

ERDBEBENINGENIEURWESEN UND BAUDYNAMIK

Eine gemeinsame Publikation von

D G E B

Deutsche Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.dgeb.org

O G E

Österreichische Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.oge.or.at

S G E B

Schweizer Gesellschaft für
Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik
www.sgeb.ch

Inhalt**Aufsätze**

- S 2 **Entwurfskonzepte zur Aufstellung schwingungsempfindlicher Geräte**
D. Heiland, M. Mistler, Ph. Meckbach
- S 6 **Die Verwendung virtueller 3D-Modelle und quantitativer Untersuchungsmethoden in der Archäoseismologie am Beispiel der Archäologischen Zone Köln**
St. Schreiber
- S 7 **Dynamisches Verhalten von Stahlbetonplatten unter Impact-Belastungen**
Ch. Butenweg, A. Kleemann, A. Ikier
- S 16 **Dr. sc. techn. Jost A. Studer**
3. August 1941 – 8. Januar 2013

EDITORIAL

Wir möchten Sie zunächst nochmals auf die 13. D-A-CH Tagung hinweisen, die vom 28.-30. August 2013 in Wien federführend von der OGE veranstaltet wird und in die Tagung VEESD 2013 integriert ist. Wir laden die Mitglieder der Gesellschaften und alle Interessierten herzlich ein und freuen uns auf fachliche Diskussionen. Im Rahmen der Tagung wird auch die Mitgliederversammlung der DGE B mit der Vergabe der Förderpreise an junge Wissenschaftlerinnen und Wissenschaftler stattfinden. Vom 26.-27. September 2013 findet in Aachen die Konferenz „Seismic design of industrial facilities“ mit Beteiligung der DGE B statt, auf der die Berücksichtigung des Lastfalls Erdbeben im Anlagenbau im Mittelpunkt steht.

Im letzten Mitteilungsblatt wurde in zwei Beiträgen über die von der DGE B und der SGE B durchgeführten Erkundungsreisen in den Tagen nach dem verheerenden Erdbebenereignis im Mai 2012 in Norditalien berichtet. Die Expertengruppe der DGE B hat die Ergebnisse dieser Erkundungsreise nun im Schriftenreihenheft 15 mit dem Titel „DGE B Erkundungsreise 1. Juni – 4 Juni 2012, Erdbebenschäden in der Emilia Romagna / Norditalien“ dokumentiert. Der Bericht umfasst die wesentlichen seismologischen Aspekte, die aufgenommenen nach Bauwerkstypen klassifizierten Schäden, die sozioökonomischen Schäden und die Aktivitäten des Wiederaufbaus unter Berücksichtigung der aktuellen normativen Erdbebenkarten. Das Schriftenreihenheft kann über die Website der DGE B inklusive einer Photo-CD erworben werden.

Leider müssen wir Sie auch darüber informieren, dass die SGE B mit Herrn Dr. sc. techn. Jost A. Studer, Dipl. Bau-Ing. ETH den Verlust eines Gründungsmitglieds der SGE B zu beklagen hat. In einem Nachruf werden seine Arbeiten und Verdienste gewürdigt.

Wie gewohnt möchten wir Sie auch diesmal auf die Internetseiten unserer Gesellschaften

<http://www.dgeb.org>

<http://www.oge.or.at>

<http://www.sgeb.ch>

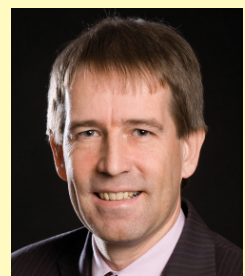
aufmerksam machen und Sie dazu einladen, sich auf diesem Weg über die Arbeit der nationalen Gesellschaften zu informieren und eine Mitgliedschaft in Betracht zu ziehen. Abschließend bitten wir, interessante Themenvorschläge für Beiträge in den nächsten D-A-CH Mitteilungsblättern an eine der drei Gesellschaften einzusenden.

Christoph Butenweg
Rudolf Heuer
Thomas Wenk

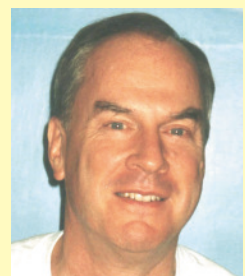
S 1



Christoph Butenweg
(Vorsitzender DGE B)



Rudolf Heuer
(Generalsekretär OGE)



Thomas Wenk
(Vorsitzender SGE B)

Entwurfskonzepte zur Aufstellung schwingungsempfindlicher Geräte

D. Heiland, M. Mistler, Ph. Meckbach

1 Einleitung

S 2

Die Aufstellung moderner schwingungsempfindlicher Geräte stellen Planer von Bauobjekten vor besondere Herausforderungen. Auf der einen Seite werden sehr hohe Anforderungen an die Schwingungsruhe am Aufstellort gestellt. Im Allgemeinen werden derartige Anforderungen als frequenzabhängige Grenzwerte definiert und sind bereits seit den 80er Jahren gebräuchlich und als sogenannte VC-Kurven (VC=Vibration Criterion) bekannt [1], [2], [3], [4]. In jüngerer Zeit wurden die VC-Kurven um sogenannte „Nano-Linien“ ergänzt, die modernen höchstempfindlichen Geräten mit Auflösungen bis in den Sub-Angstrombereich Rechnung tragen. Diese Grenzwertbeschreibungen sind auch in die neue VDI Richtlinie 2038 „Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen“ eingeflossen [5].

Auf der anderen Seite wird parallel zur Forderung einer bestimmten Schwingungsruhe bei modernen hochempfindlichen Geräten immer häufiger auch eine sogenannte „Mindeststeifigkeit“ der Aufstellfläche gefordert. Das ist immer dann der Fall, wenn

- im Gerät selbst ein aktiv geregeltes Schwingungskompensationssystem eingebaut wurde, das seine volle Leistungsfähigkeit (d.h. seine volle schwingungsreduzierende Wirkung) nur dann erreicht, wenn es sich auf einem „starren“ Untergrund abstützen kann,

oder wenn

- von dem zu lagernden Gerät selbst dynamische Kräfte erzeugt werden (z.B. eine Produktionsmaschine mit bewegten inneren Bauteilen) und diese in den Untergrund eingeleitet werden. Je größer die Anregbarkeit („Admittanz“) des Aufstellortes ist, umso größer die Schwingungen und damit die Bewegungen der Maschine selbst. Die Rückwirkung zur Stellmechanik bzw. Regelung der Komponenten führt im ungünstigen Fall zu einer Störung der Gerätefunktion.

Der vorliegende Beitrag soll dazu dienen, unter Berücksichtigung dieser baulastdynamischen Anforderungen drei grundsätzlich mögliche Entwurfskonzepte zur Aufstellung schwingungsempfindlicher Geräte übersichtlich und in Kürze vorzustellen und deren Vor- und Nachteile zu beleuchten.

2 Klassifizierung von Geräteanforderungen

Schwingungsempfindliche Maschinen lassen sich aus der Sicht eines Baudynamikers und im Hinblick auf deren geeignete Aufstellung sinnvoll wie folgt unterteilen:

Gruppe A:

Geräte, die rein passiv arbeiten und keine dynamischen Kräfte emittieren

- i) ohne integrierte Schwingungsisolierung
- ii) mit integrierter passiver Schwingungsisolierung (Luft-, Stahl-, Gummifedern)

Gruppe B:

Geräte, die dynamische Kräfte emittieren, erzeugt durch

- i) mechanische, dynamische Vorgänge im Gerät selbst oder
- ii) ein eingebautes aktives Schwingungskompensationssystem.

Je nach Gruppe entscheidet sich, welche Art von Fundament für die Aufstellung des Gerätes bereitgestellt werden muss. Die nachfolgende Tabelle (Tabelle 1) gibt einen Überblick über die Anforderungen an die Fundamentierung:

Das Problem besteht in der Praxis für den Baudynamiker darin, herauszubekommen, ob die zu lagernden Maschinen zur Gruppe A oder B gehören. Dies ist nicht immer direkt zu erkennen, da entsprechende Angaben des Herstellers häufig, wenn nicht sogar meistens fehlen.

Es ist unter den Planern weitgehend unbekannt, dass z.B. hochmoderne, hochauflösende Rasterelektronenmikroskope (REM's / TEM's) teilweise über integrierte und von außen

Tabelle 1. Zusammenfassung der Anforderungen an Fundamente

Geräte Merkmale	Gruppe A schwingungsempfindliche Geräte <u>ohne</u> Emission dynamischer Kräfte		Gruppe B schwingungsempfindliche Geräte <u>mit</u> Emission dynamischer Kräfte	
	<u>ohne</u> integrierte Schwingungs- isolierung	<u>mit</u> integrierter passiver Schwingungs- isolierung	infolge mechanischer Vorgänge im Gerät	infolge aktiver Schwingungs- kompensation
Design Anforderungen				
Anforderungen an Schwingungsruhe maßgebend?	ja	ja	ja	
Anforderungen an Aufstellsteifigkeit maßgebend?	nein	allgemein nein, in Sonderfällen ja	ja	
Schwingungsisoliertes Fundament möglich?	ja, ggf. empfehlenswert bzw. erforderlich	nur in Sonderfällen, allg. besser keins	nein	

Dr.-Ing. Dieter Heiland

ö.b.u.v. Sachverständiger für Erschütterungen und Baudynamik
dh@baudynamik.de

Dr.-Ing. Michael Mistler

mm@baudynamik.de

Dipl.-Ing. Philipp Meckbach

pm@baudynamik.de

Ingenieurbüro Dr. Heiland
Sachverständigenbüro für Baudynamik
Bergstraße 174, 44807 Bochum
Tel.: +49 (234) 95020 – 6
Fax: +49 (234) 95020 – 77

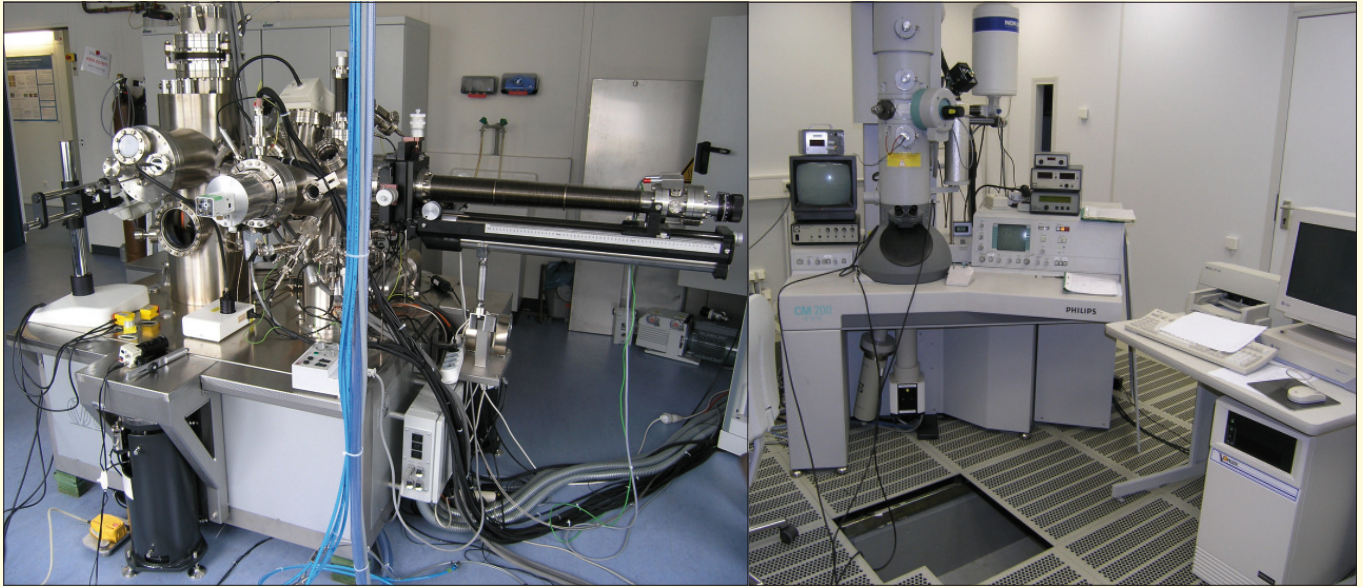


Bild 1. Beispiele schwingungsempfindlicher Geräte mit externer (links) und integrierter (rechts) Schwingungsisolierung

nicht zu erkennende aktive Schwingungskompensationssysteme verfügen (Bild 1). Solche Systeme beinhalten parallel zur hochelastischen Lagerung aktive Stellglieder, um Schwingungen aktiv entgegenzuwirken. Als technische Lösung werden u.a. Systeme mit kontaktlosen Lorenzmotoren oder Piezosysteme verwendet. Durch die aktive Gegenregelung dieser Systeme werden dynamische Kräfte in den Untergrund abgegeben. Daher vertragen sich solche Systeme überhaupt nicht mit einem schwingungsisoliert (also „weich“) gelagerten Fundament. Würde man solche Geräte dennoch auf ein elastisch gelagertes Fundament aufstellen, so würde die Schwingungsminderung nicht richtig funktionieren, da die aktiven Stellglieder ein steifes (starres) Fundament für ihre korrekte Regelung benötigen.

3 Fundamentkonzepte

Die Frage nach dem grundsätzlich geeigneten Konzept für die Fundamentierung eines schwingungsempfindlichen Gerätes ist von ausschlaggebender Bedeutung. Bei der Planung sind dann noch folgende Aspekte zu berücksichtigen, die ebenfalls einen Einfluss auf die konkrete Ausführung der Fundamentierung haben:

- Welche Schwingungsgrenzwerte müssen an der Aufstellfläche für das neue Gerät eingehalten werden?
- Welche Schwingungswerte liegen auf dem Baugrund (beim Neubau) bzw. am Aufstellort (im Bestand) an?
- Wie wird das Bauwerk bzw. das Umfeld des Aufstellortes genutzt?

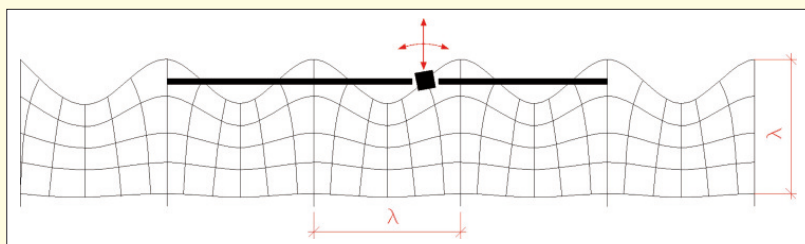


Bild 2. Prinzipskizze einer großflächigen Bodenplatte auf dem Baugrund mit einem „herausgelösten“ Einzelfundament

Der Übersicht halber werden im Folgenden drei grundsätzliche Fundamentkonzepte diskutiert und Vor- und Nachteile genannt. Weitere Sonderkonstruktionen (z.B. Tiefengründungen) werden hier aus Platzgründen nicht diskutiert.

3.1 Bodenplatte mit „herausgelöstem“ Einzelfundament

Bei einem „herausgelösten“ Einzelfundament aus einer Bodenplatte wird lediglich eine bestimmte Fläche von der übrigen Bodenplatte durch eine elastische, weiche Fuge getrennt. Die Trennung erfolgt also nur in der Platte selbst, es werden keine Maßnahmen unterhalb dieses Einzelfundaments getroffen. Das Einzelfundament wird ggf. dicker ausgeführt (Bild 2). Es ist aber dadurch gekennzeichnet, dass seine Größe auf einzelne Geräte angepasst ist und damit relativ kleine Abmessungen aufweist.

Diese Art der Fundamentierung ist weit verbreitet. Die Befürworter versprechen sich eine Schwingungsreduktion durch die baulich ausgebildete Trennfuge zwischen Fundament und übrigen Bauwerk. Tatsächlich entsteht eine Reduktion von Schwingungen nur gegenüber ganz bestimmter Effekte, vor allem aber vor gebäudeinternen Schwingungen aus Haustechnik im Frequenzbereich ab etwa 25 Hz. Bei solchen „hochfrequenten“ Schwingungen mit relativ kleinen Wellenlängen, die eher über die Bodenplatte als über den Baugrund weitergeleitet werden, führt ein von dieser Bodenplatte getrenntes und steifes Einzelfundament zu einer Reduktion der Schwingungen gegenüber der umgebenden Bodenplatte. Dagegen werden Schwingungen mit niedrigeren Frequenzen durch herausgelöste Einzelfundamente

nicht reduziert. Das Gegenteil ist der Fall: Sie werden im Normalfall auf dem Sonderfundament größer als auf der umgebenden Bodenplatte sein, da solche tieffrequenten Schwingungen häufig durch Straßenverkehr ausgelöst werden und sich durch den Baugrund ausbreiten. Sie haben im Baugrund eine Wellenlänge (je nach Baugrund) im Bereich 10 – 150m. Die Wellen treffen auf die Bodenplatte, möchten diese verformen und werden durch den Biege widerstand je nach Dicke der Platte daran ge-

hindert. Das herausgelöste Sonderfundament jedoch hat keine Biegesteifigkeit zur umliegenden Bodenplatte, dieses Fundament wird die (nahezu) volle Bodenbewegung (Translation sowie Rotation) mitmachen, während die umliegende Bodenplatte mit geringeren Amplituden reagiert (Bild 2). Das herausgelöste Sonderfundament wird also im niederfrequenten Bereich mit größeren Schwingungsamplituden reagieren als die „simple“ Bodenplatte, im Frequenzbereich ab etwa 25 Hz jedoch günstigere Werte aufweisen. Zur Abwägung, welcher Effekt denn nun der maßgebendere sei, ist zu beachten, dass die

- strengsten Schwingungswerte moderner erschütterungsempfindlicher Geräte sehr häufig im Bereich < 10 Hz vorliegen (vgl. [3]),
- Straßenverkehrserschütterungen nur sehr aufwendig und nur in geringem Maß an der Quelle selbst reduziert werden können,
- Haustechnik sehr leicht durch Schwingungsschutzmaßnahmen an der Quelle auf ein für die schwingungsempfindlichen Geräte unkritisches Niveau reduziert werden können.

Unter Berücksichtigung dieser Punkte wird klar, dass die Lösung des herausgelösten Sonderfundamentes häufig nicht zielführend ist.

3.2 Elastisch gelagerte Einzelfundamente

Elastisch gelagerte Einzelfundamente sind Fundamente, die auf einer hochelastischen Schicht gelagert sind oder sogar durch aufwendige Einzellager (Luftlager/Stahlfederlager/Gummilager) gestützt werden. Im Grundriss sollten diese Fundamente natürlich groß genug sein, um die zu schützenden Maschine komplett aufstellen zu können.

Bei dieser Konstruktionsart („Basisisolierung“) entsteht ein frequenzabhängiger Isolationseffekt gegenüber Schwingungen des Baugrundes, analog zum „Einmassenschwinger“. Bekanntermaßen werden Schwingungen mit Frequenzen im Bereich der Eigenfrequenz verstärkt und ab einer bestimmten Frequenz reduziert.

Wie bereits im zweiten Abschnitt dieses Beitrags diskutiert kann diese Art von Sonderfundamenten in den wenigsten Fällen für hochmoderne schwingungsempfindliche Geräte verwendet werden, da die Fundamentsteifigkeit – konzeptbedingt – bei einer hochelastischen Lagerung eben sehr klein ist. Zum anderen liegt es aber auch daran, dass die meisten hochempfindlichen Geräte bereits mit einer internen (und von außen oft nicht sichtbaren) hochwertigen Schwingungsisolierung (z.B. Luftfederung) ausgestattet sind. Baut man unter ein solches Gerät ein nochmals schwingungsisoliertes Fundament, so hat man eine Serienschaltung zweier elastischer Systeme mit allen dazugehörigen Schwierigkeiten erzeugt. Hochwertige geräteinterne Schwingungsisolierungen liegen mit ihrer Eigenfrequenz bei $f = 1 - 5$ Hz, schwingungsisolierte Fundamente liegen (je nach Ausführung) bei $f = 2 - 10$ Hz. Beide Eigenfrequenzen liegen so nahe zusammen, dass mit einer Beeinflussung der Wirksamkeit der geräteinternen Schwingungsisolierung zu rechnen ist und somit anstatt einer Verbesserung die große Gefahr einer Verschlechterung der Gesamtsituation zu erwarten ist.

Außerdem sei an dieser Stelle noch darauf hingewiesen, dass jede Art von dynamischen Einwirkungen von „oben“ (z.B. durch Bedienpersonal, das auf dem Fundament steht und durch Bewegungen (Gerätebedienung, Tippen, Fokus-

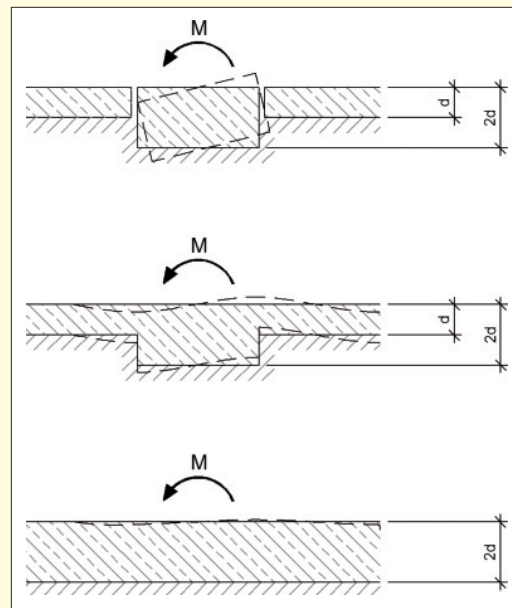


Bild 3. Vermeidung zusätzlicher Kippbewegung durch Einspannen in die Bodenplatte

sieren) Kräfte einleitet) deutliche Fundamentschwingungen verursachen kann und möglicherweise zu einer eingeschränkten Gebrauchstauglichkeit des Geräts führt.

3.3 Besonders dicke Bodenplatte

Unter einer „besonders dicken Bodenplatte“ wird ein baudynamisch dimensionierter, steifer Gründungskörper verstanden. Im Allgemeinen wird die Bodenplatte ein Vielfaches dicker als statisch erforderlich ausfallen. Diese, aus bautechnischer Sicht „simple“ Konstruktion weist baudynamische Merkmale auf, die für die Aufstellung der hochempfindlichen Geräte sehr positiv sind, u.a.

- eine sehr hohe lokale Steifigkeit gegenüber dynamischen Kräften aus der Maschine,
- ein sehr hoher Widerstand aufgrund der Biegesteifigkeit des Gründungskörpers gegenüber Schwingungen aus dem Baugrund. Je nach Frequenz / Wellenlänge kann eine Reduktion der Schwingungspegel bis hinunter zu 4–5 Hz erreicht werden. Eine Kippbewegung wird durch die „Einspannung“ in die Bodenplatte verhindert (Bild 5),
- eine hohe Dämpfung im Baugrund, es bildet sich praktisch keine ausgeprägte Boden-Eigenfrequenz aus.

3.4 Gegenüberstellung der drei genannten Entwurfskonzepte

Abschließend werden alle drei vorgestellten Gründungskonzepte nochmals miteinander verglichen, indem der qualitative Verlauf der Schwingungspegel in Bezug auf den Schwingungspegel des gewachsenen Bodens dargestellt wird. Diese Effekte haben sich bei vielen in der Praxis vorkommenden Projekten immer wieder durch Messungen bestätigt.

Obige Abbildung (Bild 4) zeigt, dass

- ein elastisch gelagertes Einzelfundament eine ausgeprägte Verstärkung der Baugrunderschütterungen im maßgeblichen tieffrequenten Bereich bewirkt, welche gegenüber der isolierenden Wirkung (hier ab 15 Hz) dominant auftreten,
- ein herausgelöstes Einzelfundament die zweithöchsten Pegel im tieffrequenten Bereich zeigen, bedingt durch den fehlenden Ausgleichseffekt der umgebenden Bodenplatte,

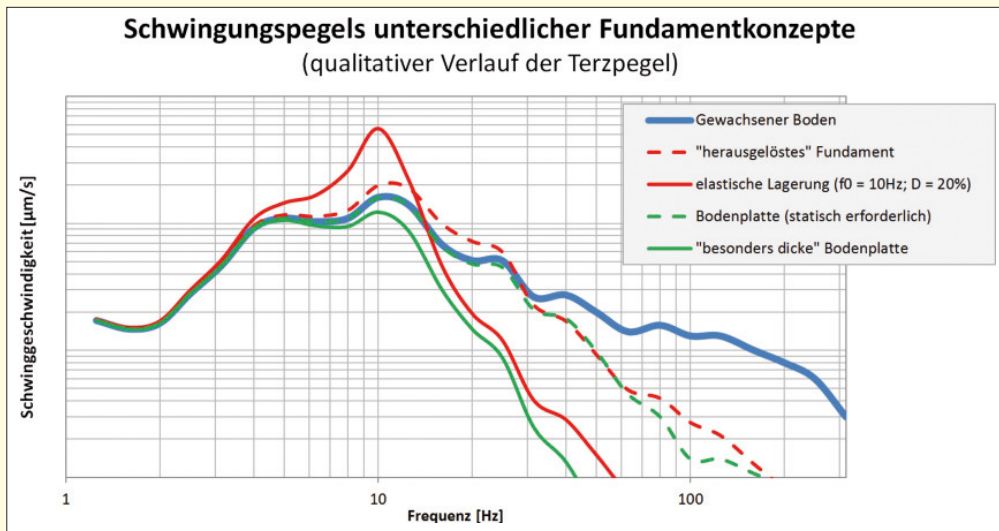


Bild 4. Qualitativer Verlauf des Schwingungspegels unterschiedlicher Fundamentierungen

- die Reduktionswirkung der besonders dicken Bodenplatte über den gesamten Frequenzbereich in die richtige Richtung, nämlich schwingungsmindernd wirkt. Allerdings ist bei dieser Lösung sorgfältig auf die wirkungsvolle Entkopplung der haustechnischen Anlagen zu achten.

4 Fazit

Die schwingungsarme Aufstellung schwingungsempfindlicher Geräte sollte nicht unterschätzt werden. Um ein geeignetes Konzept hierfür zu entwerfen, müssen die Eigenschaften des Gerätes und deren Aufstellbedingungen unbedingt klar sein. Insbesondere müssen Angaben vorliegen über:

- einzuhaltende Schwingungsgrenzwerte bzw. Klassifizierung gemäß [6],
- Angaben über ggf. vorliegende Erschütterungsemissionen des Gerätes selbst,
- Anforderungen an die Aufstellsteifigkeit.

Die oft ausgeführte Variante des „herausgelösten“ Einzelfundamentes hat sich für die Aufstellung von höchst schwingungsempfindlichen Geräten als nicht optimal herausgestellt, da sie Schwingungen im besonders kritischen tiefrequenten Bereich nicht mindert.

Das schwingungsisiolierte Sonderfundament ist nur dann vorteilhaft, wenn hohe Schwingungspegel im Frequenzbereich deutlich oberhalb seiner Abstimmfrequenz vorlie-

gen und diese Störpegel gegenüber der Verstärkung im Eigenfrequenzbereich dominant sind.

Aus den genannten Gründen hat sich in vielen Praxisprojekten die Ausführung der besonders dicken Bodenplatte als sehr vorteilhaft erwiesen: Einerseits können je nach Baugrund auch niederfrequente Schwingungspegel gemindert werden, andererseits kann gleichzeitig eine hohe Steifigkeit der Aufstellfläche sichergestellt werden, damit die vom Gerät selbst erzeugten dynamischen Kräfte zu keinen relevanten Störpegel führen.

Literatur

- [1] Heiland, D., Beyer, K.: Schwingungsanforderungen in der Nanotechnik, D-A-CH Tagung, September 2005
- [2] Heiland, D., Beyer, K.: Vibration Criteria for Nanotechnology Facilities, Recent design criteria for Nanotechnology production and research, VDI Nanofair, VDI-Berichte 1920, November 2005
- [3] Heiland, D.: Gebrauchstauglichkeit bei Bauwerken der Mikro- und Nanotechnik, Tag der Baudynamik 2008, TU München, „Gebrauchstauglichkeit bei baulynamischen Beanspruchungen“, 19. September 2008
- [4] Heiland, D., Beyer, K.: Baulynamische Anforderungen an Labors und Produktionsflächen der Nanotechnik. Beton- und Stahlbetonbau 103, Heft 7 2008, S. 455–463, Ernst & Sohn, Berlin
- [5] VDI-Richtlinie 2038 Blatt 1: 2012–06: Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen – Methoden, Vorgehensweisen und Einwirkungen
- [6] VDI-Richtlinie 2038 Blatt 2: 2010–11 (Entwurf): Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen – Prognose, Messung, Beurteilung und Minderung
- [7] VDI-Richtlinie 2038 Blatt 3: 2012–03 (Entwurf): Gebrauchstauglichkeit von Bauwerken bei dynamischen Einwirkungen – Sekundärer Luftschall

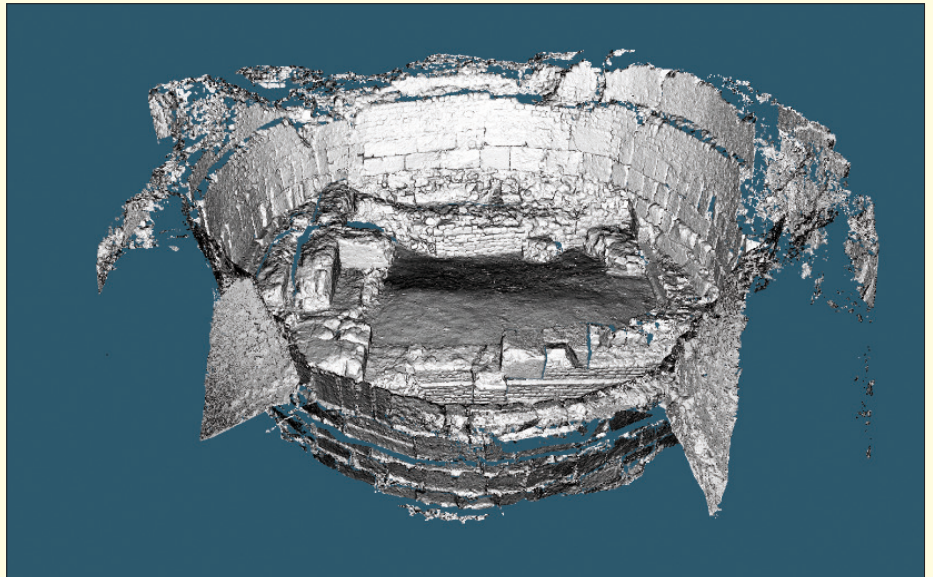
Die Verwendung virtueller 3D-Modelle und quantitativer Untersuchungsmethoden in der Archäoseismologie am Beispiel der Archäologischen Zone Köln

St. Schreiber

S 6

Die Archäoseismologie hat sich in den letzten Dekaden zu einem eigenen, multidisziplinären Wissenschaftszweig entwickelt. In der durchgeführten Studie wurde ein multidisziplinärer Ansatz weiterentwickelt. Neue quantitative Methoden, insbesondere die Schadensanalyse basierend auf virtuellen 3D-Modellen und numerische Modellierungen zur Plausibilitätsabschätzung von Schadensszenarien, wurden auf das Beispiel der Archäologischen Zone Köln angewendet. Während der Einrichtung dieses unterirdischen Museumskomplexes in der historischen Altstadt von Köln, wurden bei Grabungen Reste der römischen und mittelalterlichen Bebauung freigelegt. In einem 150 x 200 m großen Areal zeigen die neu ergrabenen Gebäudereste und Gebäude die schon in der

1950er Jahren freigelegt wurden, strukturelle Gebäudeschäden. Frühere Untersuchungen der Schäden an den in den 1950er Jahren freigelegten Fundamenten des römischen Statthalterpalastes (*Praetorium*) vermuteten einen möglichen seismogenen Ursprung der Schäden. Durch die neuen Grabungen ergab sich die Möglichkeit die Erdbebenehypothese zu überprüfen. Auf Grundlage der Kartierung des Gebäudebestandes mit einem Phasenlaserscanner konnten virtuelle 3D-Modelle (Bild) der archäologischen Befunde erstellt werden. Anhand dieser Modelle wurden die Gebäudeschäden identifiziert, klassifiziert, und quantifiziert. Die Ergebnisse der Schadensanalyse wurden in einer Datenbank zusammengefasst und die strukturellen Gebäudeschäden mit simulierten Schadensszenarien verglichen. Der weitaus größte Teil der Schäden deutet auf Bewegungen im Baugrund der Archäologischen Zone, die nicht notwendiger Weise durch Erschütterungen während eines Erdbebens verursacht wurden. Die Untersuchung des lokalen Baugrundes und der Topographie des Arbeitsgebietes zeigten, dass



Virtuelles Modell der Fundamente des Oktogons im Kölner Prätorium mit Blick von Ost nach West. Das Modell enthält etwa 9 ½ Millionen 3D Punkte.

die Gebäude auf einem sehr komplexen Untergrund, nahe der Kante eines Hanges zu einem ehemaligen Seitenarm des Rheins errichtet wurden. Diese Situation wurde vereinfacht und unter Verwendung vorhandener und neu erhobener Daten auf ein geotechnisches Untergrundmodell des Arbeitsgebietes übertragen. Das resultierende Finite-Element-Modell wurde zur Plausibilitätsabschätzung von Schadensszenarien genutzt. Neben der statischen Hangstabilität wurde das Verhalten des Hanges unter seismischer Belastung sowie der Einfluss von Niederschlagswasser auf den Baugrund untersucht. Für die Berechnungen des Verhaltens unter dynamischer Belastung wurden synthetische Seismogramme für 16 Erdbebenszenarien genutzt, die standortspezifisch auf Grundlage eines seismotektonischen Modells der Region berechnet wurden. Die Wirkung von Niederschlagsereignissen wurde mit einem hydrologischen Modell des Untergrundes untersucht. Grundlage ist das Bemessungsregenereignis für die Stadt Köln mit einer Wiederkehrzeit von 100 Jahren. Die Ergebnisse der Modellrechnungen unter statischer und dynamischer Belastung haben gezeigt, dass die Hangstabilität sowohl im statischen Lastfall als auch unter Erdbebenbelastung gegeben ist. Die hydrologischen Modellrechnungen ergaben, dass Niederschlagswasser in Bereiche mit kohäsionslosen Sanden versickern und dort Untergrunderosion verursachen kann. Die Ergebnisse der Schadensanalyse und der numerischen Modellierungen zeigen, dass Erosionsprozesse im Untergrund eine plausible Erklärung für die beobachteten Schäden sind als Erdbebeneinwirkungen. Die Dissertation wurde von dem Leiter der Erdbebenstation Bensberg Prof. Dr. Klaus-G. Hinzen betreut.

Dipl.-Ing. Stephan Schreiber

Erdbebenstation Bensberg
Vinzenz-Pallotti-Str. 26
51429 Bergisch Gladbach

Dynamisches Verhalten von Stahlbetonplatten unter Impact-Belastungen

Ch. Butenweg, A. Kleemann, A. Ikier

Zusammenfassung Der Beitrag stellt einen umfangreichen Vergleich von experimentellen, analytischen und numerischen Ergebnissen für Stahlbetonplatten unter hochdynamischen Belastungen durch nachgiebige und starre Beschusskörper vor, der im Rahmen des internationalen Benchmark-Projekts IRIS 2010 (Improving Robustness assessment methodologies for structures Impacted by miSsiles) durchgeführt wurde. Grundlage des Vergleichs bilden die experimentellen Ergebnisse aus Beschussversuchen, die am VTT Technical Research Centre of Finland im Jahre 2010 durchgeführt wurden. Die numerischen Simulationen erfolgen mit expliziten kurzzeitdynamischen Berechnungen dreidimensionaler Rechenmodelle, in denen das nichtlineare Verhalten der Stahlbetonplatten und der Beschusskörper aus Stahl durch ratenabhängige Materialgesetze abgebildet werden. Aus dem Vergleich werden Rückschlüsse auf die Robustheit und Richtigkeit der verwendeten Rechenansätze gezogen.

1 Einleitung

Die Auslegung sicherheitsrelevanter Bauwerke und Anlagen nach den heutigen Sicherheitsstandards erfordert die Berücksichtigung von kurzzeitdynamischen Extrembeanspruchungen als Folge von Einwirkungen wie Explosionen, Flugzeugabstürzen oder Beschusskörpern. Zur Erzielung einer ausreichenden Schutzfunktion werden häufig Stahlbetonstrukturen verwendet, da mit einer entsprechenden Bemessung und gezielten konstruktiven Durchbildung ein ausreichender Tragwiderstand gegen hochdynamische Belastungen erzielt werden kann. Die Auslegung der Strukturen kann auf Grundlage empirischer Formeln, analytischer Rechenansätze oder expliziten kurzzeitdynamischen Berechnungen erfolgen, wobei bei den vereinfachten Rechenansätzen immer die Art des Impacts zu berücksichtigen ist. Durch die gestiegenen Rechnerkapazitäten haben sich explizite dynamische Berechnungen mit nichtlinearen dreidimensionalen Rechenmodellen etabliert, mit denen eine genaue Simulation der nichtlinearen Versagensmechanismen im Stahlbeton während des Impactvorgangs möglich ist.

Die im Folgenden betrachtete Impact-Belastung von Stahlbetonstrukturen durch nachgiebige und starre Beschusskörper stellt eine der komplexesten kurzzeitdynamischen Extrembeanspruchungen dar, da es durch die konzentriert einwirkende Impulsbelastung im Stahlbeton zu lokalen Ver-

sagensmechanismen mit Penetrations- und Abplatzeffekten kommt. Auf Grund der Komplexität ist es erforderlich die Robustheit und die Leistungsfähigkeit der Simulationsmodelle durch den Vergleich mit experimentellen Ergebnissen zu überprüfen. Dies war der Ausgangspunkt des internationalen Benchmark-Projekts IRIS 2010 [1] an dem etwa dreißig internationale Arbeitsgruppen teilnahmen, um die Simulationsergebnisse von Impact-Belastungen durch Beschusskörper bei Anwendung unterschiedlicher Modellierungs- und Rechenansätze untereinander und mit experimentellen Ergebnissen zu vergleichen. Der Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik nahm als eine Arbeitsgruppe mit swissnuclear und der SDA-engineering GmbH an dem Benchmark-Projekt teil [2].

Da experimentelle Daten für Impact-Belastungen durch Beschusskörper in der Literatur nur in einem geringen Umfang zu Verfügung stehen und häufig nicht vollständig dokumentiert sind, wurden den Untersuchungen in IRIS 2010 [1] zwei am VTT Technical Research Centre of Finland im Jahre 2010 durchgeführte Versuchsreihen von Beschussversuchen zugrunde gelegt [3], [4]. Gegenstand der Versuchsreihen waren Stahlbetonplatten, mit denen Biegeversuche mit nachgiebigen Beschusskörpern sowie Durchstanzversuche mit starren Beschusskörpern durchgeführt wurden.

Für beide Versuchstypen werden im Folgenden explizite dynamische Simulationsmodelle vorgestellt, in denen das nichtlineare Verhalten der Stahlbetonplatte und des Beschusskörpers aus Stahl durch ratenabhängige Materialgesetze abgebildet werden. In den Modellen wird die Bewehrung der Stahlbetonplatte diskret abgebildet und für den Beton werden unterschiedliche Materialmodelle zugrunde gelegt, um den Einfluss der Modellwahl auf die Berechnungsergebnisse aufzuzeigen. Für die Festlegung der Materialparameter stehen statische Festigkeitsversuche zur Verfügung. Stahlbetonplatte und Beschusskörper werden über adaptive Kontaktalgorithmen gekoppelt, mit denen das progressive Versagen im direkten Lasteinleitungsbereich des Beschusskörpers simuliert werden kann. Zusätzlich wird für den nachgiebigen Beschusskörper ein Eigenkontakt definiert, um das Auffalten des Beschusskörpers abbilden zu können. Die Ergebnisse der expliziten dynamischen Simulationen werden den Versuchsergebnissen gegenübergestellt und mit vereinfachten Rechenansätzen verglichen. Abschließend erfolgt eine kritische Beurteilung der verwendeten Rechenmodelle im Hinblick auf deren Sensitivität gegenüber Parameteränderungen und Recheneinstellungen.

2 Versuchsaufbau

Der schematische Aufbau der Beschussversuche ist in **Bild 1** dargestellt. Auf der linken Seite befindet sich die Stahlbetonplatte, die in einer Stahlrahmenkonstruktion allseitig gelenkig gelagert ist. Der Aufbau auf der rechten Seite dient der Beschleunigung des Beschusskörpers und setzt sich aus der Beschleunigungsröhre und dem Druckrohr zusammen, die

Dr.-Ing. Christoph Butenweg

M. Sc. Anne Kleemann

B. Sc. Axel Ikier

Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH-Aachen University

Mies-van-der-Rohe Straße 1

52074 Aachen

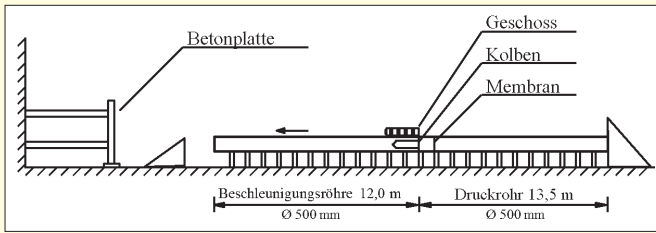


Bild 1. Schematische Darstellung der Testeinrichtung [1]



Bild 2. Darstellung der Stahlbetonplatte mit Abfangbock [1]

über eine Membran voneinander getrennt sind. Im Versuch wird zunächst im Druckrohr der Zieldruck aufgebaut, dann wird die Membran durchstoßen und der Druck überträgt sich auf den Kolben in der Beschleunigungsröhre. Dieser Kolben nimmt über einen Flügel den Beschusskörper mit und beschleunigt diesen. Der Kolben wird schließlich vor der Stahlbetonplatte durch einen Abfangbock abgefangen und der Beschusskörper trifft freifliegend mit einer vorab definierten Geschwindigkeit auf die Stahlbetonplatte. Insgesamt wurden drei Biegeversuche (B1-B3) und zwei Durch-

stanzversuche (P1, P2) durchgeführt, von denen für den hier durchgeführten Ergebnisvergleich mit den Simulationsergebnissen nur die Versuche B1 und P1 herangezogen werden. Bild 2 zeigt die im Stahlrahmen angeordnete Stahlbetonplatte B1 und im Vordergrund den Bock für das Stoppen des für die Beschleunigung des Schusskörpers verwendeten Kolbens [1]. In Tabelle 1 sind die Dimensionen der Betonplatte, die Bewehrung und die Eigenschaften des Flugkörpers für die beiden Versuchstypen zusammen gestellt. Die wesentlichen Unterschiede liegen in den Beschusskörpern und der Bewehrungsanordnung. Bei dem Biegeversuch wird ein nachgiebiger Beschusskörper verwendet und bei dem Durchstanzversuch erfolgt die Belastung mit einem harten Beschusskörper, der mit Leichtbeton verfüllt ist. Damit im Versuch ein Durchstanzen eintritt wird im Durchstanzversuch zudem nur eine obere und untere Biegebewehrung angeordnet. Unterschiede liegen zudem bei den in den Versuchen gemessenen Aufprallgeschwindigkeiten vor.

3 Aufbau der Simulationsmodelle

Die Simulationen werden mit der expliziten Berechnungssoftware LS-DYNA [5] durchgeführt, die standardmäßig die erforderlichen ratenabhängigen Materialmodelle für Stahl und Beton zur Verfügung stellt. Die Modellerstellung erfolgt unabhängig vom Versuchstyp jeweils für ein Viertel des Gesamtmodells, in dem auf den Schnittflächen von Betonplatte und Flugkörper entsprechende Symmetrierandbedingungen definiert werden. Durch die Modellreduktion werden die Rechenzeiten stark reduziert. Bild 3 zeigt die Viertelmodelle von Biege- und Durchstanzversuch mit den einzelnen Modellbestandteilen, die in den folgenden Abschnitten detailliert beschrieben werden. Es ist zu beachten, dass der Flugkörper im Biegeversuch wesentlich länger ist (Tabelle 1) und aus Gründen der Darstellung nicht vollständig abgebildet ist.

3.1 Betonplatte

Die Betonplatte wird mit 8-knotigen Volumenelementen diskretisiert und es wird aus Gründen der Effizienzsteigerung eine reduzierte 1-Punkt Integration verwendet. Auf Grund dieses vereinfachten Intergrationsverfahrens können Hourglassmoden auftreten, die zu einer schlechten Lösungsqualität führen. Um dies zu verhindern werden in den Berechnungen Hourglass-Kotrolltypen aktiviert, mit denen das Auftreten fehlerhafter Deformationszustände verhindert wird. Ergänzend dazu wird durch den Vergleich der Hourglassenergie mit der kinetischen und internen Energie am Gesamtsystem sichergestellt, dass der Energieanteil der Hourglassmoden hinreichend klein ist und die Lösungsqualität nicht negativ beeinflusst wird. Die Betonplatte ist am äußeren Rand durch ein umlaufendes U-Profil eingefasst und über dieses allseitig gelenkig gelagert. Dieses U-Profil wird im Biegeversuch durch Schalenelemente abgebildet (Bild 3, rechts), die über eine Kontaktformulierung mit den Volumenelementen verknüpft werden. In dem Durchstanzmodell wird auf die Modellierung des U-Profiles verzichtet (Bild 3, links), um das Modell wegen der höheren Rechenzeiten des Durchstanzversuchs zu vereinfachen. Die gelenkige Lagerung wird vereinfacht durch Festhaltungen der Elementknoten entlang der Lagerlinien abgebildet. Der Einfluss dieser Vereinfachung wurde in Tastrechnungen untersucht und ist vernachlässigbar.

Tabelle 1. Dimensionen, Bewehrung und Flugkörpereigenschaften [3], [4]

Komponente	Biegung	Durchstanzen
Betonplatte		
Abmessungen	2,082 x 2,082 m	2,1 x 2,1 m
Dicke	0,15 m	0,25 m
Betondeckung	15 mm	20 mm
Bewehrung		
Biegebewehrung (oben/unten)	O6/55 5,1 cm ² /m ²	O10/90 8,7 cm ² /m
Schubbewehrung	O6/44 50 cm ² /m ²	nicht vorhanden
Flugkörper		
Eigenschaft	Nachgiebig, ohne Füllung	Starr, Füllung mit Leichtbeton
Länge	2,11 m	0,64 m
Durchmesser	0,25 m	0,168 m
Wanddicke	2 – 12 mm	10 mm
Gesamtmasse	50 kg	47 kg
Geschwindigkeit	110 m/s	135 m/s

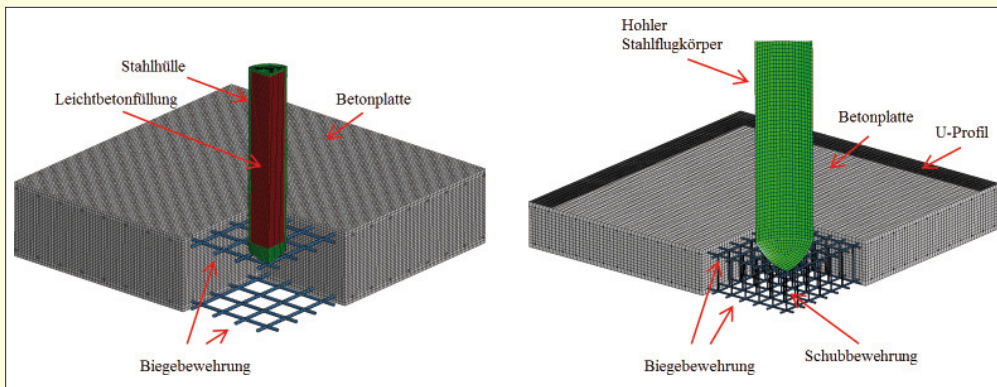


Bild 3. Viertelmodelle des Durchstanzversuchs (links) und des Biegeversuchs (rechts)

3.2 Bewehrung

Die Bewehrungsstäbe der Biege- und Schubbewehrung werden diskret mittels Standard-Hughes-Liu Balkenelementen abgebildet [5], damit sich die Versagensmechanismen mit dem Fließen der Bewehrung sowie den Penetrations- und Abplatzeffekten ausbilden können. Sowohl in den Kreuzungspunkten der oberen und unteren Biegebewehrung als auch in den Kreuzungspunkten der Schub- und Biegebewehrung werden sämtliche Freiheitsgrade gekoppelt, so dass eine kraftschlüssige Verbindung zwischen den Balkenelementen der Bewehrung vorliegt. Zudem werden die Balkenelemente mit den Volumenelementen des Betons über koinzidente Knoten gekoppelt, so dass vereinfachend von einem starren Verbund ausgegangen wird.

3.3 Flugkörper

Der Flugkörper wird im Biegeversuch wegen der geringen Wanddicken durch Schalenelemente idealisiert. Für den Durchstanzversuch werden Flugkörpermantel und die Leichtbetonfüllung durch Volumenelemente abgebildet, so dass die wesentlich höhere Steifigkeit des Flugkörpers erfasst wird.

3.4 Kontaktformulierungen

Für die kurzzeitdynamischen Berechnungen sind die in den Abschnitten 3.1 bis 3.3 beschriebenen Modellkomponenten durch Kontaktformulierungen zu ergänzen, um die Kraftübertragungen und die spezifischen Versagensformen abbilden zu können. Im Biegeversuch wird für den Flugkörper ein Eigenkontakt definiert, damit das Auffalten des nachgiebigen Stahlmantels abgebildet werden kann. Weiterhin werden Flächenkontakte zwischen dem Flugkörper und der Betonplatte sowie zwischen dem umlaufenden U-Profil und der Betonplatte definiert. Mit diesen Kontakten kann der Biegeversuch zutreffend abgebildet werden. Die Kontaktformulierungen zwischen Stahlbetonplatte und Flugkörper sind für den Durchstanzversuch mit einem starken Penetrationsverhalten und Kontaktbeteiligung der Bewehrung nicht mehr ausreichend. Hier ist es erforderlich eine Kontaktformulierung zu wählen, die nach Ausfall einzelner Volumenelemente in der Kontaktfront eine Aktualisierung der Kontaktfläche vornimmt. Nur auf diese Weise kann die fortschreitende Penetration des Flugkörpers in die Stahlbetonplatte simuliert werden. Es handelt sich somit um einen adaptiven Kontaktalgorithmus in Kombination mit dem Löschen von Elementen (Erosion). Zusätzlich wird ein Kontakt zwischen der Bewehrung und dem Flugkörper definiert, damit eine direkte Interaktion zwischen Bewehrung und Flugkörper erfasst

wird. Die Notwendigkeit dieses Kontakts für das Durchstanzen wird auch durch die Versuchsergebnisse bestätigt.

4 Verwendete Materialmodelle für Beton

Die numerischen Simulationen werden mit drei verschiedenen Materialmodellen durchgeführt, die in der Materialbibliothek von LS-DYNA [5] angeboten werden [6], [7]. Ausgewählt werden die Betonmodelle MAT_072R3, MAT_084 und MAT_159. Da für den verwendeten Beton neben den einaxialen Zug- und Druckfestigkeitswerten auch Ergebnisse aus Triaxialversuchen mit verschiedenen Umfangsdrücken vorliegen, ist es sinnvoll zunächst eine Nachrechnung der Triaxialversuche durchzuführen und die Materialparameter anzupassen.

Wu et al. [8] prüften bereits die Leistungsfähigkeit der drei gewählten Materialmodelle und kamen zu dem Ergebnis, dass Triaxialversuche mit höheren Umfangsdrücken mit dem Modell MAT_072R3 gut simuliert werden können. Aus diesem Grunde erfolgt mit diesem Modell eine Nachrechnung der vorliegenden Triaxialversuche. Die beiden weiteren Modelle werden zu Vergleichszwecken herangezogen, wobei für die Materialparameter die Standardeinstellungen von LS-DYNA [5] übernommen werden. Nachfolgend werden die drei Modelle kurz beschrieben, wobei nur das für die Kalibrierung verwendete Modell MAT_072R3 ausführlicher dargestellt wird. Für die übrigen Modelle wird weiterführende Literatur angegeben.

4.1 Betonmodell nach Malvar et al. (MAT_072R3)

Die Formulierung des Modells MAT_072R3 basiert auf der Entkopplung von volumetrischen und deviatorischen Anteilen und arbeitet mit drei Invarianten und drei Versagensflächen [9]. Der volumetrische Anteil wird mathematisch durch eine Zustandsgleichung beschrieben, die den aktuellen Druck als Funktion der volumetrischen Dehnung und der inneren Energie berechnet. Grundlage der Funktion bildet die Eingabe von Wertepaaren aus volumetrischer Dehnung und hydrostatischem Druck. Zwischen den eingegebenen Wertepaaren, die experimentell festzulegen sind, erfolgt programmintern eine lineare Interpolation. Sobald der hydrostatische Druck mittels der Zustandsgleichung berechnet ist, erfolgt die Ermittlung der Schubversagensfläche, die auf Grundlage der zweiten Invariante des deviatorischen Spannungstensors durch drei Versagensflächen beschrieben wird. Die Versagensflächen werden durch 8 Parameter a_i definiert, die der Grenzversagensfläche (Maximum failure surface), der Versagensfläche bei Fließbeginn (Yield failure sur-

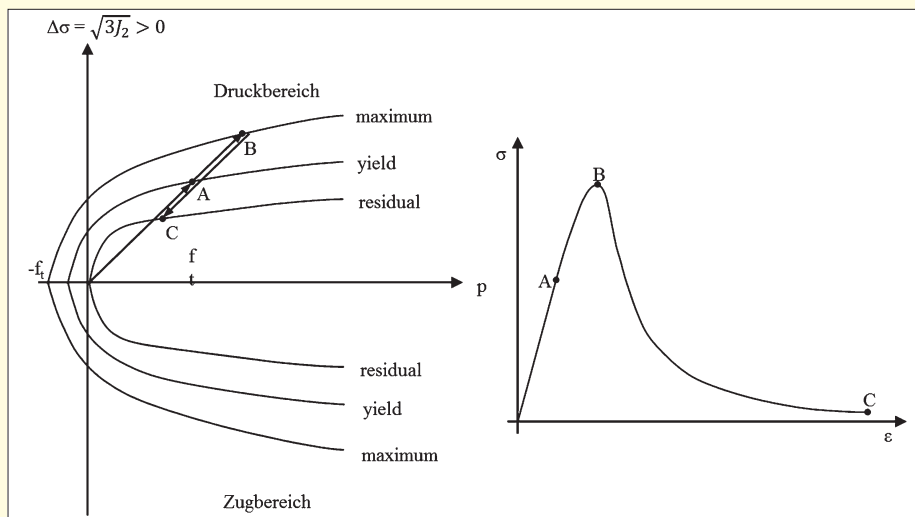


Bild 4. Versagensflächen (links) und Spannungs-Dehnungskurve für einaxiale Druckbelastung (rechts) [10], [11], [12]

face) und der Versagensfläche der Nachbruchfestigkeit (Residual failure surface) zugeordnet sind:
Grenzversagensfläche:

$$\Delta\sigma_m = a_0 + \frac{p}{a_1 + a_2 p} \quad (1)$$

Versagensfläche bei Fließbeginn:

$$\Delta\sigma_y = a_{0y} + \frac{p}{a_{1y} + a_{2y} p} \quad (2)$$

Versagensfläche der Nachbruchfestigkeit:

$$\Delta\sigma_r = \frac{p}{a_{1f} + a_{2f} p} \quad (3)$$

Hierbei ist p der hydrostatische Druck und $\Delta\sigma$ die Versagensfläche für den deviatorischen Spannungsanteil:

$$\Delta\sigma = \sqrt{3J_2} = \sqrt{\frac{3}{2}(s_1^2 + s_2^2 + s_3^2)} \quad (4)$$

Die aktuelle Versagensfläche ergibt sich aus der Interpolation zwischen den drei Versagensflächen:

$$\Delta\sigma_y \leq \Delta\sigma \leq \Delta\sigma_m: \Delta\sigma = \eta(\Delta\sigma_m - \Delta\sigma_y) + \Delta\sigma_y \quad (5)$$

$$\Delta\sigma \geq \Delta\sigma_m: \Delta\sigma = \eta(\Delta\sigma_m - \Delta\sigma_r) + \Delta\sigma_r \quad (6)$$

Hierbei beschreibt η die Schädigungsfunktion in Abhängigkeit der effektiven plastischen Dehnung λ . Die Schädigungsfunktion nimmt Werte zwischen 0 und 1 an, wobei die maximale Schädigung der Grenzversagensfläche zugeordnet wird. Die Schädigungsfunktion kann benutzerspezifisch durch insgesamt 15 Wertepaare definiert werden. Bild 4 verdeutlicht nochmals in grafischer Form die theoretische Grundlage des Modells, wobei die Spannungen, wie bei Geomaterialien, positiv im Druckbereich dargestellt sind. In Bild 4, links sind die drei Versagensflächen im Zug- und Druckbereich abgebildet, und Bild 4, rechts zeigt qualitativ die Lage der Punkte auf der Kurve einer einaxialen Druckbelastung, die den Versagensflächen zugeordnet werden können. Bei einer einaxialen Belastung ergibt sich aufgrund des konstanten Verhältnisses der deviatorischen und hydrostatischen Spannungsanteile ein linearer Pfad.

Einen wesentlichen Einfluss auf Berechnungsergebnisse hat die Beschreibung des Entfestigungsverhaltens durch die drei Parameter b_1 , b_2 und b_3 . Hierbei beschreiben b_1 das Entfestigungsverhalten im Druckbereich, b_2 das Entfestigungsverhalten unter einaxialer Zugbelastung und b_3 die Entfestigung bei Zugbelastung und gleichzeitiger Wirkung weiterer Spannungsponenten. Die Parameter werden iterativ bestimmt, so dass die Flächen unter den Entfestigungskurven mit der Bruchenergie übereinstimmen. Wenn keine experimentellen Ergebnisse aus Triaxialversuchen vorliegen, kann mit dem Modell in LS-DYNA [5] auch eine automatische Berechnung aller Parameter durch die alleinige Eingabe der

einaxialen Druckfestigkeit erfolgen. In diesem Fall werden programmintern Standardwerte generiert.

4.2 Winfrith Betonmodell (MAT_084)

MAT_084 ist das Winfrith Betonmodell, das als Plastizitätsmodell auf dem Vierparametermodell von Ottosen basiert. Die Parameter sind Funktionen des Verhältnisses von Zug- zu Druckfestigkeit und auf Grundlage von Versuchsdaten festzulegen. Für die Simulationen wird das Modell mit Standardwerten verwendet, die programmintern aus den folgenden Eingabewerten ermittelt werden: Druck- und Zugfestigkeit, Querkontraktionszahl, Anfangssteifigkeit, Rissenergie, Dichte und Größe des Betonzuschlags. Vorteil dieses Modells ist die Möglichkeit der Darstellung von Rissbildern. Für eine detaillierte Modellbeschreibung wird auf weiterführende Literatur verwiesen: [13], [14].

4.3 Kontinuierliches Fließflächenmodell (MAT_159)

MAT_159 ist ein „Continuous surface cap model“ (CSCM), das über einen kontinuierlichen Übergang zwischen der Fließfläche und dem Verfestigungsbereich verfügt. Durch eine multiplikative Formulierung der Fließfläche wird das Schubversagen mit der Verfestigung kombiniert. Die insgesamt 37 Materialkonstanten sind auf Grundlage experimenteller Daten festzulegen. Für die nachfolgenden Simulationen wird das Modell mit Standardwerten verwendet, die programmintern aus den folgenden Eingabewerten ermittelt werden: Dichte, Druckfestigkeit und Größe des Betonzuschlags. Für eine detaillierte Modellbeschreibung wird auf weiterführende Literatur verwiesen: [15], [16].

5 Vereinfachter Lösungsansatz

Zusätzlich zu den Simulationsmodellen wird ein vereinfachter Lösungsansatz für Impact-Belastungen auf Stahlbetonplatten angewendet. Es handelt sich um das Zweimassenmodell nach dem CEB-Bericht 187 [17], in dem die Massen und Steifigkeiten dem Verhalten von Gesamtplatte und Durchstanzkegel zugeordnet werden (Bild 5). Die Steifigkeit R_I des Modells entspricht dem Widerstand der Platte nach der Fließgelenktheorie und korrespondiert zur mitwirkenden Masse der Platte M_I . Der Widerstand R_2 berücksichtigt die Widerstände aus der Mitwirkung des Betons auf Zug ent-

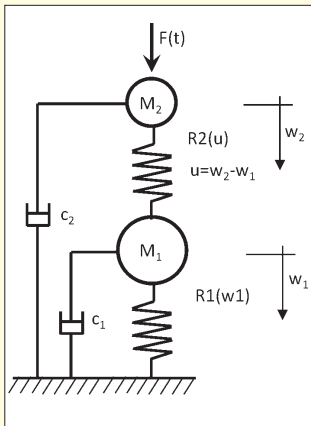


Bild 5. Zweimassenmodell nach CEB-Bericht 187 [17]

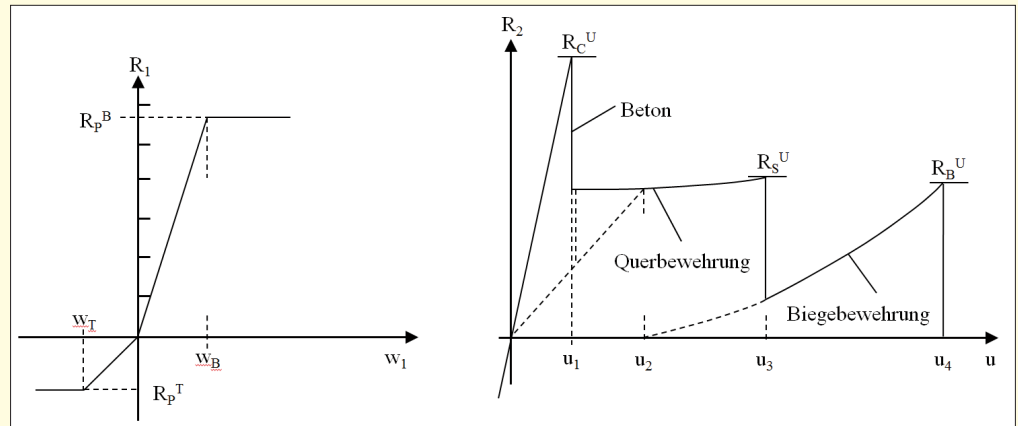


Bild 6. Federsteifigkeiten für die Platte (links) und den Durchstanzkegel (rechts) [17]

lang des Ausbruchkegels, der Dehnung der Bügel und der Aktivierung der Biegebewehrung bei großen Verformungen. Die korrespondierende Masse ist M_2 . Die qualitativen Verläufe der zugrunde liegenden Steifigkeitsmodelle sind in Bild 6 dargestellt. Die erforderlichen Eckwerte können nach den im CEB-Bericht 187 [17] angegebenen Berechnungsformeln ermittelt werden. Da die Lastfunktionen in den VTT-Berichten [3], [4] nicht gegeben sind werden die Kontaktkraftverläufe zwischen Stahlbetonplatte und Flugkörper aus den numerischen Modellen angesetzt. Diese wurden von Kleemann ermittelt [18].

6 Simulation der Triaxialversuche

Insgesamt wurden am VTT Technical Research Centre of Finland 5 Triaxialversuche mit unterschiedlichen Umfangsdrücken f_r durchgeführt, deren Geometrieparameter und Festigkeitswerte in Tabelle 2 zusammen gestellt sind [3], [4]. Die Simulation der Triaxialversuche erfolgt für das Betonmodell MAT_072R3 mit dem in Bild 7 dargestellten Simulationsmodell. Der Betonzylinder wird oben und unten durch zwei starre Endplatten abgeschlossen, die über Kontaktelemente mit dem Zylinder verbunden sind. Die Reibungszahl zwischen den Platten und dem Betonzylinder wird mit 0,4 angesetzt und die Belastung erfolgt weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,07 mm/s.

Für den Ansatz der Materialparameter im Betonmodell MAT_072R3 wird auf Kalibrierungen nach Markovich et al. [10] mit ähnlichen Betonfestigkeiten zurückgegriffen. Aus diesen Kalibrierungen werden die Materialparameter für

Tabelle 2. Geometrie und Festigkeitswerte der Betonzylinder für die Triaxialversuche [3], [4]

Nr.	f_r [MPa]	H [mm]	D [mm]	f_c [MPa]	E [GPa]	ν [-]	f_t [MPa]
1	0	138,70	69,86	69,00	29,66	0,22	4,04
2	15,5	139,62	69,86	66,93	29,67	0,22	4,04
3	26	139,26	70,15	66,93	29,67	0,22	4,04
4	47	139,10	69,96	66,93	29,67	0,22	4,04
5	100	140,72	69,94	66,93	29,67	0,22	4,04

die Versagensflächen, die Schädigungsfunktion sowie die Wertepaare der Zustandsgleichung übernommen. Da keine ausreichenden Versuchsdaten für die Ermittlung der Entfestigungsparameter zur Verfügung standen, wurden diese ausgehend von den automatisch durch LS_DYNA [5] generierten Werten weiter optimiert, bis sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung zwischen Versuchen und Simulationen ergab. Die Gegenüberstellung der verwendeten Versagensflächen mit den experimentellen Eingangsdaten ist in Bild 8 in Abhängigkeit vom hydrostatischen Druck p für die Grenzversagensfläche und die Versagensfläche bei Fließbeginn dargestellt. Es zeigt sich eine zufriedenstellende Übereinstimmung.

Bild 9 zeigt die die Gegenüberstellung der Simulationsergebnisse der Triaxialversuche für die verschiedenen Umfangsdrücke. Insgesamt zeigt sich bis zu einem Umfangs-

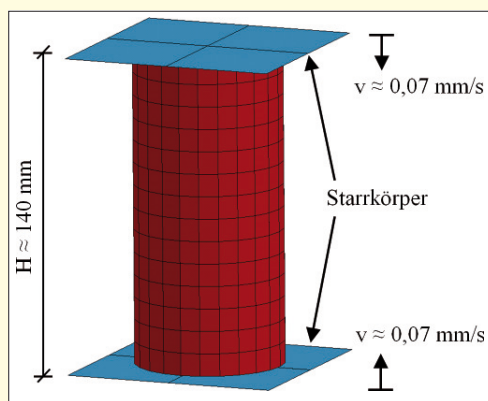


Bild 7. Simulationsmodell für die Triaxialversuche

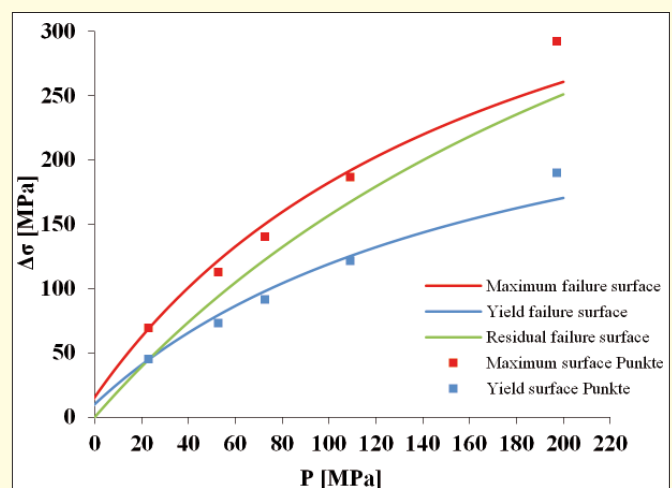


Bild 8. Vergleich der Versagensflächen mit den Versuchspunkten

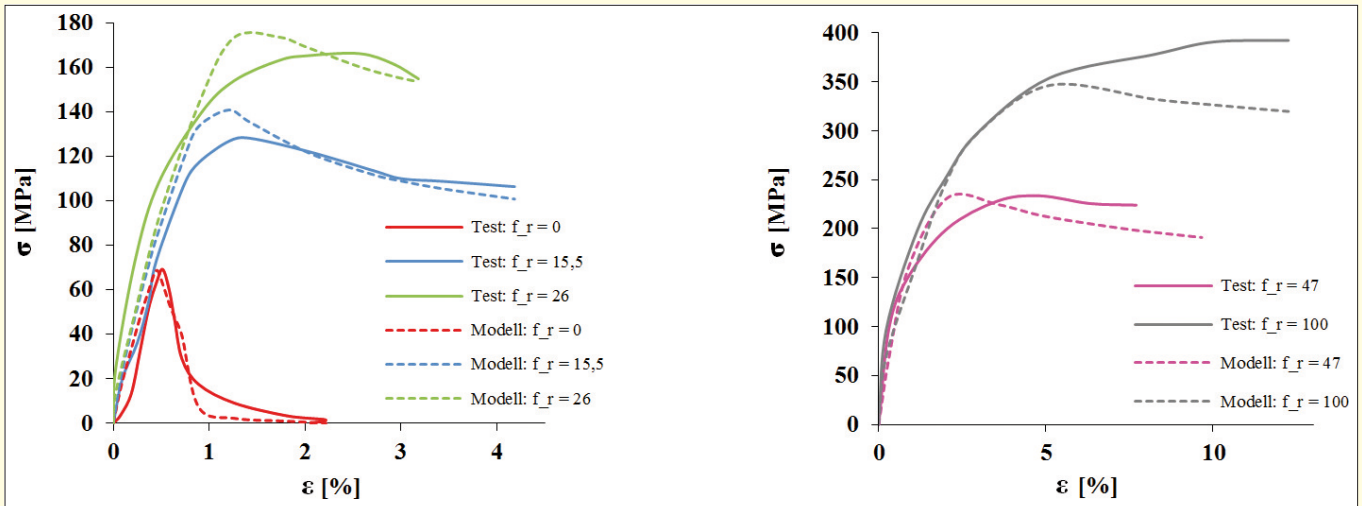


Bild 9. Vergleich der Simulationen mit den Ergebnissen der Triaxialversuche

druck von 47 MPa eine sehr gute Übereinstimmung. Hinnehmbare Abweichungen ergeben sich bei einem sehr hohen Umfangsdruck von 100 MPa, wobei auch durch eine weitere Parametervariation keine wesentliche Verbesserung im höheren Dehnungsbereich erzielt werden kann.

7 Simulationen der Beschussversuche

7.1 Biegeversuch

Der Biegeversuch wird mit den in Abschnitt 4 vorgestellten Materialmodellen simuliert. Zunächst werden das globale Verhalten der Stahlbetonplatte und das Verformungsverhalten des Flugkörpers ausgewertet. Die Bilder 10 und 11 zeigen als Ergebnis der Berechnungen mit dem Materialmodell

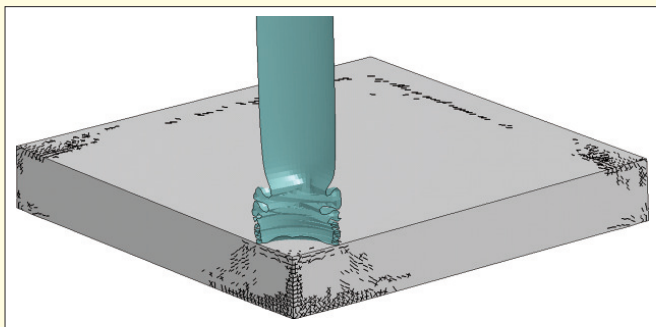


Bild 10. Rissbild Plattenoberseite mit verformtem Flugkörper nach 100 ms

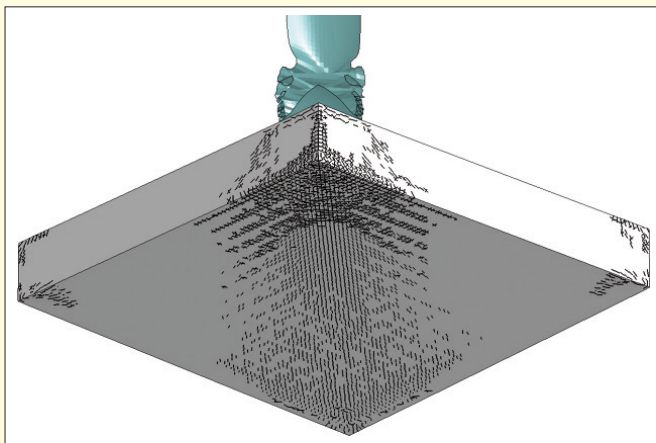


Bild 11. Rissbild Plattenunterseite mit verformtem Flugkörper nach 100 ms

MAT_084 die Rissverteilungen auf beiden Seiten der Stahlbetonplatte. Die Rissverteilungen mit radialer Ausrichtung sind qualitativ nachvollziehbar und stimmen mit dem Rissbild des Versuchs gut überein. Weiterhin ist das Auffalten des Flugkörpers zu erkennen, der sich in der Simulation wie im

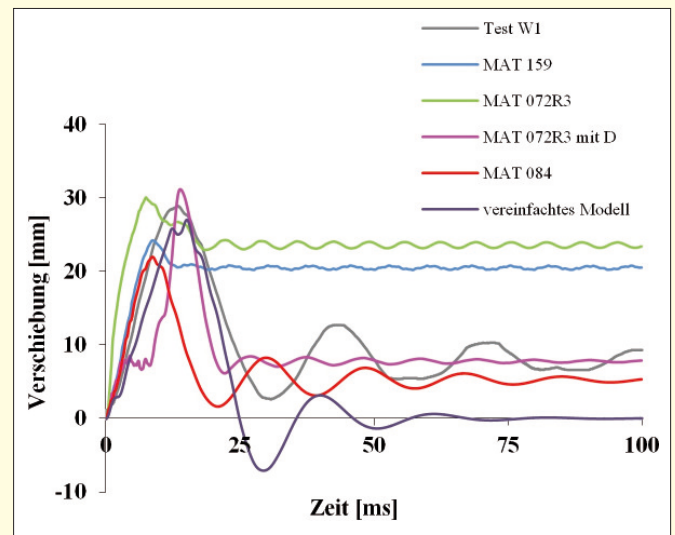


Bild 12. Verformungsverläufe in Plattenmitte (Messpunkt W1)

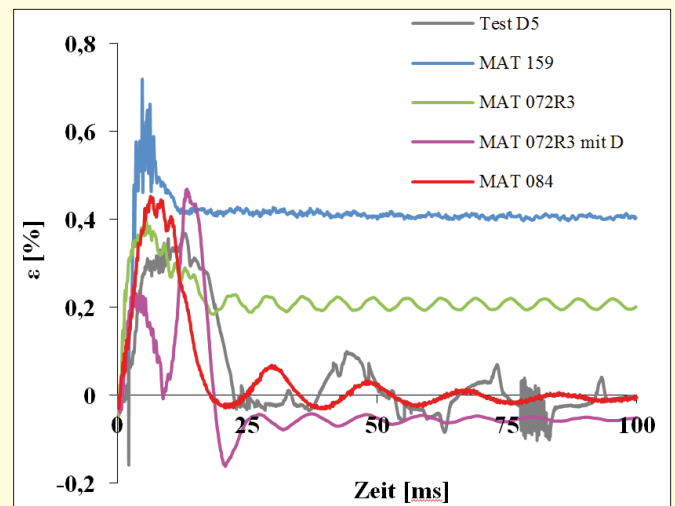


Bild 13. Dehnungsverläufe im Messpunkt D5

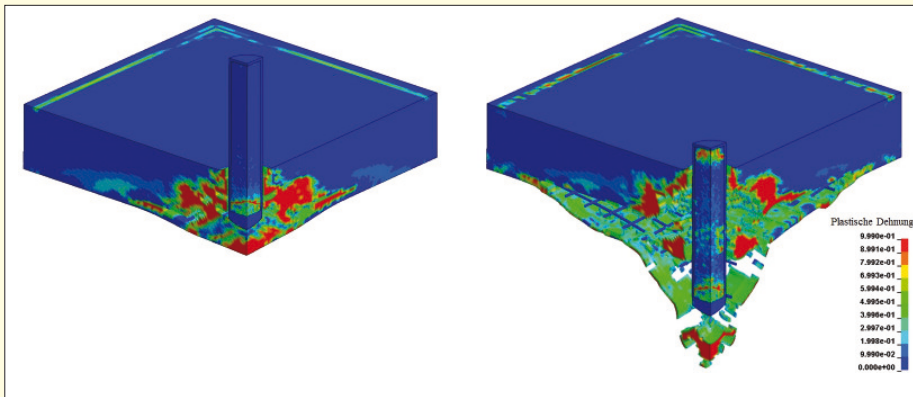


Bild 14. Plastische Dehnungsverteilungen nach 0,0026 ms (links) und 0,0147 ms (rechts)

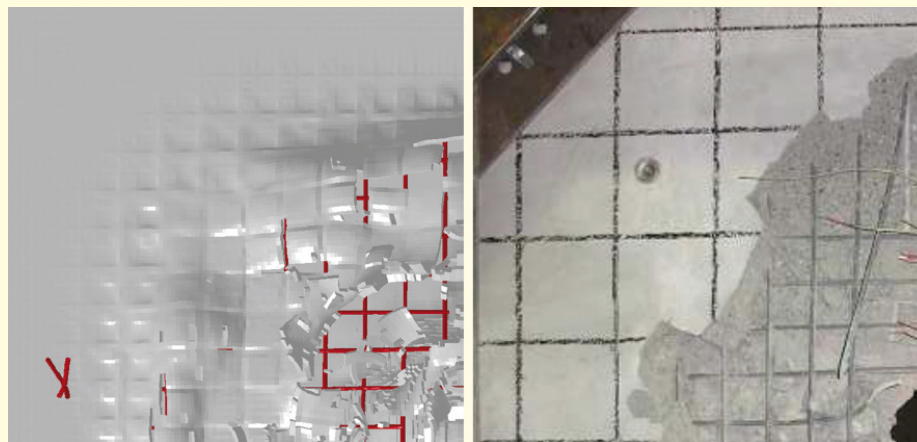


Bild 15. Schadensbild auf der Plattenunterseite: Simulation nach 100 ms (links) und Versuch (rechts)

Versuch um 1,15 m verkürzt [18]. Ein Vergleich der Verformungen und Stahldehnungen erfolgt exemplarisch für jeweils einen ausgewählten Messpunkt. Die Verformungen werden in dem Messpunkt W1 ausgewertet, der genau in Plattenmitte liegt [2]. Bild 12 zeigt die Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit dem Ergebnis des vereinfachten Zweimassenmodells und den Simulationsergebnissen auf Grundlage unterschiedlicher Materialmodelle über eine Zeit von 100 ms. Es wird deutlich, dass die Maximalverschiebung nach dem Impact sowohl durch das vereinfachte Zweimassenmodell als auch durch die Simulationsmodelle gut abgebildet werden können. Das Ausschwingverhalten nach dem Impact wird von dem Zweimassenschwinger, dem Ma-

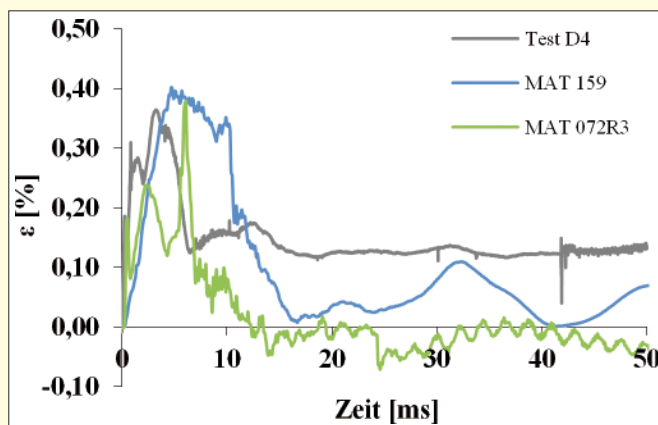


Bild 16. Dehnungsverläufe der unteren Biegebewehrung in Versuch und Simulation im Messpunkt D4

terialmodell MAT_084 und dem kalibrierten Modell MAT_072R3 (D) mit Dehnrateneffekten zufriedenstellend erfasst. Bleiben die Dehnrateneffekte unberücksichtigt, so weist das Materialmodell MAT_072R3 hinsichtlich der residualen Verformung und der Ausschwingfrequenz deutliche Unterschiede auf. Ein vergleichbares Ausschwingverhalten liefert das Modell MAT_159. Die Stahldehnungen werden in dem Messpunkt D5 ausgewertet, der auf der Symmetrieachse etwa 250 mm von der Plattenmitte entfernt liegt [2]. Die Dehnungen sind in Bild 13 dargestellt und zeigen erwartungsgemäß ein ähnliches Verhalten wie die Verformungen. Die maximale Dehnung kann relativ gut abgebildet werden, jedoch zeigt sich auch hier für die Modelle MAT_159 und MAT_072R3 ohne Dehnrateneffekte ein höherfrequentes Ausschwingverhalten. Die übrigen Modelle können das Ausschwingverhalten gut abbilden.

7.2 Durchstanzversuch

Der Durchstanzversuch ist hinsichtlich der Simulation deutlich anspruchsvoller, da der starre Flugkörper sich durch die Stahlbetonplatte bewegt und auf der Rückseite wieder

austritt. Zur Verdeutlichung des Penetrationsvorgangs des Flugkörpers zeigt Bild 14 die Verteilung der plastischen Dehnungen für zwei diskrete Zeitpunkte als Ergebnis der Berechnung mit dem Materialmodell MAT_159. Zum Zeitpunkt $t = 0,0026$ ms (Bild 14, links) ist der Flugkörper bereits in die Platte eingedrungen und die plastischen Dehnungen breiten sich um den Flugkörper herum diagonal im Plattenquerschnitt aus. Zum Zeitpunkt von $t = 0,0147$ ms (Bild 14, rechts) ist der Flugkörper durchgestoßen und auf der Unterseite kommt es zu Betonabplatzungen. In Bild 15 sind die Vorgänge auf der Plattenunterseite im direkten Vergleich zwischen Versuchsergebnissen und Simulationen dargestellt. Der Vergleich zeigt eine gute Übereinstimmung der Abplatzungen und der Bewehrungsschädigung im Durchschussbereich. Bild 16, oben zeigt den Dehnungsverlauf der unteren Biegebewehrung für den Messpunkt D4, der von der Plattenmitte in einer Richtung 405 mm und in der anderen Richtung 110 mm entfernt liegt. Die Verläufe zeigen, dass der Maximalwert der Dehnung von beiden Modellen gut abgebildet wird, der anschließende Dehnungsabfall von den Versuchsergebnissen jedoch etwas abweicht.

8 Zusammenfassung

Kurzzeitdynamische Simulationsmodelle mit nichtlinearen dehnratenabhängigen Materialmodellen erlauben die Simulation von Impact-Belastungen auf Stahlbetonplatten. Hierfür müssen ausreichende Materialeingangsdaten und Materialtests zur Verfügung stehen, um die Parameter der Modelle problemangepasst festlegen zu können.

Weiterhin haben die durchgeführten Untersuchungen gezeigt, dass es erforderlich ist die Sensitivität der Modelle gegenüber von Parameteränderungen zu testen und die Ergebnisse parallel mit vereinfachten Rechenansätzen auf Plausibilität zu überprüfen. Die Autoren bedanken sich für die finanzielle Unterstützung der Arbeiten durch swissnuclear.

Literatur

- [1] Vepsä, A., Saarenheimo, A., Tarallo, F., Rambach, J.-M., Orbovic, N.: Impact tests for IRIS 2010 benchmark exercise, *Journal of Disaster Research*, Vol.7, No.5, 2012
- [2] Butenweg, C, Kleemann, A, Renault, P: IRIS 2012 Numerical Simulation Report, swissnuclear (Olten), SDA-engineering GmbH (Herzogenrath), RWTH Aachen University (Aachen), 2012
- [3] VTT Research Report No. VTT-R-05587-10: Experimental tests for bending and punching behaviour of reinforced concrete walls under impact loading, 2010
- [4] VTT Research Report No. VTT-R-05588-10: Punching behaviour of one 250 mm thick reinforced concrete walls under hard impact loading, Revision A, 2010
- [5] LS-DYNA, Livermore Software Technology Corp. (LSTC), 2013
- [6] LS-DYNA – Keyword User's Manual, Volume I, Version 971 R6.0.0, 2012
- [7] LS-DYNA – Keyword User's Manual, Volume II, Version 971 R6.0.0, 2012
- [8] Wu, Y., Crawford, J.E., Magallanes, J.M.: Performance of LS-DYNA concrete constitutive models, 12th International LS-DYNA Users conference, 2012
- [9] Malvar, L. J., Simons, D.: Concrete material modelling in explicit computations, *Workshop on recent advances in computational structural dynamics and high performance computing*, USAE Waterways Experiment Station, 1996
- [10] Markovich, N., Kochavi, E., Ben-Dor, G.: An improved calibration of the concrete damage model, *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 47, pp. 1280–1290, 2011
- [11] Malvar, L. J., Crawford, J. E., Wesevich, J. W., Simons, D.: A plasticity concrete material model for DYNA3D, *International Journal of Impact Engineering*, Vol. 19, pp. 847–873, 1997
- [12] Crawford, J.E., Wu, Y., Magallanes, J.M., Lan, S.: Use and validation of the release II K&C concrete material model in LS-DYNA, Karagozian & Case, Glendale, 2012
- [13] Schwer, L.: An introduction to the Winfrith concrete model, *Schwer Engineering & Consulting Services*, 2010
- [14] Schwer, L.: The Winfrith concrete model: Beaty or beast? Insights into the Winfrith concrete model, *Schwer Engineering & Consulting Services*, 2011
- [15] User's Manual for LS-DYNA Concrete Material Model 159, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-HRT-05-062, 2007
- [16] Evaluation of LS-DYNA Concrete Material Model 159, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration, Publication No. FHWA-HRT-05-063, 2007
- [17] CEB, Comite Euro-International Bu Beton: Concrete structures under impact and impulsive loading, *Synthesis report*, 1988
- [18] Kleemann, A.: Kurzzeitdynamische Berechnungen mit LS-DYNA am Beispiel von Impact-Belastungen auf stahlbetonstrukturen, Masterarbeit, Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik, RWTH Aachen, 2012

SeDIF

Speziell die Erdbebensicherheit von Industrieanlagen ist im September erstmalig Thema einer zweitägigen internationalen Konferenz in Aachen, die vom Lehrstuhl für Baustatik und Baudynamik der RWTH Aachen University durchgeführt wird.

Behandelt werden insbesondere die Themenbereiche

- Application of building codes and guidelines
- Learning from previous earthquakes
- Seismic design of non-structural components
- Seismic design of vessels, tanks and silos
- Seismic protection systems
- Retrofitting
- Uncertainty and reliability analysis
- Soil-structure interaction

Die Konferenz zielt ab auf einen intensiven Austausch zwischen Forschung und Praxis. Eine begleitende Fachausstellung wird zu weiteren Diskussionen anregen.

Detaillierte Informationen finden Sie auf der Konferenz-Webseite www.SeDIF-Conference.de.



International Conference on Seismic Design of Industrial Facilities

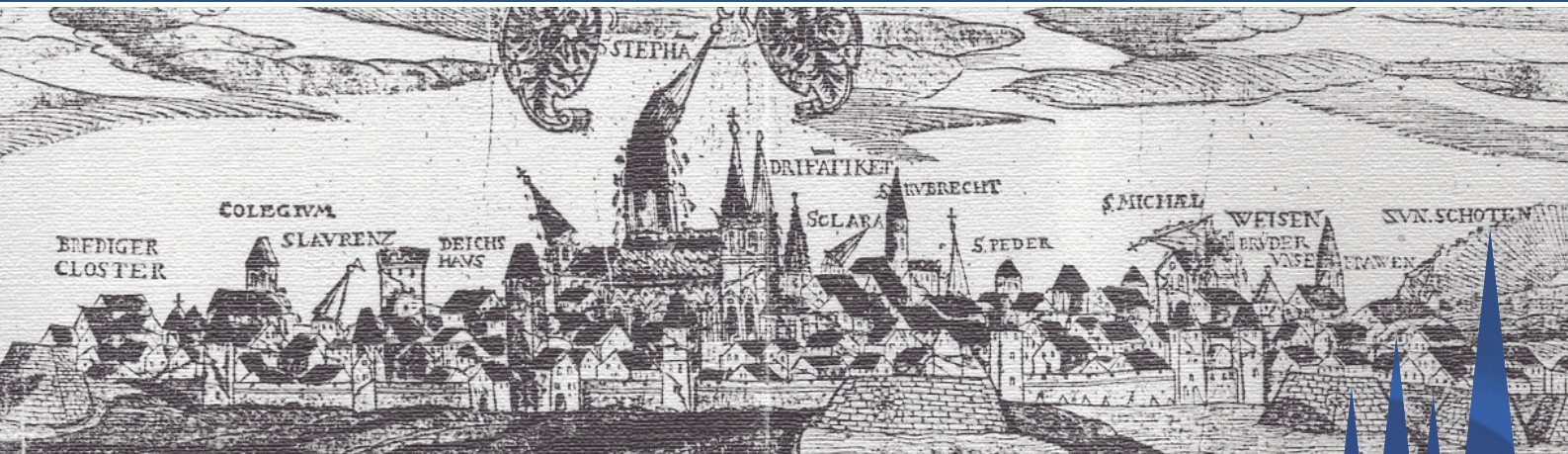
Aachen, Germany
26.-27. Sept. 2013

www.SeDIF-Conference.de

VEESD2013

Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics & 13. D-A-CH Tagung

28.–30. August 2013, Wien, Österreich



Die Österreichische Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik veranstaltet vom 28. bis 30. August 2013 in den Räumlichkeiten der Technischen Universität Wien den internationalen englischsprachigen Kongress „**Vienna Congress on Recent Advances in Earthquake Engineering and Structural Dynamics**“ (VEESD2013) sowie als integrierte Teilveranstaltung auch die **13. D-A-CH Tagung für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik** in deutscher Sprache.

Bei diesem Doppelkongress wird das gesamte Spektrum des Erdbebeningenieurwesens und der Baudynamik abgedeckt. Wir haben bis jetzt mehr als 400 Beitragsanmeldungen aus aller Welt erhalten.

Weitere Informationen können Sie der Webseite <http://veesd2013.conf.tuwien.ac.at/> entnehmen.

Wir würden uns freuen Sie im Namen des Organisationskomitees in Wien begrüßen zu dürfen.

Rudolf Heuer (TU-Wien) und
Christoph Adam (Universität Innsbruck)
Kongressleitung

Kongressgebühren

VEESD 2013 (D-A-CH Tagung inbegriffen)

Frühbucher (bis 31. Mai 2013)	400 EUR
Regulär (ab 1. Juni 2013)	450 EUR
Studierende	250 EUR
Begleitpersonen	90 EUR

D-A-CH Tagung

Mitglieder (OGE, DGE, SGE, AGS)	180 EUR
Nichtmitglieder	250 EUR
Studierende	150 EUR
Begleitpersonen	70 EUR

Dr. sc. techn. Jost A. Studer 3. August 1941 – 8. Januar 2013

S 16

Am 8. Januar 2013 verstarb unser Freund und Kollege Dr. sc. techn. Jost A. Studer, dipl. Bau-Ing. ETH, unerwartet auf dem morgendlichen Weg zur Arbeit in Zürich. Jost Studer war ein früher Pionier der Bodendynamik und des Erdbebeningenieurwesens in der Schweiz und Gründungsmitglied der Schweizer Gesellschaft für Erdbebeningenieurwesen und Baudynamik (SGEB). Nach Abschluss des Bauingenieurstudiums 1965 vertiefte er sich als Assistent am Institut für Grundbau und Bodenmechanik (IGB) der ETH Zürich im damals neuen Forschungsbereich Bodendynamik mit einer Dissertation zur experimentellen Bestimmung von dynamischen Verformungseigenschaften von Böden. 1971 wurde er zum Leiter der neu geschaffenen Bodendynamikgruppe innerhalb des IGB und 1979 zum Lehrbeauftragten für Bodendynamik an der ETH Zürich ernannt.

Von 1973 bis 1974 war Jost Studer für einen Forschungsaufenthalt an der University of California in Berkeley, und 1986 publizierte er das bekannte Lehrbuch „Bodendynamik: Grundlagen, Kennziffern, Probleme und Lösungsansätze“, das in der Zwischenzeit in der dritten Auflage im Springer-Verlag erschienen ist.

Neben seiner Lehr- und Forschungstätigkeit wirkte Jost Studer in den Anfangszeiten der Fachgruppe der ETH Zürich für Erdbebeningenieurwesen (FEE) engagiert und sehr aktiv mit. Die 1978 gegründete und bis 2000 bestandene FEE hatte zum Ziel, die an Erdbebenfragen interessierten Institute der ETH und deren Angehörige zu vernetzen und den interdisziplinären Gedankenaustausch über die Grenzen der Gebiete Seismologie, Bodendynamik und erdbebensicheres Bauen hinweg zu pflegen. Dazu wurden vor allem regelmäßige, interne und öffentliche Vorträge organisiert, die weit herum beliebt gewesen sind „weissen“ und „gelben“ FEE-Kolloquien entsprechend der Farbe der Einladungen. Jost Studer vertrat den Bereich Bodendynamik im FEE-Ausschuss, dem leitenden Gremium, und er wirkte 1980/81 auch als FEE-Sekretär. Dank seinem weltweiten Beziehungsnetz gelang es ihm immer wieder, prominente Forscher und Redner nach Zürich zu holen, wovon alle Beteiligten sehr profitierten. Auch nach seinem 1981 erfolgten Über-



Dr. Jost A. Studer, Leiter der SGEB-Erkundungsmission, (links) im Gespräch mit Prof. Dr. Robert Park (rechts), Leiter der neuseeländischen Erkundungsmission, vor der eingestürzten Hanshin-Stadtautobahn in Kobe 1995.

tritt in die Privatwirtschaft war Jost Studer ein immer wieder gern gesehener Gast an der ETH.

Jost Studer war über 30 Jahre sehr erfolgreich als Experte in Bodendynamik und Erdbebeningenieurwesen in der Schweiz und im Ausland tätig, zuerst als Partner im Ingenieurunternehmen GSS Ingenieure AG und danach ab 1993 in seiner eigenen Firma Studer Engineering. Sein Hauptinteresse galt der Erdbeben-Bemessung und -Überprüfung von Erddämmen, Erdbebengefährdungsstudien und Mikrozonierung sowie Erdbebenverletzbarkeitsanalysen von Infrastrukturnetzen. Seine große Fach- und Sozialkompetenz stellte er auch als Mitglied des Schweizerischen Korps für humanitäre Hilfe (SKH) für zahlreiche Einsätze im Ausland der Direktion für Entwicklung und Zusammenarbeit (DEZA) zur Verfügung.

Jost Studer wirkte bereits bei der 1978 erfolgten Gründung des Schweizerischen Nationalkomitees für Erdbebeningenieurwesen mit großem Engagement mit. 1983 wurde er Vorstandsmitglied der daraus entstandenen Schweizer Gruppe für Erdbebeningenieurwesen SGE, der Vorgängerorganisation der SGEB. Auch in deren Vorstand prägte er die Entwicklung maßgeblich. Bereits 1980 vertrat er in Istanbul erstmals die Schweiz als Delegierter an der Generalversammlung der International Association for Earthquake Engineering (IAEE). Ein ganz besonderes Anliegen waren ihm von Anfang an Erkundungsmissionen ins Schadensgebiet nach schweren Erdbeben. Von 1980 nach Irpinia in Süditalien über 1995 nach Kobe in Japan bis 2010 nach Chile, um nur einige seiner erfolgreichen Missionen zu nennen, hat er sich unermüdlich für die Erkundungsmissionen eingesetzt. Auch nach seinem 1999 erfolgten Ausscheiden aus dem SGEB-Vorstand organisierte er weiterhin als Vorsitzender der SGEB-Aufsichtskommission die SGEB-Erkundungsmissionen. In Würdigung seiner herausragenden Verdienste für die SGEB wurde Jost Studer 1999 zum Ehrenmitglied ernannt.

*Thomas Wenk, Walter J. Ammann,
Hugo Bachmann, Martin G. Koller*