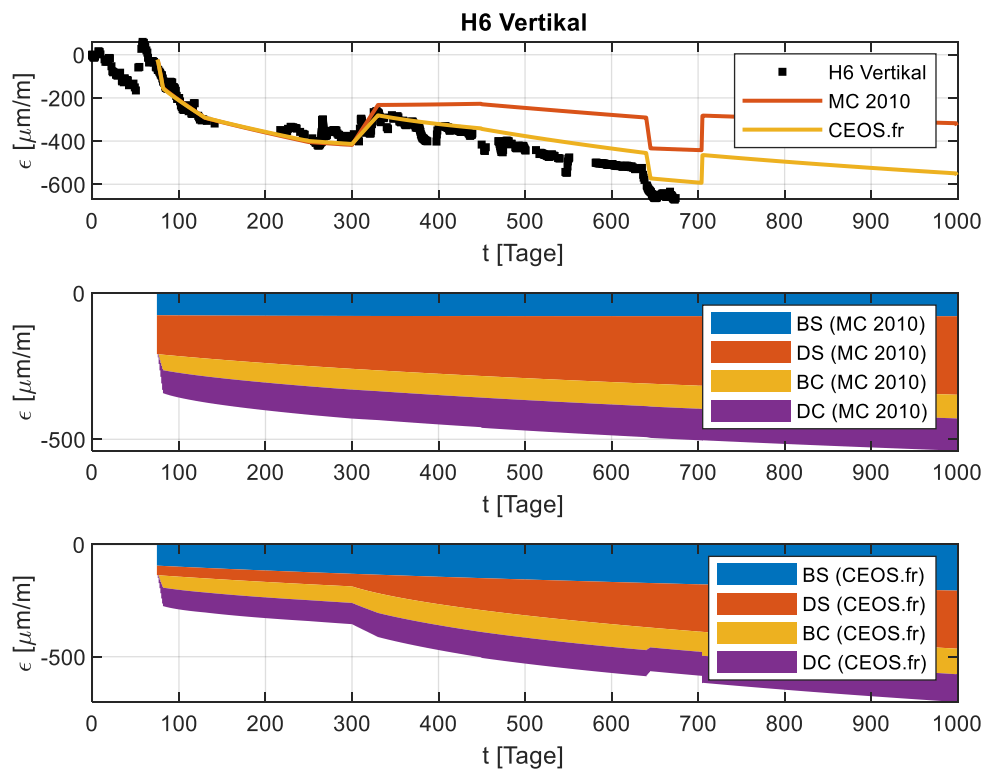


Abb. A.20 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor H6

A.3 Dom-Bereich

Es folgen die Dehnungszeitverläufe der Dehnungssensoren I1, I2, J1 und J2. Die Sensoren I1 und I2 befinden sich im Zenit des Doms (siehe Tab. 4.1 und Abb. 4.2); die Dehnungsmessung erfolgt gemäß den Bauzeichnungen in Richtung 94 gon und 194 gon (senkrecht zueinander). Für die Sensoren J1 und J2 steht wieder eine Messung in Umfangsrichtung (horizontal) und in Meridional-Richtung (vertikal) zur Verfügung.

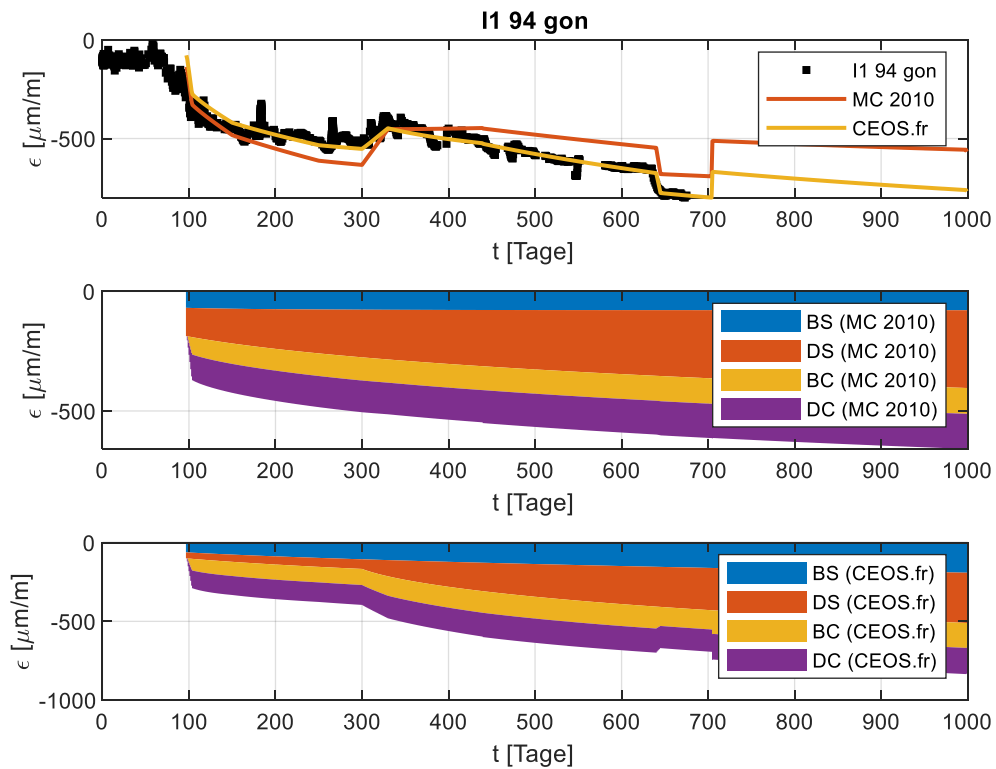


Abb. A.21 Dehnungszeitverlauf für Sensor I1 in Richtung 94 gon

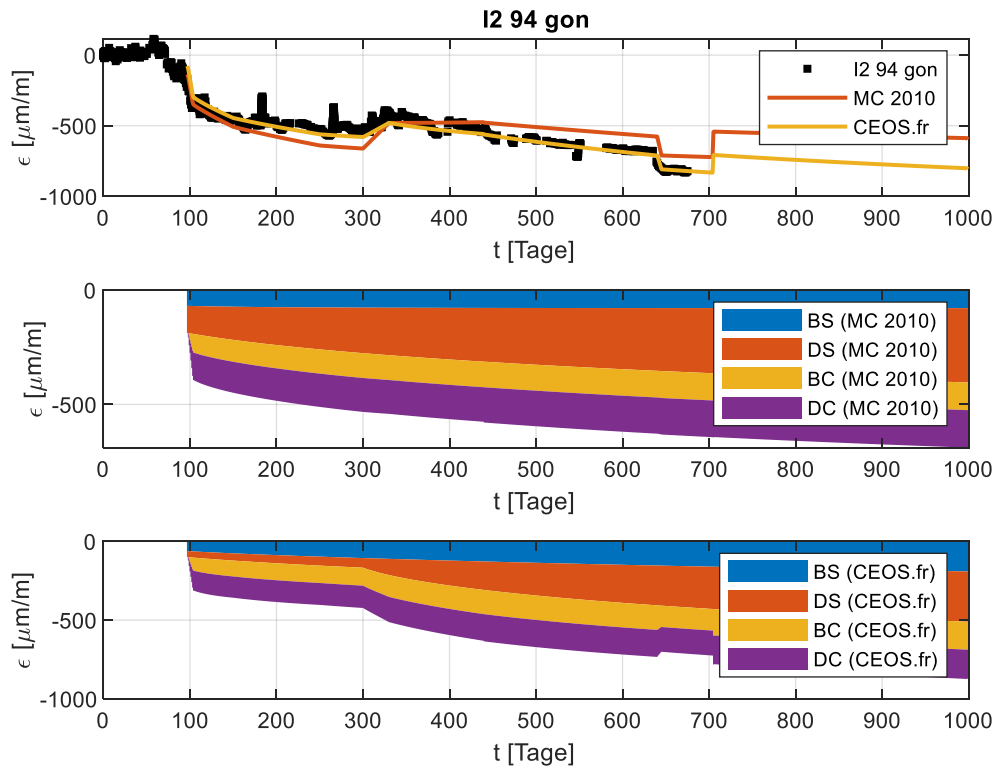


Abb. A.22 Dehnungszeitverlauf für Sensor I2 in Richtung 94 gon

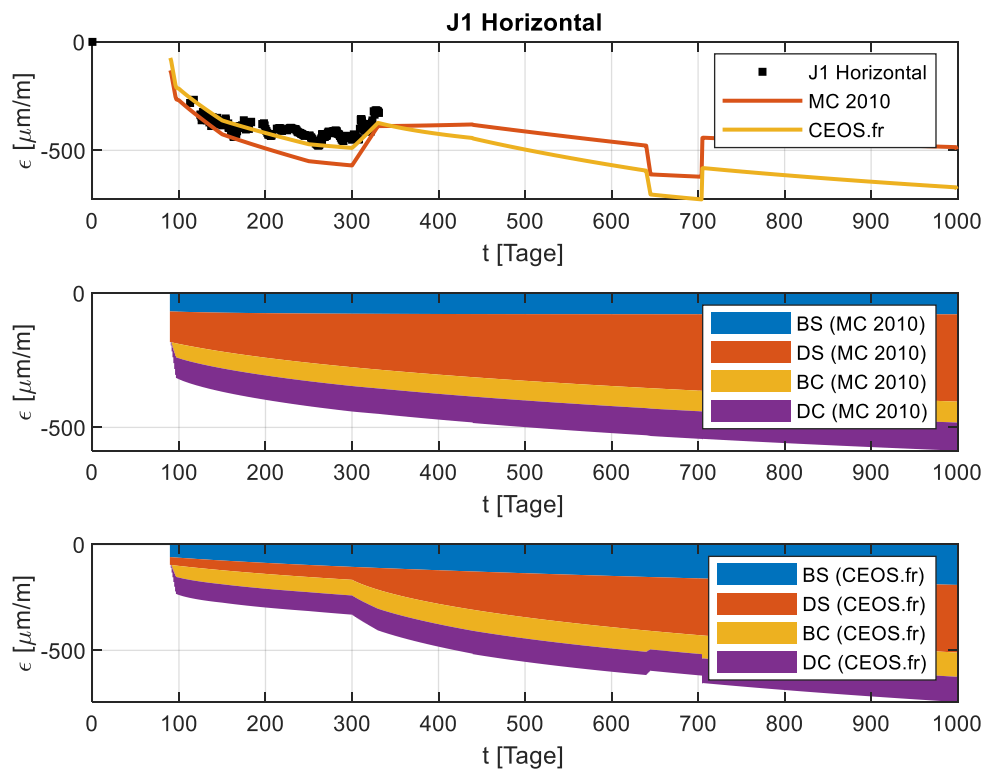


Abb. A.23 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor J1

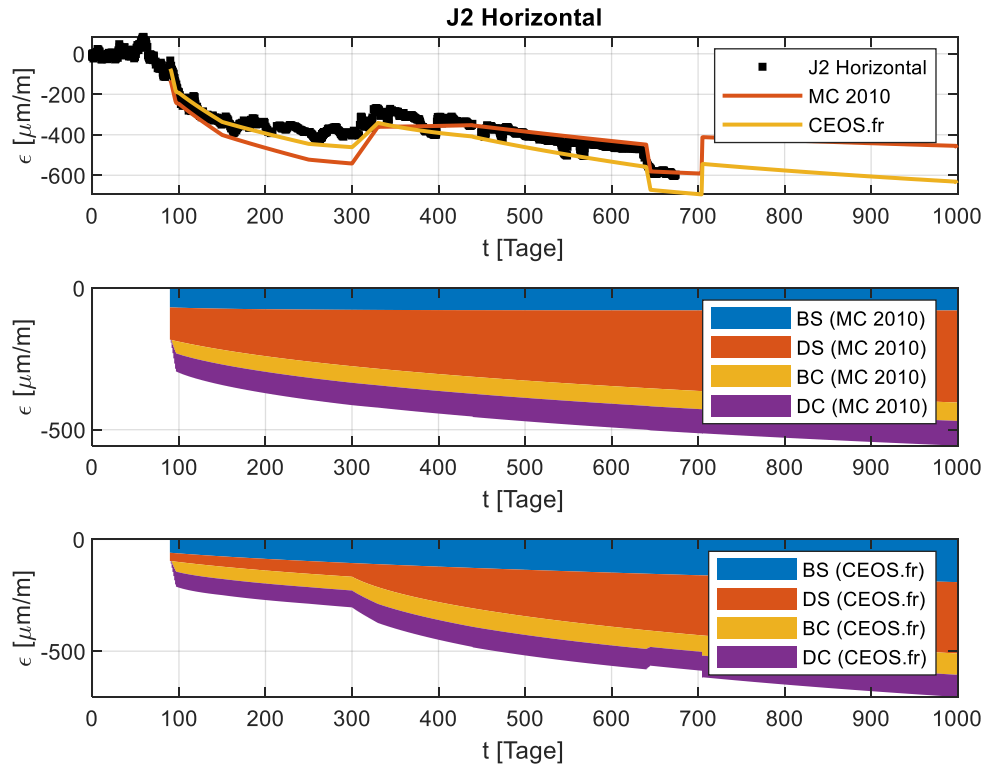


Abb. A.24 Dehnungszeitverlauf in Umfangsrichtung (horizontal) für Sensor J2

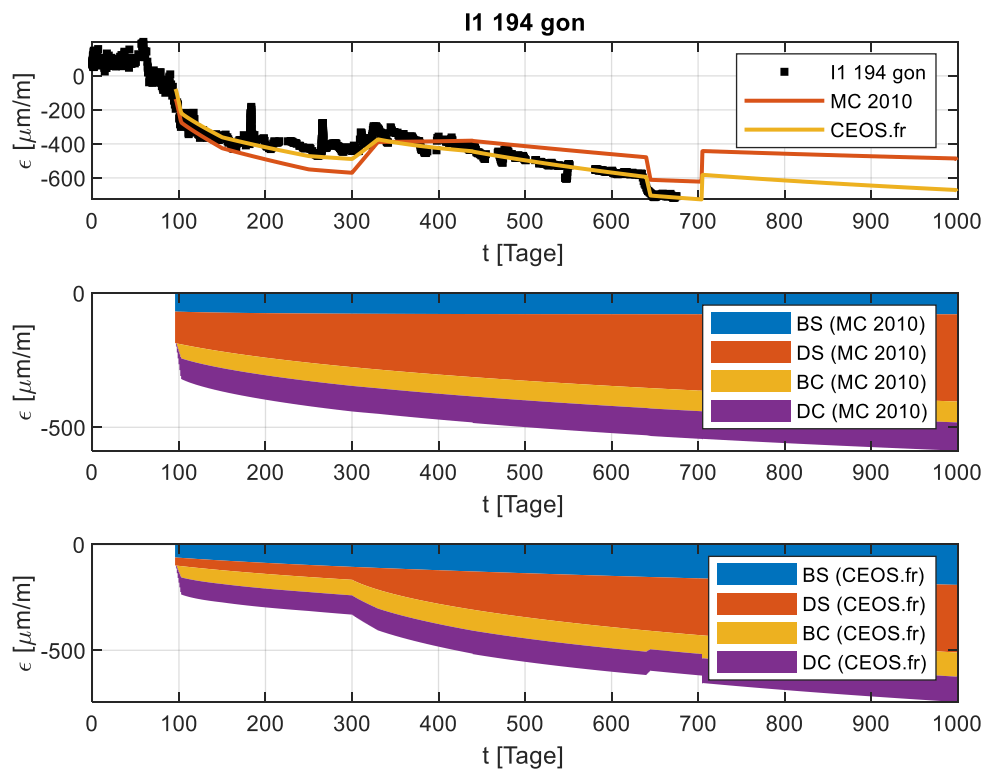


Abb. A.25 Dehnungszeitverlauf für Sensor I1 in Richtung 194 gon

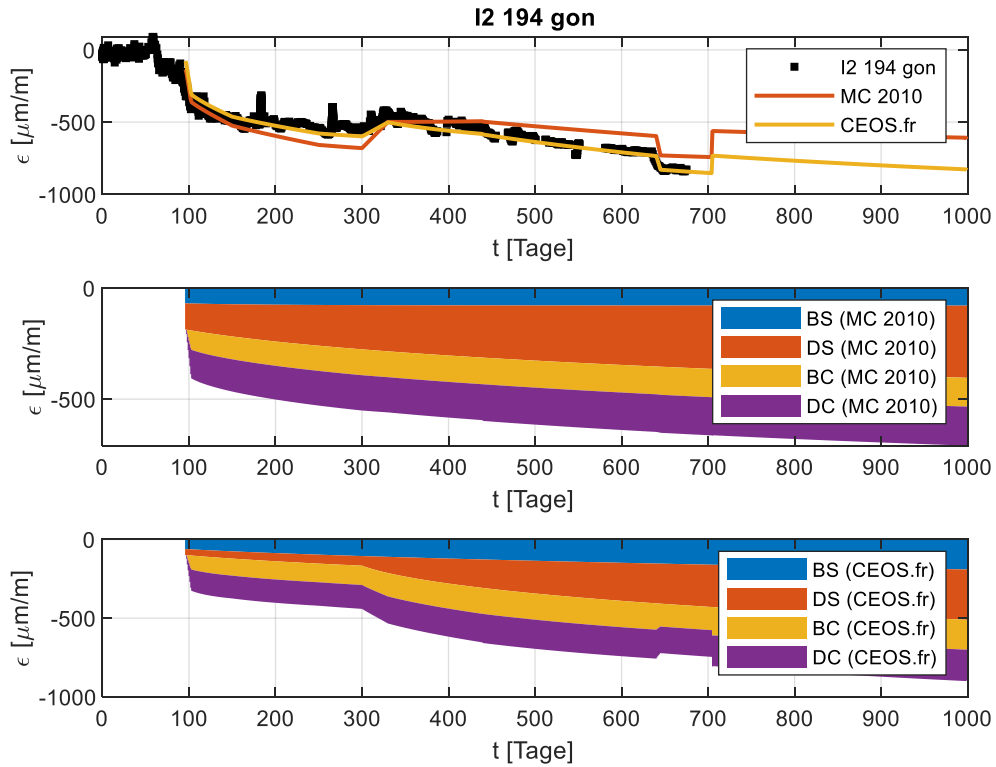


Abb. A.26 Dehnungszeitverlauf für Sensor I2 in Richtung 194 gon

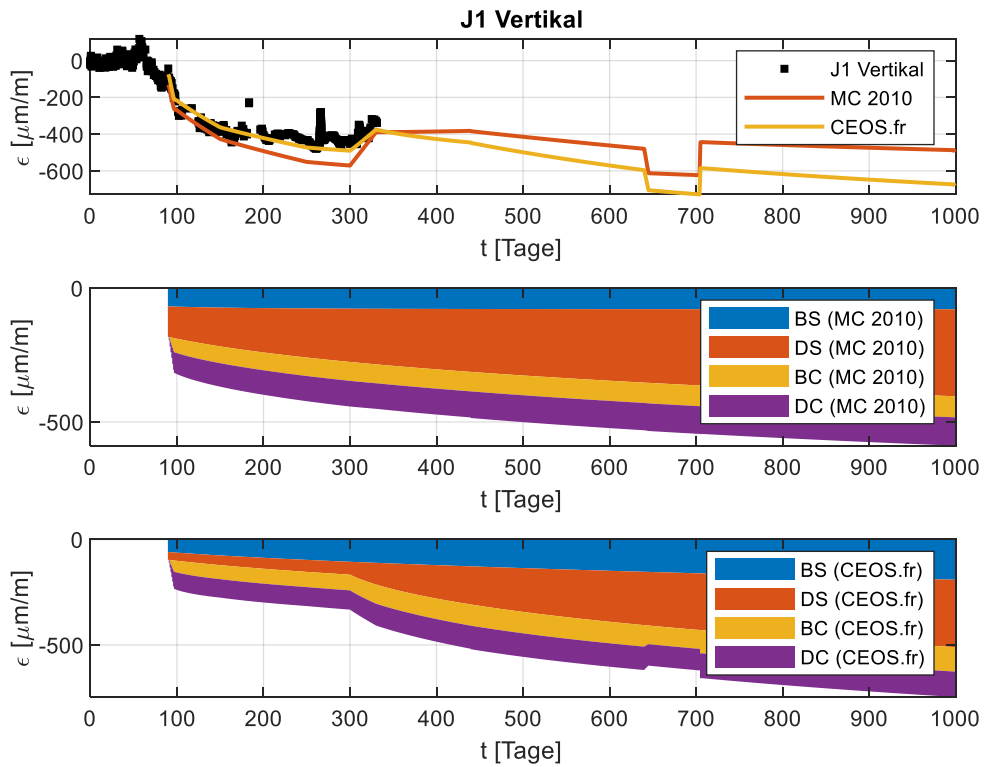


Abb. A.27 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor J1

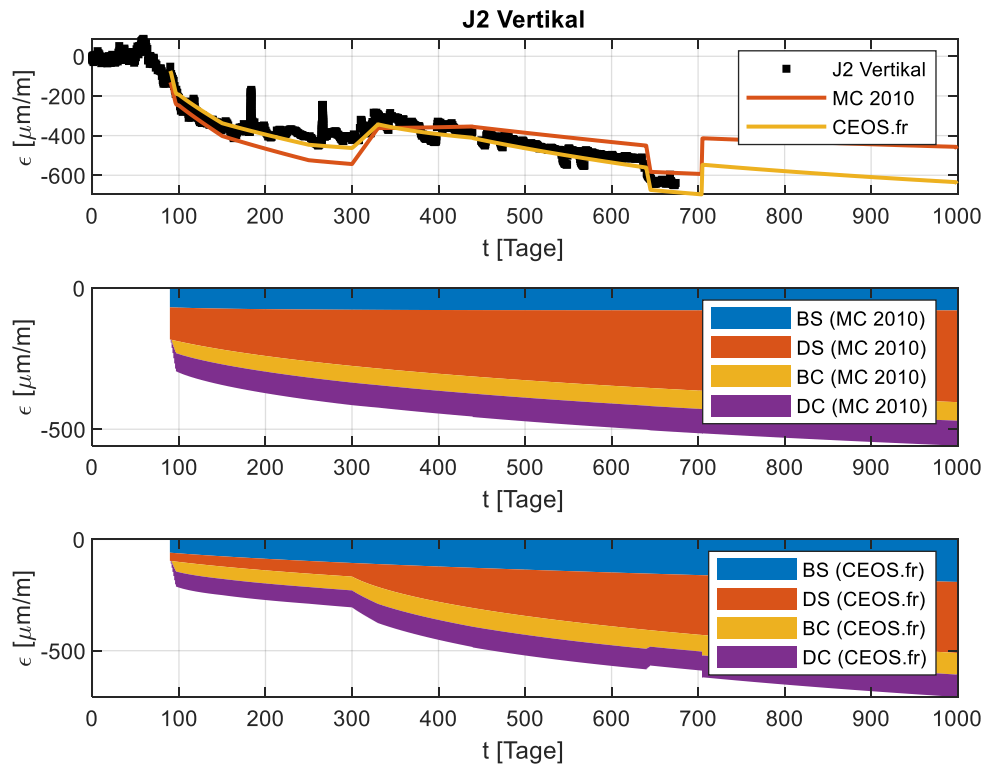


Abb. A.28 Dehnungszeitverlauf in meridionaler Richtung (vertikal) für Sensor J2

B Detaillierte Beschreibung des Brückenkranmodells (SOCRAT-Benchmark)

Von den Organisatoren des SOCRAT-Benchmarks wurden den Teilnehmern zum Erstellen des Simulationsmodells des Brückenkrans bemaßte Skizzen sowie CAD-Dateien zur Verfügung gestellt. Aus den CAD-Dateien konnten alle relevanten Maße entnommen werden. Die bemaßten Skizzen der jeweiligen Komponenten sowie vorhandene Bilder werden im Folgenden dargestellt.

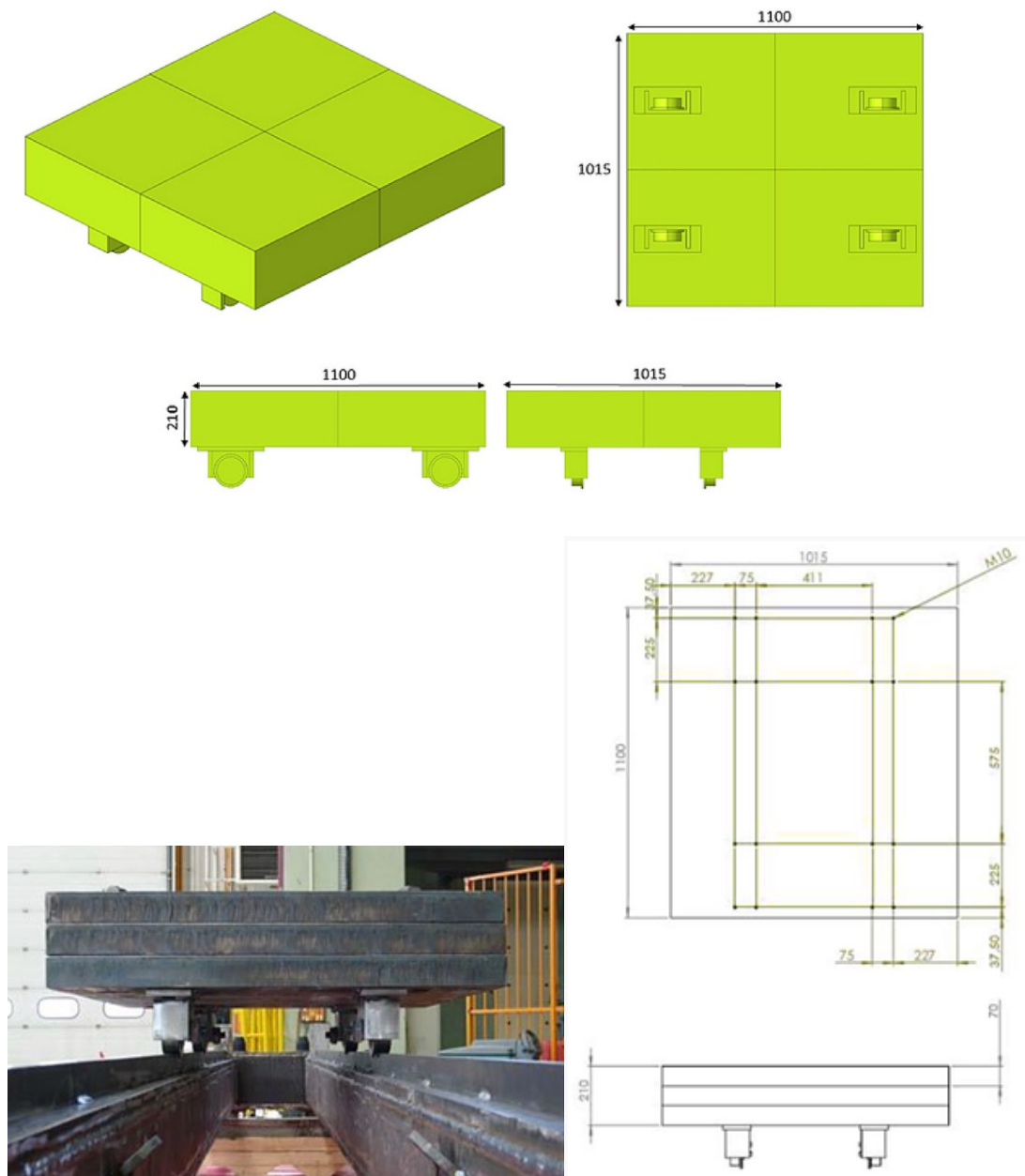


Abb. B.1 Abmessungen der Laufkatze (Trolley) sowie ein Bild der Laufkatze auf den Schienen des Brückenträgers

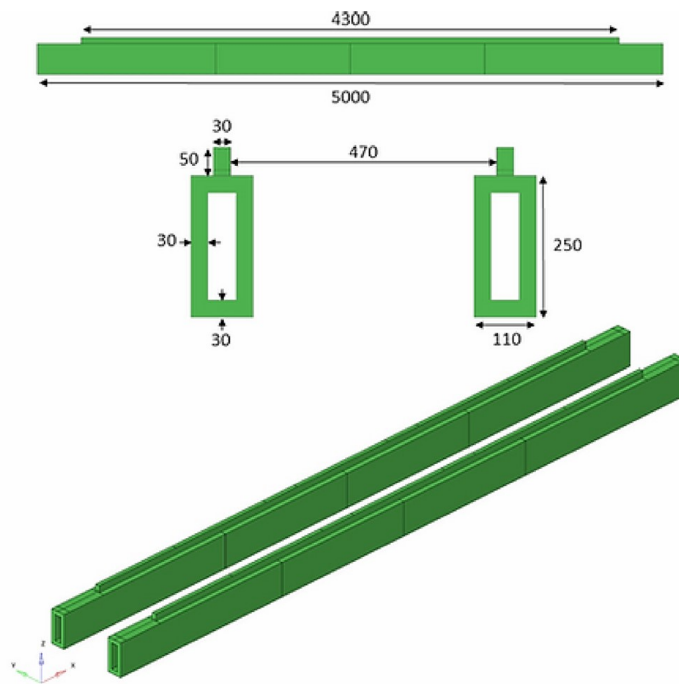


Abb. B.2 Brückenträger (Girder beams)

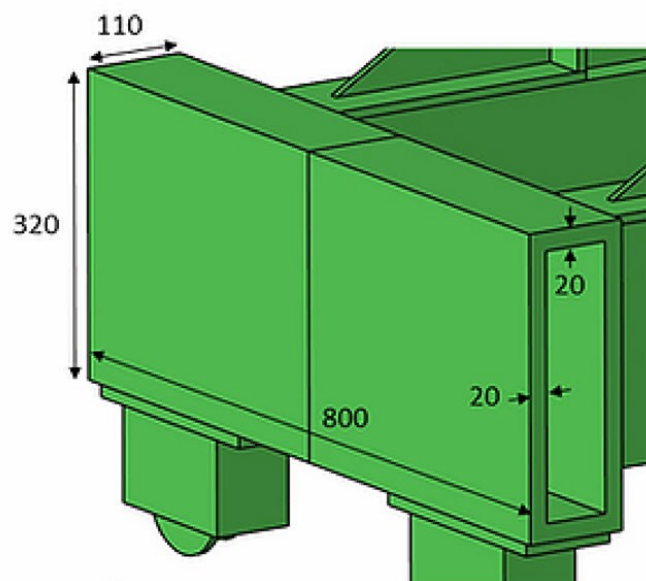


Abb. B.3 Laufgestell des Brückenträgers (End truck beam)

Im Bild rechts stehen die Laufgestell-Träger auf dem Kopf; die Radhäuser befinden sich oben.

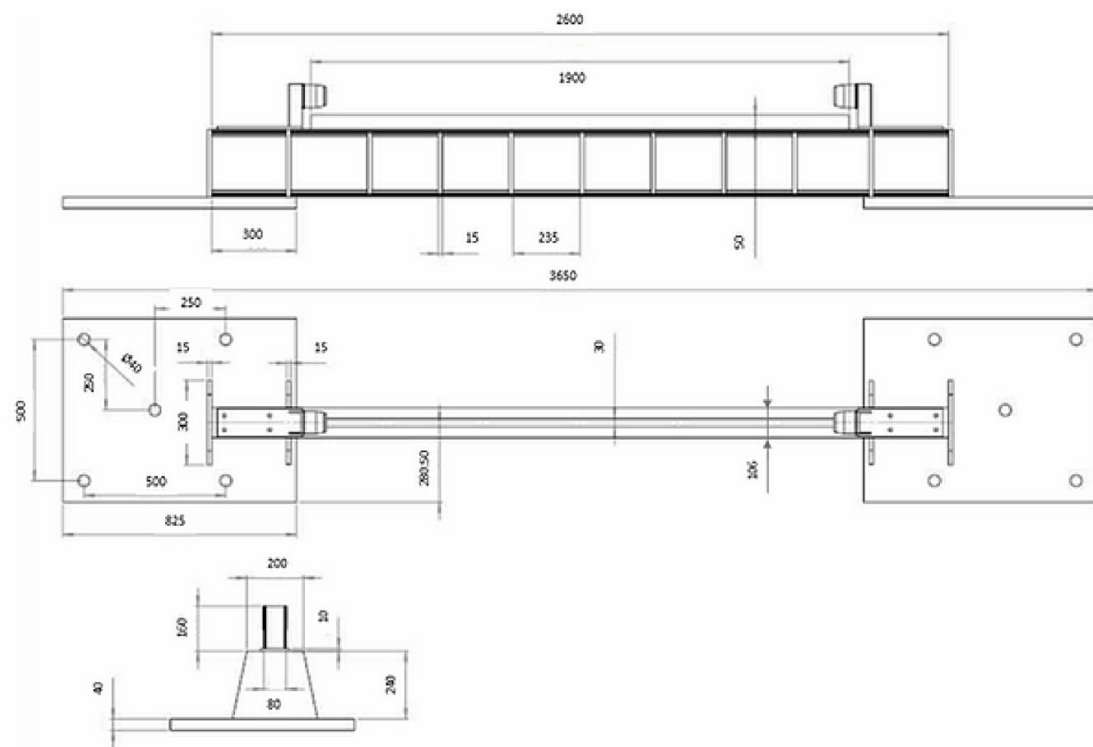
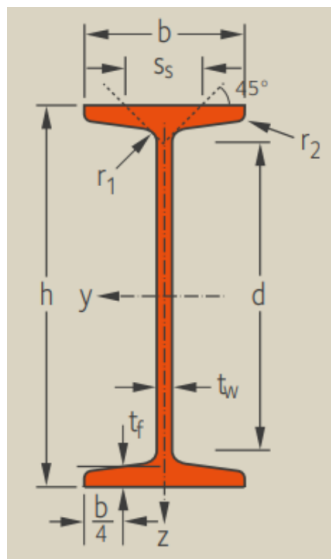


Abb. B.4 Laufbahnträger (Runway beams) mit angeschweißten Grundplatten



Désignation Designation Bezeichnung	Dimensions Abmessungen							Surface Oberfläche			
G	h	b	t _w	t _f	r ₁	r ₂	d	A	A _L	A _G	
kg/m	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm²	m²/m	m²/t	
IPN 600	199	600,0	215,0	21,6	32,4	21,6	13,0	485,8	253,7	1,920	9,890
IPN 550	166	550,0	200,0	19,0	30,0	19,0	11,9	445,6	212,0	1,800	10,80
IPN 500	141	500,0	185,0	18,0	27,0	18,0	10,8	404,3	179,4	1,630	11,60
IPN 450	115	450,0	170,0	16,2	24,3	16,2	9,7	363,6	146,9	1,480	12,83
IPN 400	92,4	400,0	155,0	14,4	21,6	14,4	8,6	322,9	117,7	1,330	14,36
IPN 380	84,0	380,0	149,0	13,7	20,5	13,7	8,2	306,7	107,0	1,270	15,12
IPN 360	76,1	360,0	143,0	13,0	19,5	13,0	7,8	290,2	97,0	1,210	15,89
IPN 340	68,0	340,0	137,0	12,2	18,3	12,2	7,3	274,3	86,7	1,150	16,90
IPN 320	61,0	320,0	131,0	11,5	17,3	11,5	6,9	257,9	77,7	1,090	17,87
IPN 300	54,2	300,0	125,0	10,8	16,2	10,8	6,5	241,6	69,0	1,030	19,02
IPN 280	47,9	280,0	119,0	10,1	15,2	10,1	6,1	225,1	61,0	0,966	20,17
IPN 260	41,9	260,0	113,0	9,4	14,1	9,4	5,6	208,9	53,3	0,906	21,65
IPN 240	36,2	240,0	106,0	8,7	13,1	8,7	5,2	192,5	46,1	0,844	23,32
IPN 220	31,1	220,0	98,0	8,1	12,2	8,1	4,9	175,8	39,5	0,775	24,99
IPN 200	26,2	200,0	90,0	7,5	11,3	7,5	4,5	159,1	33,4	0,709	27,04



Abb. B. 5 Laufbahnträger bestehend aus schmalem I-Träger (IPN 240, genormt nach DIN 1025-1), der durch angeschweißten Stahlrippen verstärkt wird

Das Bild unten links zeigt den Blick auf eine angeschweißte Stahlrippe. Das Bild unten rechts zeigt den sich nach außen verjüngenden Oberflansch des Trägers.

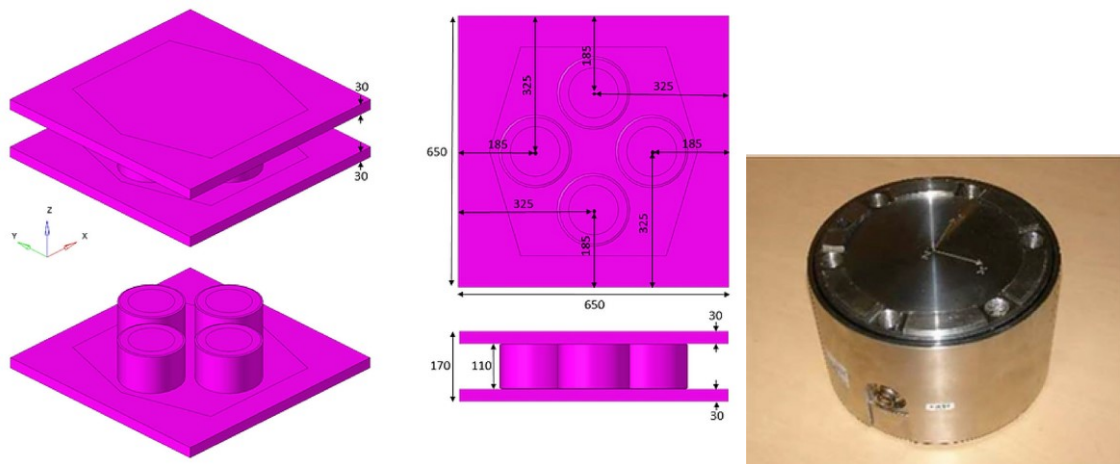


Abb. B.6 Kraftsensoren-Block und Bild eines einzelnen Kraftsensors K6D175 der Firma ME-Messsysteme

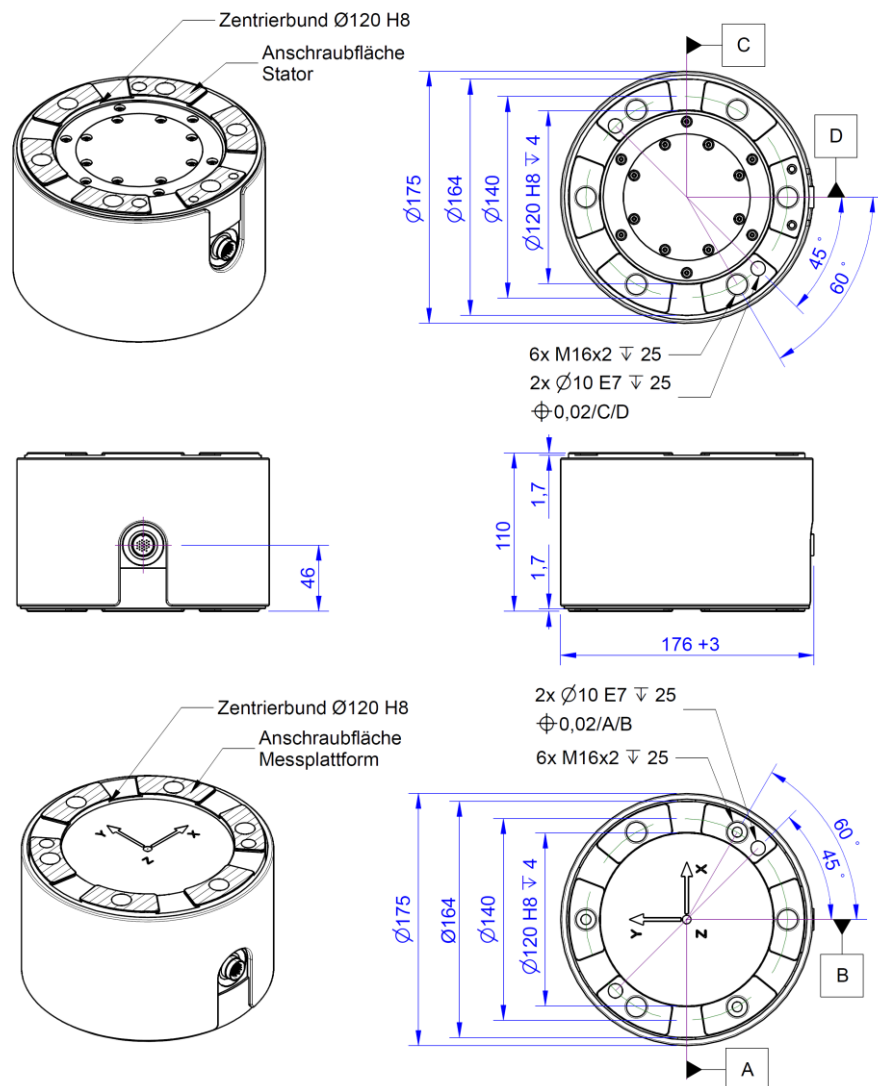


Abb. B.7 Maße des Kraftsensors K6D175 der Firma ME-Messsysteme

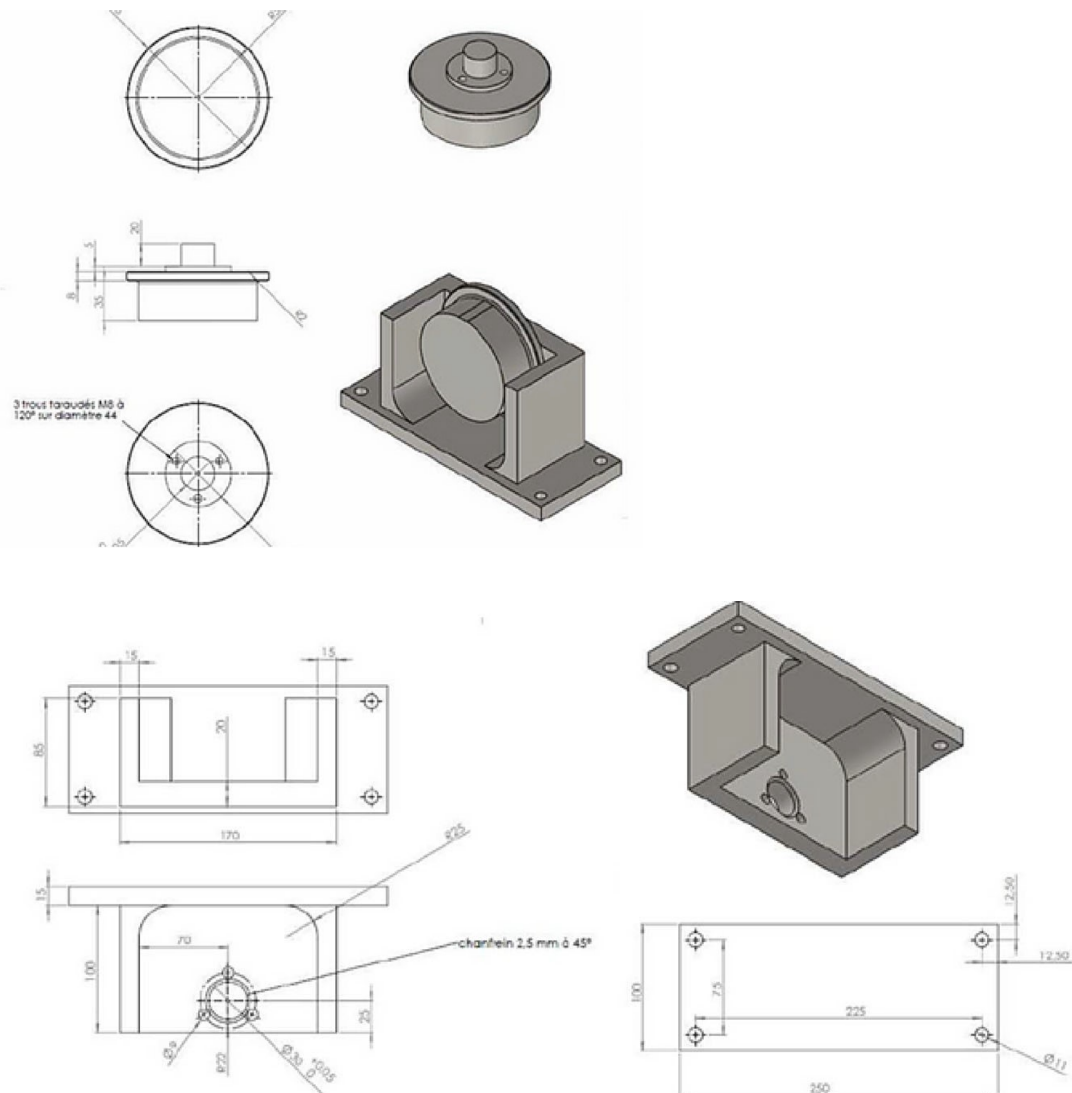
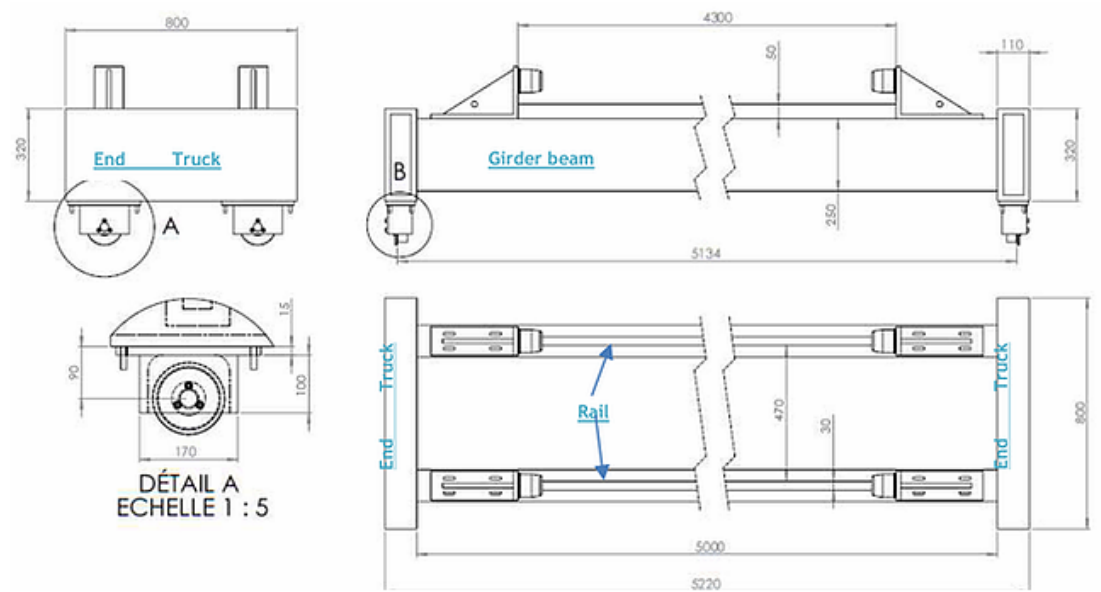


Abb. B.8 Details der Rollen und Radhäuser

C Instrumentierung des Brückenkranmodells (SOCRAT-Benchmark)

Insgesamt sind 34 dreiachsige Beschleunigungsaufnehmer am Brückenkran-Aufbau und 4 dreiachsige Beschleunigungsaufnehmer am Rütteltisch befestigt. Die Sensoren teilen sich wie folgt auf die einzelnen Komponenten auf:

- Kraftsensor-Block A: 6
- Grundplatten der Laufbahn-Träger: 8
- Laufbahn-Träger 1: 8
- Laufbahn-Träger 2: 3
- Laufgestelle des Brückenträgers: 2
- Brückenträger: 6
- Laufkatze: 1
- Rütteltisch: 4

Außerdem sind 10 Wegaufnehmer auf dem Aufbau verteilt, um die relativen Verschiebungen zwischen den Komponenten zu messen.

Von Seiten der Organisatoren des Benchmarks wurden den Teilnehmern Skizzen zur Lage der Sensoren bereitgestellt, die im Folgenden wiedergegeben werden. Zur Nutzbarmachung der Positionsangaben wurden die gegebenen Relativangaben in das globale Koordinatensystem der Simulationsmodelle übertragen. Dafür wird das globale Koordinatensystem zugrunde gelegt, so wie es in den bereitgestellten CAD-Dateien verwendet wurde. Der Koordinatenursprung ($X = 0$, $Y = 0$, $Z = 0$) befindet sich an der äußersten unteren Ecke der unteren Platte des Kraftsensoren-Blocks A (der Aufbau erstreckt sich dann in positive x-, y- und z-Richtung). Der Brückenträger verläuft in x-Richtung, die beiden Laufbahnträger in y-Richtung. Somit bewegt sich die Laufkatze auf dem Brückenträger in x-Richtung. Die Laufgestelle des Brückenträgers bewegen sich auf den Laufbahnträgern in y-Richtung.

Die vier Kraftsensoren-Blöcke sind zur Identifikation mit den Buchstaben A, B, C und D bezeichnet. Die Laufbahn-Träger (Runway beams) tragen die Nummer 1 und 2.

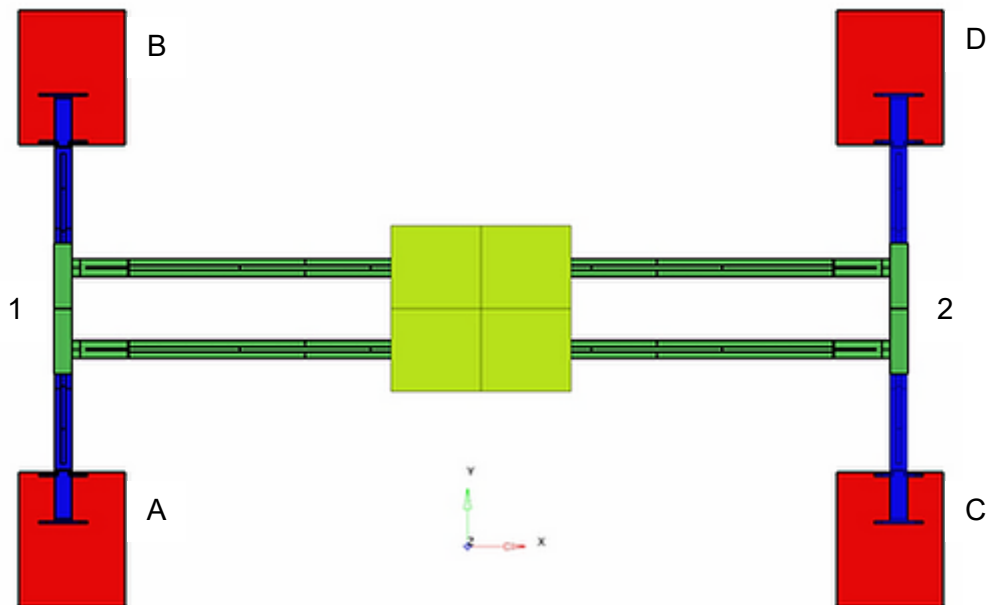


Abb. C.1 Draufsicht auf den Brückenkran-Aufbau

Die vier Kraftsensoren-Blöcke sind mit den Buchstaben A, B, C, D bezeichnet, der Laufbahnträger 1 steht auf den Blöcken A und B, der Laufbahnträger 2 auf den Blöcken C und D. Der Koordinatenursprung befindet sich an der äußeren unteren Ecke des Blocks A.

C.1 Kraftsensoren-Block

Nur der Kraftsensoren-Block A wurde mit Beschleunigungsaufnehmern bestückt.

View from above of the load cell bloc A
Sensors are between the two plates

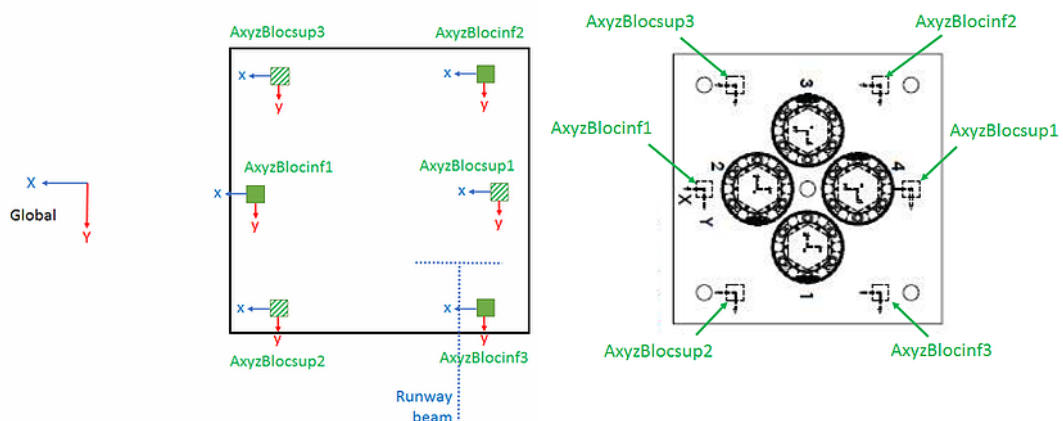


Abb. C.2 Draufsicht auf den gesamten Kraftsensoren-Block A

Tab. C.1 Lage und Koordinatenwerte der 6 Sensoren

Sensor	Lage	Globale Koordinate [mm]
AxBlocinf1 AyBlocinf1 AzBlocinf1	Oberseite der unteren Platte	X = 575 Y = 325 Z = 30
AxBlocinf2 AyBlocinf2 AzBlocinf2	Oberseite der unteren Platte	X = 150 Y = 75 Z = 30
AxBlocinf3 AyBlocinf3 AzBlocinf3	Oberseite der unteren Platte	X = 150 Y = 575 Z = 30
AxBlocsup1 AyBlocsup1 AzBlocsup1	Unterseite der oberen Platte	X = 75 Y = 325 Z = 140
AxBlocsup2 AyBlocsup2 AzBlocsup2	Unterseite der oberen Platte	X = 500 Y = 575 Z = 140
AxBlocsup3 AyBlocsup3 AzBlocsup3	Unterseite der oberen Platte	X = 500 Y = 75 Z = 140

View from above of the inferior load cell bloc (A) plate and its sensors
Sensors are placed on the upper face of the of the inferior plate

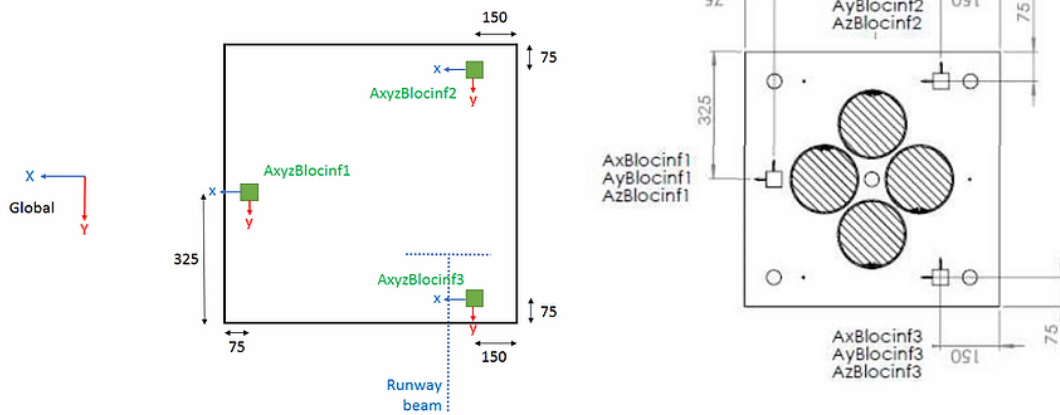


Abb. C.3 Draufsicht auf die untere Platte des Kraftsensoren-Blocks A

View from above of the superior load cell bloc (A) plate and its sensors
Sensors are placed on the under face of the superior plate

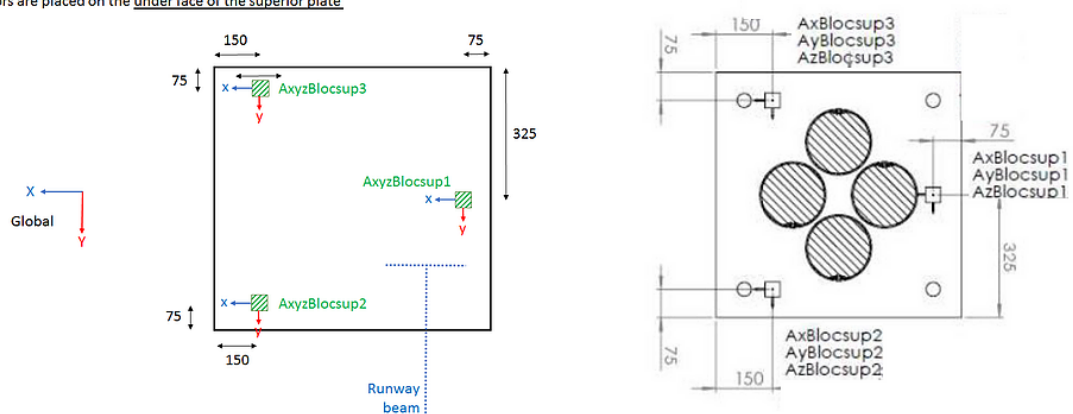


Abb. C.4 Draufsicht auf die obere Platte des Kraftsensoren-Blocks A

C.2 Grundplatten der Laufbahn-Träger

Je zwei Beschleunigungsaufnehmer sind auf der Oberseite der angeschweißten Grundplatten der Laufbahn-Träger befestigt.

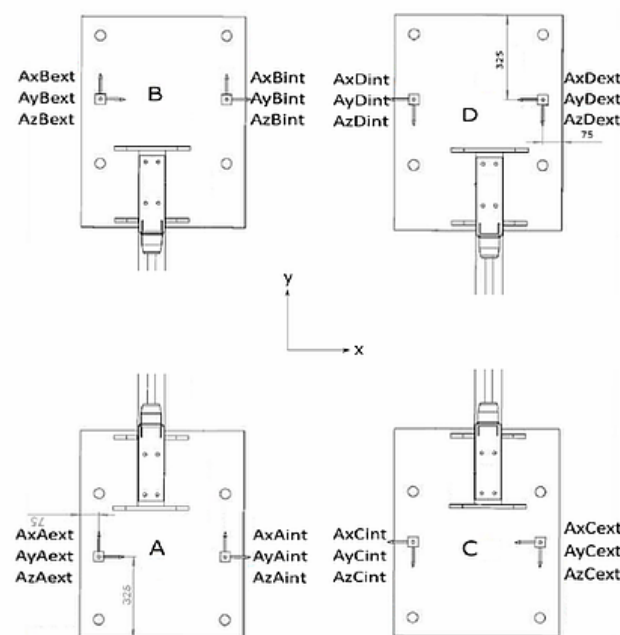


Abb. C.5 Draufsicht auf die Grundplatten der Laufbahn-Träger

Tab. C.2 Lage und Koordinatenwerte der Sensoren

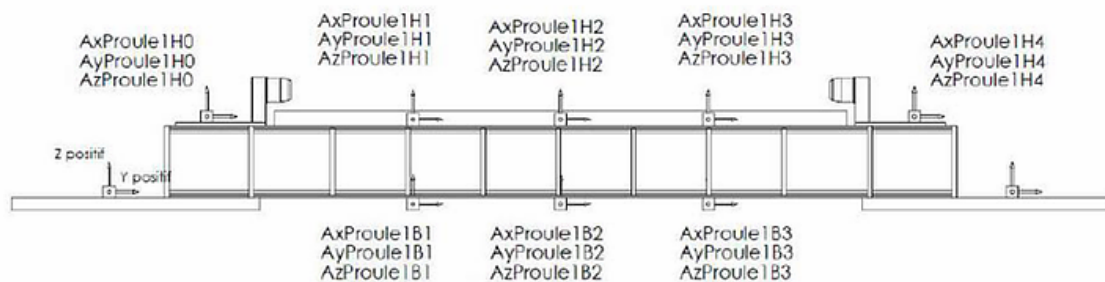
Sensor	Lage	Globale Koordinate [mm]
AxAint AyAint AzAint	Block A, Innenseite des Laufbahn-Trägers	X = 575 Y = 325 Z = 210
AxAext AyAext AzAext	Block A, Außenseite des Laufbahn-Trägers	X = 75 Y = 325 Z = 210
AxBint AyBint AzBint	Block B, Innenseite des Laufbahn-Trägers	X = 575 Y = 3325 Z = 210
AxBext AyBext AzBext	Block B, Außenseite des Laufbahn-Trägers	X = 75 Y = 3325 Z = 210
AxCint AyCint AzCint	Block C, Innenseite des Laufbahn-Trägers	X = 5075 Y = 325 Z = 210
AxCext AyCext AzCext	Block C, Außenseite des Laufbahn-Trägers	X = 5575 Y = 325 Z = 210
AxDint AyDint AzDint	Block D, Innenseite des Laufbahn-Trägers	X = 5075 Y = 3325 Z = 210
AxDext AyDext AzDext	Block D, Außenseite des Laufbahn-Trägers	X = 5575 Y = 3325 Z = 210

C.3 Laufbahn-Träger 1

Zwei Beschleunigungsaufnehmer befinden sich an den jeweiligen Enden der Laufbahnträger, sechs Beschleunigungsaufnehmer sind entlang des Laufbahnträgers 1 an der Oberseite und Unterseite verteilt. Letztere sind an der Innenseite der Laufschiene (bezogen auf den Gesamtaufbau) befestigt; auf der Außenseite der Schiene laufen die Rollen des Brückenträgers.

Tab. C.3 Lage und Koordinatenwerte der Sensoren

Sensor	Lage	Globale Koordinate [mm]
AxProule1H0 AyProule1H0 AzProule1H0	Ende des Laufbahn-Trägers 1	X = 270 Y = 650 Z = 460
AxProule1H1 AyProule1H1 AzProule1H1	Oberseite des Laufbahn-Trägers 1	X = 287 Y = 1322 Z = 450
AxProule1B1 AyProule1B1 AzProule1B1	Unterseite des Laufbahn-Trägers 1	X = 287 Y = 1322 Z = 210
AxProule1H2 AyProule1H2 AzProule1H2	Oberseite des Laufbahn-Trägers 1	X = 287 Y = 1832 Z = 450
AxProule1B2 AyProule1B2 AzProule1B2	Unterseite des Laufbahn-Trägers 1	X = 287 Y = 1832 Z = 210
AxProule1H3 AyProule1H3 AzProule1H3	Oberseite des Laufbahn-Trägers 1	X = 287 Y = 2342 Z = 450
AxProule1B3 AyProule1B3 AzProule1B3	Unterseite des Laufbahn-Trägers 1	X = 287 Y = 2342 Z = 210
AxProule1H4 AyProule1H4 AzProule1H4	Ende des Laufbahn-Trägers 1	X = 270 Y = 2980 Z = 460

**Abb. C.6** Seitenansicht des Laufbahn-Trägers 1

C.4 Laufbahn-Träger 2

Zwei Beschleunigungsaufnehmer befinden sich an den Enden des Laufbahn-Trägers 2. Ein Beschleunigungsaufnehmer befindet sich in der Mitte des Trägers oben an der Innenseite der Laufschiene. An der Außenseite laufen die Rollen des Brückenträgers.

Tab. C.4 Lage und Koordinatenwerte der Sensoren

Sensor	Lage	Globale Koordinate [mm]
AxProule2H0 AyProule2H0 AzProule2H0	Ende des Laufbahn-Trägers 2	X = 5380 Y = 650 Z = 460
AxProule2H2 AyProule2H2 AzProule2H2	Mitte des Laufbahn-Trägers 2, oben	X = 5363 Y = 1825 Z = 450
AxProule2H4 AyProule2H4 AzProule2H4	Ende des Laufbahn-Trägers 2	X = 5380 Y = 2980 Z = 460

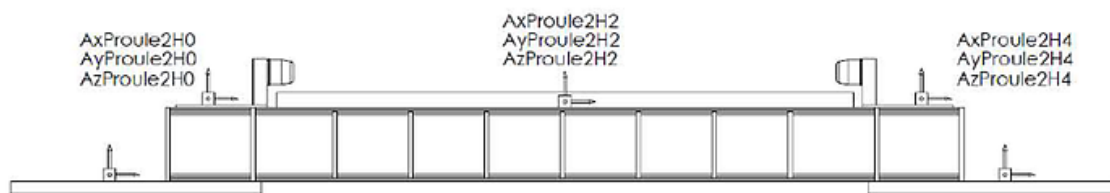


Abb. C.7 Seitenansicht des Laufbahn-Trägers 2

C.5 Laufgestell des Brückenträgers

Zwei Beschleunigungsaufnehmer befinden sich auf der Mitte der Oberseite der beiden Laufgestelle der Brückenträger.

Tab. C.5 Lage und Koordinatenwerte der Sensoren

Sensor	Lage	Globale Koordinate [mm]
AxSom1 AySom1 AzSom1	Laufgestell auf Laufbahn-Träger 1	X = 270 Y = 1825 Z = 962
AxSom2 AySom2 AzSom2		X = 5380 Y = 1825 Z = 962

C.6 Brückenträger

An jedem der beiden Brückenträger sind drei Beschleunigungsaufnehmer an der Außenseite der Laufschiene auf der Oberseite des Trägers befestigt. Die Rollen der Laufkatze laufen auf der Innenseite der Laufschiene.

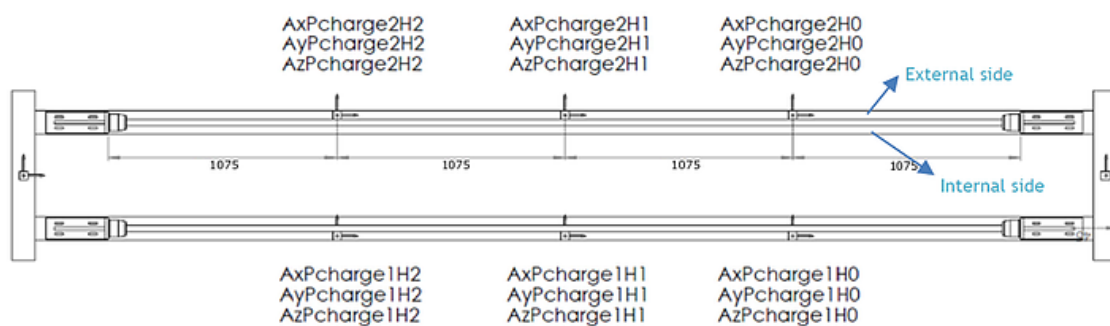


Abb. C.8 Draufsicht auf den Brückenträger

Tab. C.6 Lage und Koordinatenwerte der Sensoren

Sensor	Lage	Globale Koordinate [mm]
AxPcharge1H0 AyPcharge1H0 AzPcharge1H0	Brückenträger nahe den Blöcken A und C	X = 3700 Y = 1560 Z = 927
AxPcharge1H1 AyPcharge1H1 AzPcharge1H1	Brückenträger nahe den Blöcken A und C	X = 2675 Y = 1560 Z = 927
AxPcharge1H2 AyPcharge1H2 AzPcharge1H2	Brückenträger nahe den Blöcken A und C	X = 1650 Y = 1560 Z = 927
AxPcharge2H0 AyPcharge2H0 AzPcharge2H0	Brückenträger nahe den Blöcken B und D	X = 3700 Y = 2090 Z = 927
AxPcharge2H1 AyPcharge2H1 AzPcharge2H1	Brückenträger nahe den Blöcken B und D	X = 2675 Y = 2090 Z = 927
AxPcharge2H2 AyPcharge2H2 AzPcharge2H2	Brückenträger nahe den Blöcken B und D	X = 1650 Y = 2090 Z = 927

C.7 Laufkatze

Ein Beschleunigungsaufnehmer ist in der Mitte der Oberseite der Laufkatze befestigt.

Tab. C.7 Lage und Koordinatenwerte der Sensoren

Sensor	Lage	Globale Koordinate [mm]
AxChariot AyChariot AzChariot	Oberseite der Laufkatze	X = 2825 Y = 1825 Z = 1330

C.8 Rütteltisch

Vier Beschleunigungsaufnehmer sind auf der Oberfläche des Rütteltischs befestigt. Der Rütteltisch hat eine quadratische Grundfläche von 6 x 6 m. Das Brückenkran-Modell ist mittig auf den Rütteltisch festgeschraubt.

Wie bereits erwähnt, beziehen sich die Koordinatenangaben auf das in den bereitgestellten CAD-Dateien definierte Koordinatensystem. Der Koordinatenursprung befindet sich in der äußersten unteren Ecke des Kraftsensoren-Blocks A. Die Mitte des Aufbaus befindet sich dann bei $X = 2,825 \text{ m}$ und $Y = 1,825 \text{ m}$.

Tab. C.8 Lage und Koordinatenwerte der Sensoren

Sensor	Lage	Globale Koordinate [mm]
Axtab1 Aytab1 Aztab1	Tischmitte	X = 2825 Y = 1825 Z = 0
Axtab2 Aytab2 Aztab2	Zwischen Block B und D	X = 2825 Y = 3825 Z = 0
Axtab3 Aytab3 Aztab3	Nahe Block A	X = 825 Y = -175 Z = 0
Axtab4 Aytab4 Aztab4	Nahe Block C	X = 4825 Y = -175 Z = 0

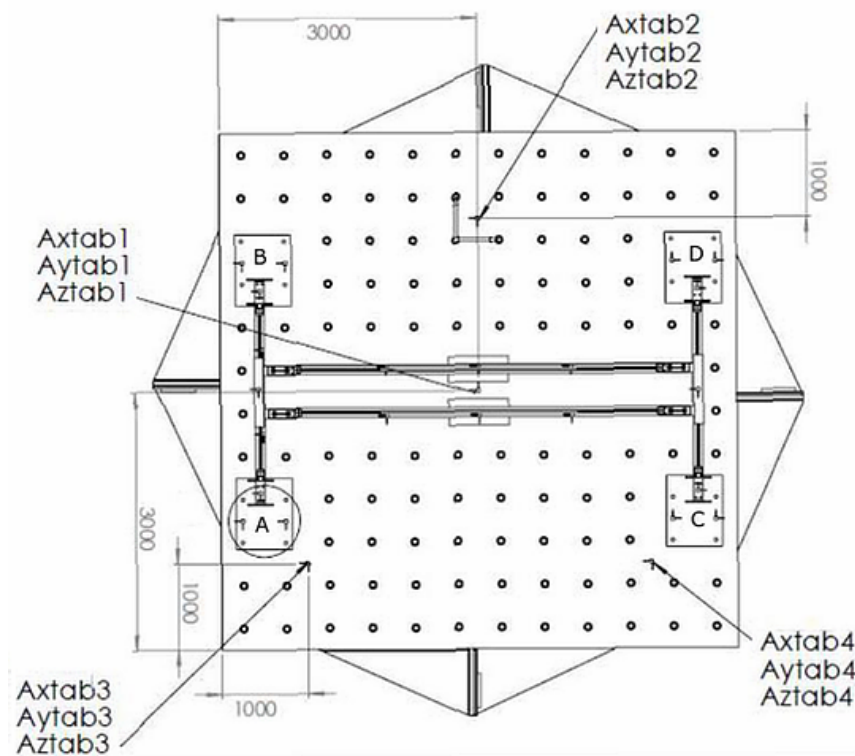


Abb. C.9 Draufsicht auf das Brückenkran-Modell auf dem Rütteltisch

C.9 Wegaufnehmer

Zur Distanzmessung werden acht Wegaufnehmer mit Vierleitemessung und zwei Laser-Triangulationssensoren eingesetzt.

Mit den Sensoren DySomA, DySomB, DySomC, DySomD wird die y-Verschiebung des Laufgestells des Brückenträgers auf der Laufbahn gemessen. Mit den Sensoren DxChariotA, DxChariotB, DxChariotC, DxChariotD wird die x-Verschiebung der Laufkatze auf dem Brückenträger gemessen. Mit den Triangulationssensoren DzPcharge1, DzPcharge2 wird die z-Verschiebung des Brückenträgers gegenüber der Oberfläche des Rütteltischs gemessen.

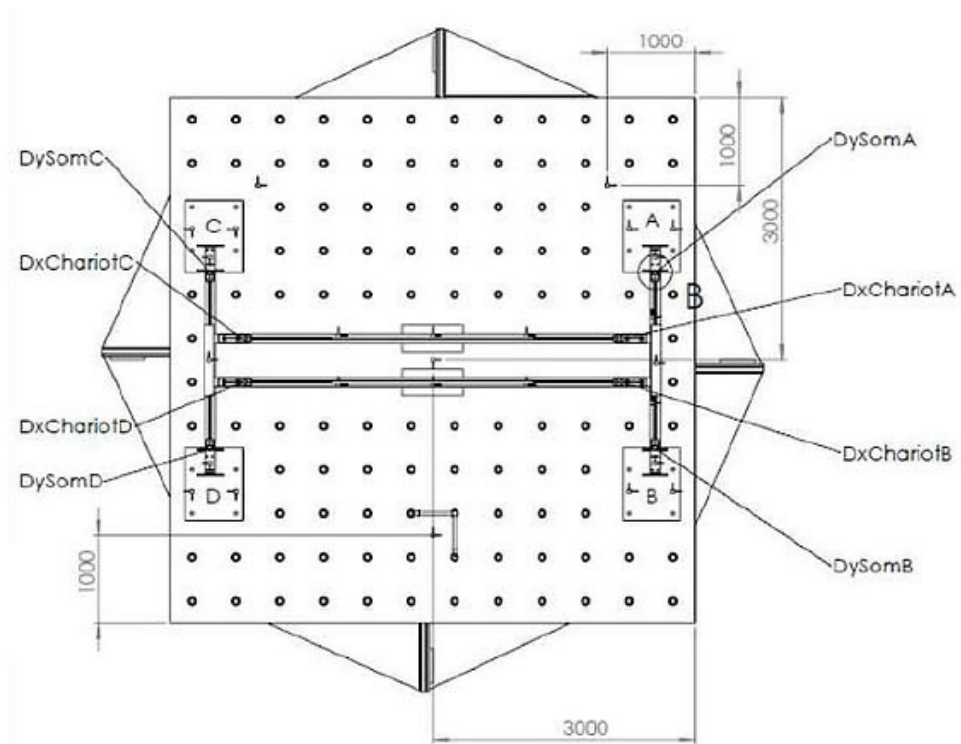


Abb. C.10 Draufsicht auf das Brückenkran-Modell auf dem Rütteltisch

Sensoren DySomA, DySomB, DySomC, DySomD zur Messung der Verschiebung des Laufgestells des Brückenträgers. Sensoren DxChariotA, DxChariotB, DxChariotC, DxChariotD messen die Verschiebung der Laufkatze.



Abb. C.11 Zwei Laser-Triangulationssensoren mit der Bezeichnung DzPcharge1 und DzPcharge2 messen die z-Verschiebung der Brückenträger

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

Schwertnergasse 1
50667 Köln

Telefon +49 221 2068-0

Telefax +49 221 2068-888

Boltzmannstraße 14

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

ISBN 978-3-949088-47-6