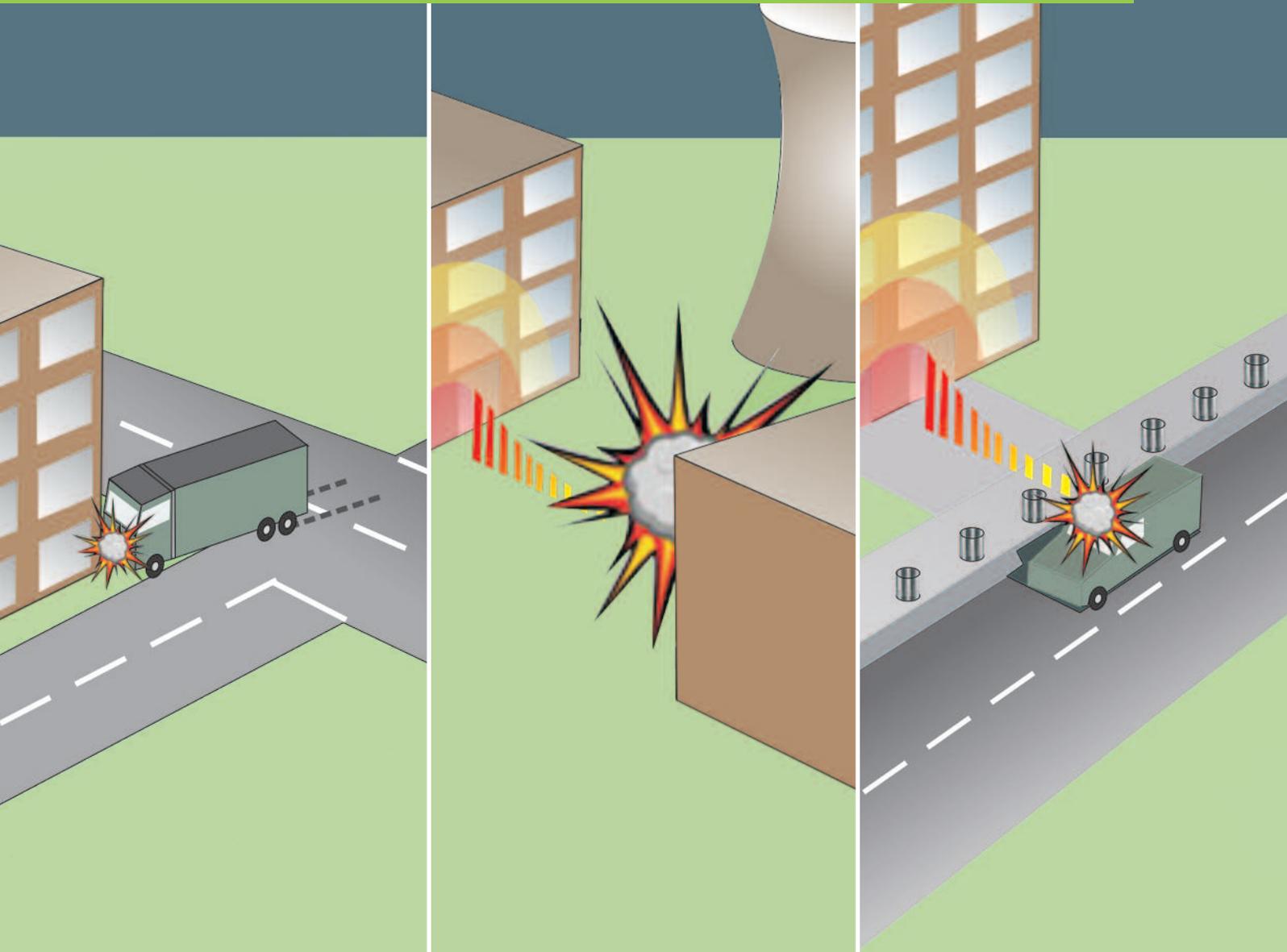


Bemessung von Baustrukturen in Stahl- und Verbundbauweise für Anprall- und Explosionslasten



1 Einleitung	Seite 4
2 Entwurfsstrategien	Seite 4
2.1 Haupttragsystem	Seite 5
2.2 Sekundäre und nichttragende Bauteile	Seite 8
3 Vorgehen bei der Bemessung	Seite 8
3.1 Schritt 1: Durchführung der Risikoanalyse	Seite 8
3.2 Schritt 2: Bestimmung der dynamische Einwirkungen	Seite 13
3.3 Schritt 3: Bestimmung des Lastverformungsverhaltens von Bauteilen	Seite 21
3.4 Schritt 4: Berechnung der dynamischen Bauteilantwort	Seite 26
3.5 Schritt 5: Nachweise	Seite 30
4 Formulierung und Programmierung von Ein- und Mehr-Massen-Schwingern	Seite 33
4.1 Überführung der Bauteileigenschaften in einen Ein-Massen-Schwinger	Seite 33
4.2 Nicht-lineare Ein- und Mehr-Massen-Schwinger	Seite 35
5 Bemessungsbeispiel	Seite 39
6 Verwendete Symbole	Seite 43
7 Literatur	Seite 45
»bauforumstahl e.V.	Seite 47

Impressum:

Bemessung von Baustrukturen in Stahl- und Verbundbauweise für Anprall- und Explosionslasten
Nr. B 502

Herausgeber:

»bauforumstahl e.V. | Sohnstraße 65 | 40237 Düsseldorf
Postfach 10 48 42 | 40039 Düsseldorf
T: +49(0)211.6707.828 | F: +49(0)211.6707.829
zentrale@bauforumstahl.de | www.bauforumstahl.de

Dezember 2010

Ein Nachdruck dieser Publikation – auch auszugsweise – ist nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers bei deutlicher Quellenangabe gestattet.

Autoren:

Dipl.-Ing. Max Gündel und Dr.-Ing. Benno Hoffmeister,
RWTH Aachen University, Institut für Stahlbau
Dr.-Ing. Falko Bangert,
HOCHTIEF Construction AG, Consult IKS Energy

Titelbild:

Darstellung potentieller Gefährdungsszenarien:
Fahrzeuganprall, Explosion in Industrieanlage, Autobombe



Vorwort

Ausgelöst durch einige spektakuläre Einstürze von Gebäuden, ist in der breiteren wie auch in der Fach-Öffentlichkeit eine Diskussion um die Robustheit von Tragwerken entstanden. Besonders der Terrorakt vom 11. September 2001 auf das World Trade Center in New York hat die Menschen für das Thema „Robustheit“ von Bauwerken sensibilisiert: Die Wahrnehmung von Bedrohungen und die Einschätzung der resultierenden Risiken hat sich gewandelt. Schutz und Sicherheit sind ein menschliches Grundbedürfnis, ob zu Hause oder in der Öffentlichkeit. Wir müssen erkennen, dass unsere Arbeitsumgebung oder die Bauwerke unserer Freizeitgestaltung eventuell Belastungen ausgesetzt werden, welche der üblichen Auslegung nicht entsprechen. Neue Antworten und Lösungen bezüglich der robusten Auslegung von Bauwerken für außergewöhnliche und unerwartete Belastungsszenarien sind deshalb erforderlich.

Robuste Bauwerke werden meist mit mächtiger Masse und üppigen Abmessungen assoziiert. Aber gerade schlanke und leichte Stahl- und Verbundkonstruktionen weisen unter außergewöhnlichen Belastungen ein Höchstmaß an Robustheit auf. Den scheinbaren Widerspruch erklären die vielen positiven Eigenschaften von Stahl und Stahlkonstruktionen. Vorteile wie ein unempfindliches globales Tragverhalten oder höhere Redundanz und Energiedissipation führen zu einer entsprechend robusten und wirtschaftlichen Gebäuden, müssen aber auch gezielt genutzt werden. Der Bemessungsleitfaden greift diese Anforderungen mit einer entsprechenden globalen Bemessungsstrategie auf.

Er basiert auf den Ergebnissen des Forschungsvorhabens „Composite column and wall systems for impact and blast resistance“. Das Vorhaben wurde mit finanzieller Unterstützung des Forschungsprogramms des Research Fund for Coal and Steel durchgeführt. Die Projektleitung lag bei HOCHTIEF Consult

in Frankfurt. Hier wurden auch statische Versuche durchgeführt und Grundideen für das Bemessungskonzept, besonders der Methode der Resttragfähigkeit, entwickelt. ArcelorMittal in Esch/Alzette hat vor allem Stahlprofile für die Versuche zur Verfügung gestellt und auch die Feuerwiderstands-Berechnungen durchgeführt. Am Imperial College wurden weitere statische Versuche durchgeführt und ausgewertet. Die RWTH Aachen war besonders bei den numerischen Berechnungen sowie der Ausformulierung des Bemessungskonzeptes engagiert. Und die Universität Karlsruhe zeichnet verantwortlich für die Planung und Durchführung der Anprallversuche auf einem Versuchsstand des ADAC sowie die Explosionsversuche bei der Bundeswehr.

Nachdem die Anforderung nach robusten Tragwerken inzwischen sogar Eingang in die europäischen Normenwerke gefunden hat, ist es höchste Zeit auch von Seiten des Stahlbaus praktische Lösungen zu entwickeln und umzusetzen. Dabei muss das recht komplexe Thema so aufbereitet werden, dass auch qualifizierte, praktisch tätige Ingenieure eine Auslegung von robusten Stahlbauten mit vertretbarem Aufwand angehen können. Der vorliegende Bemessungsleitfaden versteht sich als Schritt in diese Richtung. Die Aufbereitung der wissenschaftlichen Ergebnisse des Forschungsprojektes für die Ingenieurspraxis wurde im Auftrag von »bauforumstahl e.V. durch das Institut für Stahlbau der RWTH Aachen in Kooperation mit projekterfahrene Tragwerksplanern von HOCHTIEF Consult durchgeführt.

Wir danken allen, die zum erfolgreichen Abschluss des Projekts beigetragen haben.

*Dr. Bernhard Hauke
Geschäftsführer »bauforumstahl e.V., Düsseldorf*

1 | Einleitung

Politische und soziokulturelle Entwicklungen der letzten Jahre haben auch in Deutschland die Wahrscheinlichkeit von terroristischen Anschlägen erhöht und zu neuen Anforderungen an die Planung von Bauwerken geführt (BMI, 2009). Terroristische Angriffe sind häufig mit kurzzeit-dynamischen Beanspruchungen aus Explosionen oder dem Anprall beweglicher Objekte verbunden, mit denen der praktisch tätige Tragwerksplaner meist wenig Erfahrung hat. Solche Belastungen sind normativ nicht geregelt und der Bauherr oder Nutzer des geplanten Bauwerks hat Schwierigkeiten, seine Anforderungen bezüglich der Sicherheit gegen terroristische Einwirkungen präzise zu formulieren. Ähnliche Randbedingungen liegen bei der Planung von Industrieanlagen vor. Gefährdungen können entweder von der Anlage selbst ausgehen oder es sind aufgrund höherer Sicherheitsanforderungen außergewöhnliche Lasten von Gefahrenherden außerhalb der Anlage zu berücksichtigen.

Aufgrund der Natur solcher Gefährdungsszenarien sind für Terroranschläge und Industrieunfälle die Einwirkungen nicht allgemeingültig in Regelwerken zu finden. Ebenso ist die Auslegung von Baustrukturen für kurzzeit-dynamische Lasten entweder nur sehr generell in Normen behandelt – und somit nicht direkt in der Praxis anwendbar – oder die Methoden eignen sich eher für massive Stahlbetonkonstruktionen und weniger für verhältnismäßig leichte Tragwerke in Stahl- und Verbundbauweise. Dies hat dazu geführt, dass sowohl bei Planern als auch bei Bauherrn häufig Bedenken bei der Verwendung von Stahl im Hochbau herrschen, wenn diese für außergewöhnliche Einwirkungen ausgelegt werden sollen. Die Folge ist, dass diese Gebäude in Stahlbeton gebaut werden. Dabei ist Stahl ein vorzüglicher Baustoff um kurzzeit-dynamischen Lasten zu widerstehen, da er aufgrund seiner hohen Festigkeit und Duktilität sehr gut Energie dissipieren kann.

Dieser Leitfaden stellt daher insbesondere für den Baustoff Stahl geeignete Methoden zusammen, um Stahl- und Stahl-Beton-Verbundbauwerke gegen kurzzeit-dynamische außergewöhnliche Einwirkungen auszulegen.

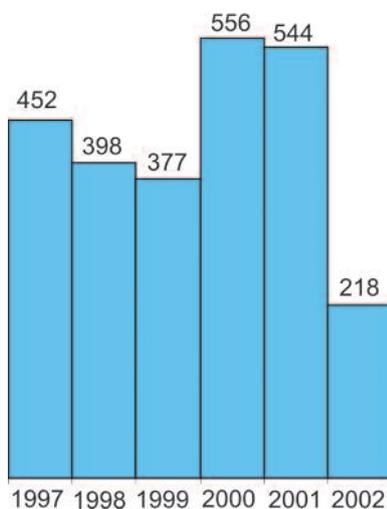


Bild 1: Weltweite terroristische Angriffe auf Einrichtungen (FEMA 426, 2003)

Nach einer Zusammenstellung von verschiedenen Konzepten zur Auslegung robuster Bauwerke, wird ein fünfteiliges Bemessungskonzept vorgestellt: Zunächst wird eine Methode zur Risikobewertung eingeführt, mittels welcher der Tragwerksplaner in Zusammenarbeit mit Bauherren und Nutzern ein Risikoprofil des Gebäudes erstellen kann. Dieser Abschnitt ist somit besonders auch für Bauherren, Projektentwickler, Architekten und andere Fachplaner interessant. Darauf aufbauend lassen sich für relevante Gefährdungsszenarien die Belastungen aus Anprall und Explosion aus Referenzwerten und einfachen Formeln abschätzen. Auf der Widerstandsseite werden Hilfsmittel zur Verfügung gestellt, um die Last-Verformungskurve für verschiedene Bauteile zu bestimmen. Mit beiden Eingangsparametern lassen sich dann die dynamischen Bauteilantworten mit praxisnahen Methoden bestimmen. Mit diesen Ergebnissen können schließlich einzelne Bauteile und die Standsicherheit des gesamten Tragwerkes für die kurzzeit-dynamischen außergewöhnlichen Lasten nachgewiesen werden.

Im darauffolgenden Abschnitt wird die Berechnung der Bauteilantwort unter kurzzeitdynamischen Einwirkungen mittels Ein- und Mehr-Massen-Schwingern detaillierter behandelt. Zuletzt werden die vorgestellten Methoden an einem praxisnahen Bemessungsbeispiel veranschaulicht.

2 | Entwurfsstrategien

In diesem Kapitel werden Entwurfsstrategien vorgestellt, mit denen die Robustheit von Tragwerken verbessert werden kann, um die Sicherheit gegenüber außergewöhnlichen Einwirkungen zu erhöhen. Diese Strategien, die zunächst unabhängig vom verwendeten Baustoff sind, werden hinsichtlich ihrer Eignung für Stahlbauten erörtert. Anschließend werden einige Hinweise zur Planung und Auslegung von nicht tragenden Bauteilen, wie Fassaden oder Anprallbarrieren, gegeben.

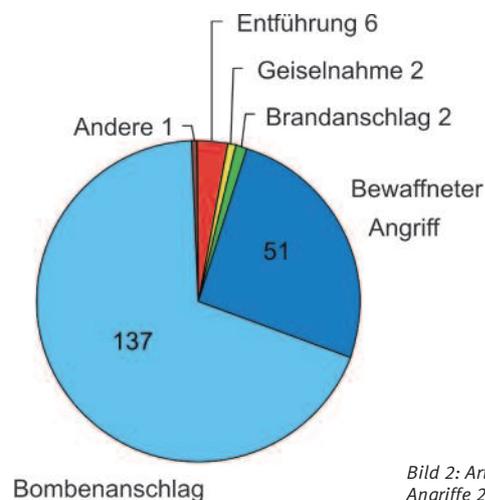


Bild 2: Art terroristischer Angriffe 2002 (FEMA 426, 2003)

2.1 | Haupttragsystem

2.1.1 | Allgemeine Entwurfsprinzipien

Der Entwurf eines sicheren Tragwerks ist immer als integraler Bestandteil eines globalen Risiko- und Krisenmanagements zu verstehen, um die Folgen von außergewöhnlichen Einwirkungen bei Gebäuden zu reduzieren (BMI, 2007). Dieses Gesamtkonzept umfasst ebenso die Planung des Standorts, der Außenanlagen, der Haustechnik, technischer Sicherheitseinrichtungen, Sicherheitsdienste und vieles mehr.

Das Versagen des gesamten Tragsystems eines Gebäudes führt zum größtmöglichen Schaden und ist daher unter allen Umständen zu verhindern. Insbesondere ist sicherzustellen, dass eine lokale Belastung nicht zu einem unverhältnismäßig großen Teil- oder Gesamtversagen führt. Um diesen sogenannten progressiven Kollaps zu vermeiden, muss das Gebäude eine ausreichende Robustheit aufweisen. Folgende allgemeingültige Entwurfsprinzipien sollten dafür beachtet werden (siehe auch (FEMA 427, 2003)):

- Begrenzung des Stützenabstandes um Lastumlagerungen zu ermöglichen
- Begrenzung der Spannweite der äußeren Deckenfelder, da diese den größten Belastungen ausgesetzt sind und nur ein einachsiger Lastabtrag möglich ist

- Vermeidung von Abfangträgern um bei einem potentiellen Versagen den Versagensbereich klein zu halten
- gleichmäßige Verteilung der Aussteifungssysteme, wobei außen liegende Wandscheiben in regelmäßigen Abständen senkrecht zur Wandachse auszusteißen sind

Folgende Strategien sind dabei zur Ausbildung von robusten Bauwerken möglich (Bild 3): (a) Bereitstellung von alternativen Lastpfaden (Alternate load path method), (b) Ausbildung von Haupttragelementen (Key element method), (c) Ausnutzung der Resttragfähigkeit (Residual strength method) oder (d) Isolierung kollabierender Bereiche (Isolating collapsed regions). Die ersten beiden Konzepte werden seit vielen Jahren erfolgreich im Hochbau angewendet und haben Einzug in viele Normen erhalten (EN 1991-1-7, 2007), (DIN 1055-9, 2003), (BS 5950, 2000). Das dritte Konzept ist besonders geeignet für duktile Bauteile wie sie auch die Stahl- und Verbundbauweise dominieren. Letzteres wurde ursprünglich für Bauwerke mit großer Längsausdehnung wie Brücken entwickelt, kann jedoch teilweise auf den Hochbau übertragen werden. In den nachfolgenden Abschnitten werden die vier Methoden kurz vorgestellt sowie deren Vor- und Nachteile insbesondere bezüglich Stahlbauten erläutert.

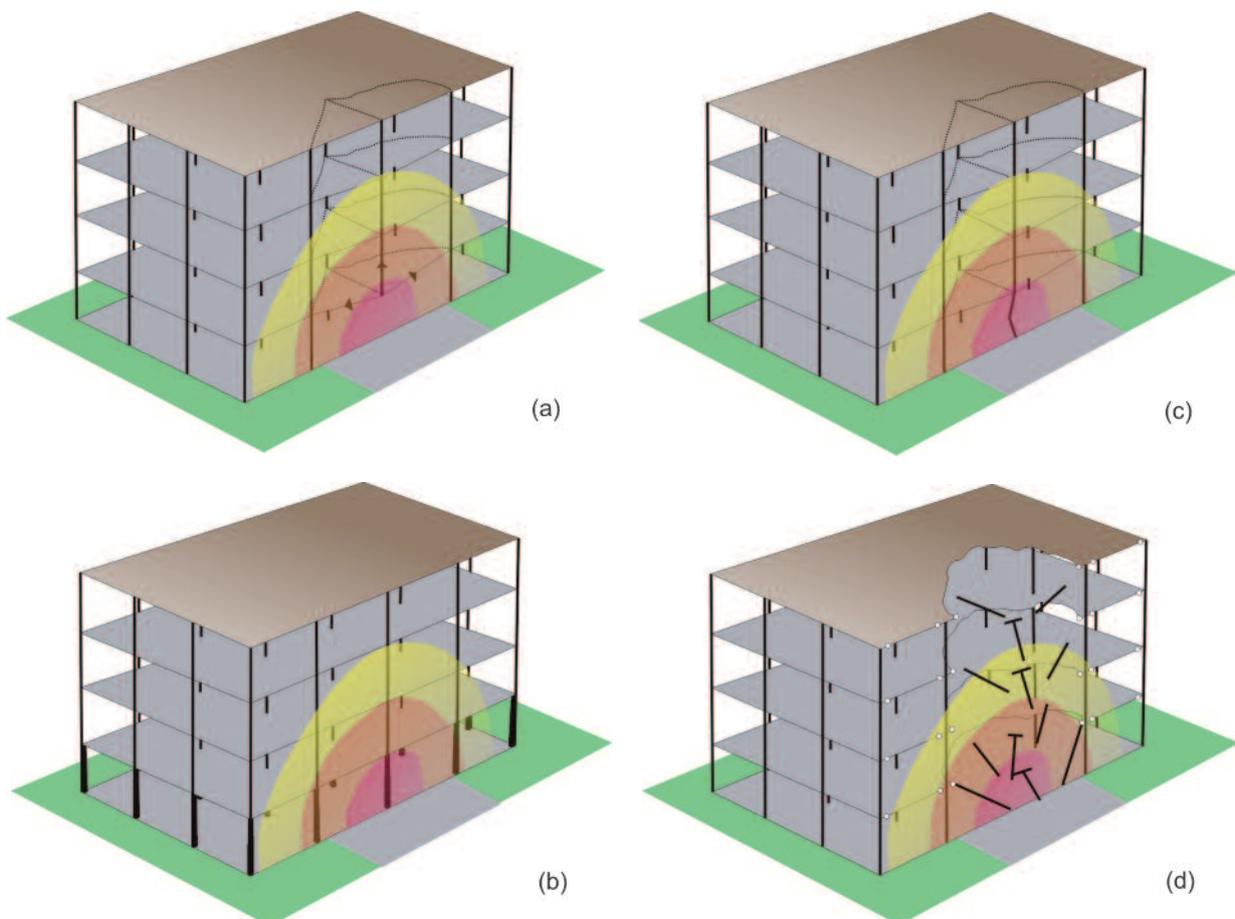


Bild 3: Strategien zur Ausbildung robuster Bauwerke:

(a) Bereitstellung alternativer Lastpfade, (b) Ausbildung von Haupttragelementen, (c) Ausnutzung der Resttragfähigkeit, (d) Isolierung kollabierender Bereiche



Bild 4: Aktivierung von Membrankräften bei einem schwer beschädigten Gebäude (Scott, 2002)



Bild 5: Verlust von Erdgeschoss-Stützen durch einen Bombenanschlag – Kansallis House, London 1993 (Moore, 2002)

2.1.2 | Bereitstellung alternativer Lastpfade

Indirekte Methode

Die Methode der alternativen Lastpfade geht vom Ausfall einzelner Bauteile unter der außergewöhnlichen Last aus. Die vorhandenen statischen Lasten müssen auf die umliegende unbeschädigte Tragstruktur umgelagert werden können, wozu häufig Membrankräfte in den horizontalen und Zugkräfte in den darüberliegenden vertikalen Bauteilen aktiviert werden (Bild 4). Die einfachste Methode, dieses Ziel zu erreichen, ist die Robustheit des Bauwerkes unabhängig von einem spezifischen Lastszenario zu verbessern. Hierzu sind effektive horizontale und vertikale Zugverankerungen vorzusehen. Mit diesen wird die strukturelle Kontinuität und Integrität erhöht, um damit ein Bauwerk mit hoher Redundanz zu erzeugen. Neben der Wahl des statischen Systems und der Bauteile ist insbesondere auch die Bemessung der Verbindungen zu beachten. Empfehlungen zur Anordnung der Zugverankerungen und deren Bemessung sind unter anderem in (EN 1991-1-7, 2007) zu finden, so dass in diesem Leitfaden hierauf nicht weiter eingegangen wird.

Direkte Methode

Bei der direkten Methode ist das gesamte Tragwerk so zu bemessen, dass es beim Ausfall eines Bauteils nicht zu einem Gesamt- oder Teilversagen des Gebäudes kommt. Dies wird üblicherweise erreicht, indem der Ausfall jedes tragenden Bauteils einzeln nacheinander untersucht wird. Dabei ist nachzuweisen, dass die restliche Tragstruktur standfest bleibt beziehungsweise die Versagensfläche relativ klein ist. Der Nachweis ist für eine Einwirkungskombination aus ständigen und ein Teil der veränderlichen Lasten zu führen, wobei zusätzlich ein dynamischer Lastfaktor für die plötzliche Lastumlagerung zu berücksichtigen ist. Vorgaben zur Größe der zulässigen Versagensfläche werden in (EN 1991-1-7, 2007) gemacht. Dieses Vorgehen kann entweder systematisch für jedes Bauteil unabhängig vom auslösenden Ereignis oder spezifisch für ein Gefährdungsszenario durchgeführt werden. Gegebenenfalls ist auch der Verlust von mehreren Bauteilen gleichzeitig zu betrachten.

In Großbritannien hat sich die Methode der alternativen Lastpfade in der Praxis bei Gebäuden bewährt, die das Ziel von Sprengstoffanschlägen wurden (z. B. Kansallis House 1993, Bild 5). Ihr großer Vorteil ist die relative Unabhängigkeit von konkreten Gefährdungsszenarien, so dass sie unempfindlich gegenüber veränderten Rahmenbedingungen ist. Das Konzept eignet sich insbesondere für Gebäude mit einer regelmäßigen Struktur und mäßiger Bauwerkshöhe. Es stößt jedoch an seine Grenzen bei Hochhäusern, Industrieanlagen und architektonisch ausgefallenen Gebäuden, bei denen eine begrenzte Anzahl hochbelasteter Bauteile vorhanden ist. Bei solchen Bauwerken ist die Umlagerung von Lasten nicht möglich oder führt zu unwirtschaftlichen Lösungen.

2.1.3 | Ausbildung von Haupttragelementen

Bei dieser Methode werden die kritischen (normalerweise vertikalen) Haupttragelemente explizit für eine außergewöhnliche Last bemessen, die für ein spezifisches Gefährdungsszenario zu ermitteln ist. Hierzu werden üblicherweise statische Ersatzlasten anstelle der dynamischen Einwirkung verwendet. Es wird weder eine größere Schädigung noch eine starke plastische Verformung des Bauteils zugelassen. In einigen Normen (EN 1991-1-7, 2007), (BS5950, 2000) wird empfohlen, pauschal eine statische Ersatzlast von 34 kN/m^2 – die entweder auf das Element selbst oder auf angeschlossene Bauteile einwirkt – zu verwenden. Die Last von 34 kN/m^2 entspricht der Versagenslast der tragenden Außenwand des Gebäudes Ronan point, welches von einer Gasexplosion betroffen war (London 1968, Bild 6). Es handelt sich daher nicht um den Überdruck einer Explosion, sondern vielmehr um die theoretische Annahme eines spezifischen Kollapsmechanismus. Wenn möglich, sollte daher die Belastung auf das Haupttragelement im Einzelfall für das jeweilige Gefährdungsszenario explizit bestimmt werden.

Die Ausbildung von Haupttragelementen ist vornehmlich für Bauwerke mit massiven (Stahlbeton-) Bauteilen geeignet, wobei die Bemessung mit statischen Ersatzlasten keine Ausnutzung plastischer Verformungen ermöglicht. Dieses Konzept wird jedoch dem Verhalten duktiler Bauteile in Stahl- und Ver-



Bild 6: Teileinsturz eines Wohngebäudes nach einer Gasexplosion – Ronan point, London 1968 (Moore, 2002)

bundbauweise nicht gerecht. Stahl- und Verbundbauwerke widerstehen die dynamischen Einwirkungen wesentlich effektiver durch Energiedissipation infolge plastischer Verformungen. Des Weiteren sind für spezifische Gefährdungsszenarien die Lasten zu ermitteln, wodurch diese Methode anfälliger gegenüber neuen Rahmenbedingungen ist.

2.1.4 | Ausnutzung der Resttragfähigkeit

Aus der Praxis ist bekannt, dass duktile Stützen aus Stahl nach außergewöhnlichen Belastungen trotz starker horizontaler Verformungen eine erhebliche Resttragfähigkeit besitzen und damit den Einsturz von Bauwerken verhinderten (Bild 7 und Bild 8). Auch experimentelle und numerische Untersuchungen an vertikalen Tragelementen in Verbundbauweise bestätigen solche Erkenntnisse (Hauke, 2008). Hochdynamische Einwirkungen, zum Beispiel aus Fahrzeuganprall oder Explosion, führen zwar zu plastischen Deformationen der Bauteile, die jedoch nicht zwangsläufig einem Versagenszustand gleichzusetzen sind. Die Grundvoraussetzung für die Resttragfähigkeit ist der Erhalt der Bauteilintegrität. Das heißt, ein „Abtrennen“ des Bauteils vom restlichen Gebäude muss durch eine geeignete Dimensionierung der Anschlüsse verhindert werden. Unter dieser Voraussetzung können die Haupttragelemente zunächst unter Ausnutzung energiedissipierender, großer plastischer Verformungen für die außergewöhnliche kurzzeitdynamische Belastung bemessen werden. Anschließend wird die globale Standicherheit nach der außergewöhnlichen Belastung unter Einbeziehung der Resttragfähigkeit des verformten Haupttrag-elementes nachgewiesen.

Die Resttragfähigkeitsmethode schlägt eine Brücke zwischen der Alternativen-Lastpfad-Methode und der Haupttragelemente-Methode. Ist die Belastung so groß, so dass es zum Versagen des Bauteils kommen würde, kann es entweder verstärkt oder dessen Ausfall in Kauf genommen und die Methode der alternativen Lastpfade angewendet werden. Kommt es unter der angenommenen Belastung nicht zu einer signifikanten Schädigung des Bauteils, so entspricht das Vorgehen der Methode der Haupttragelemente. Die Resttragfähigkeitsmethode ist insbesondere für duktile Baumaterialien wie Stahl geeignet. Sie ermöglicht wirtschaftliche Lösungen, da unter außergewöhnlichen Lasten energiedissipierende plastische Verformungen ausgenutzt werden können und anschließend die Resttragfähigkeit der geschädigten Haupttragelemente für die Gesamttragfähigkeit herangezogen werden kann. Nachteilig ist, dass für spezifische Gefährdungsszenarien die Lasten ermittelt werden müssen. Daher ist diese Methode weniger robust gegenüber veränderten Rahmenbedingungen.

2.1.5 | Isolierung kollabierender Bereiche

Eine weitere im Hochbau nur selten angewandte Entwurfsstrategie ist die Isolierung kollabierender Bereiche. Sie wurde bisher gezielt nur zur Auslegung von Brückenbauwerken verwendet (z. B. Confederation Bridge, Kanada (Starossek, 2005)). Ziel ist, durch Aufhebung der Kontinuität eines Tragwerkes – zum Beispiel durch Einfügen von Fugen, lösbaren Gelenken oder Sollbruchstellen – den kollabierenden Bereich räumlich zu begrenzen. Diese Grenzen dürfen von der Versagensprogression nicht überschritten werden, so dass der kollabierende Tragwerksbereich vom Resttragwerk isoliert bleibt. Das heißt, durch eine Verringerung der Kontinuität des Tragwerkes erfolgt unter Umständen keine Verminderung der Redundanz, sondern die Robustheit gegenüber progressivem Kollaps wird erhöht. Insbesondere wenn die alternativen Lastpfade von der Bemessung her nicht stark genug ausgebildet werden, kann die zu deren Bereitstellung erforderliche Kontinuität unter Umständen eine Kollapsprogression begünstigen. Im bekannten Schadensfall „Ronan Point“ (Bild 6) sind unplanmäßig Kollapsgrenzen aufgetreten, die den Einsturz auf eine Gebäudeecke begrenzten, so dass



Bild 7: Plastisch deformierte Erdgeschoss-Stütze nach einem Bombenanschlag – Exchequer Court, London 1992 (Moore, 2002)



Bild 8: Plastisch verformte Eckstütze einer Industrieanlage nach Einsturz und Anprall eines benachbarten Silos

das Resttragwerk unversehrt blieb. Es ist jedoch fragwürdig inwieweit diese unplanmäßigen „Kollapsgrenzen“ akzeptabel sind, da in diesem Versagensfall alle 23 Stockwerke involviert waren. Die Grenzen des kollabierenden Bereiches sind so zu wählen, dass der Schaden nicht unverhältnismäßig groß ist. In Anlehnung an (EN 1991-1-7, 2007) kann dies zum Beispiel 15 % der Geschossfläche aber nicht mehr als 100 m² gleichzeitig in zwei benachbarten Geschossen betragen.

Vorteile hat diese Methode bei Gebäuden, für die aus statischen oder wirtschaftlichen Gründen alternative Lastpfade nicht realisierbar sind. Sie ist zudem relativ unempfindlich gegenüber veränderten Gefährdungsszenarien und Rahmenbedingungen. Diese Strategie kann jedoch in der Regel nur für Gebäude mit wenigen Stockwerken angewendet werden, um die angestrebte Verhältnismäßigkeit eines Schadens zu gewährleisten.

2.2 | Sekundäre und nichttragende Bauteile

Neben dem Haupttragwerk sind auch Bauteile, die nicht für den vertikalen Lastabtrag oder zur Gesamtstabilität des Gebäudes beitragen, bei der Sicherheit von Gebäuden gegenüber außergewöhnlichen Einwirkungen zu untersuchen. Sie werden als sekundäre oder nichttragende Bauteile bezeichnet. Hierzu zählen zum Beispiel Fassaden, Dacheindeckungen, leichte Trennwände, aber auch zum Teil Nebenträger, sofern deren Versagen keinen Einfluss auf die Standsicherheit von Teil- oder Gesamtsystemen hat. Ebenso können nichttragende Bauteile auch eingesetzt werden, um die Zufahrt zum Gebäude für Fahrzeuge zu verhindern (Anprallbarrieren).

Die Gebäudehülle (Fassadenelemente, Fenster, Türen, etc.) sollte Opfer oder Schäden an anderen schützenswerten Gütern innerhalb des Gebäudes aus der direkten Wirkung von Explosionen oder anprallenden Teilen weitestgehend minimieren. Die Lasten können unter großen plastischen Verformungen dieser Bauteile aufgenommen werden, jedoch muss deren Integrität erhalten bleiben. Für einige Bauteile – zum Beispiel Fenster oder leichte Trennwände – ist es nicht möglich, sie auf hohe Explosionslasten auszulegen. Ein kontrolliertes Versagen kann in solchen Fällen akzeptiert werden, wenn Versagensformen ausgeschlossen werden, die zu schwerwiegenden Schäden durch Splitterwirkung führen. Entsprechende Fenster und Türen werden als Produkte (zum Beispiel Fenster mit Spezialfolien verstärkt) auf dem Markt angeboten, die mit genormten Versuchen verifiziert sind. Bei der Auslegung solcher Elemente auf Explosionslasten ist auch auf die Verankerung an der tragenden Struktur zu achten.

Bei Gefährdungen aus Fahrzeuganprall und Explosion sollten sich die Entwurfsstrategien zur Risikominimierung jedoch nicht allein auf das Gebäude beschränken. Die effektivste Strategie Schäden aus solchen Einwirkungen zu reduzieren, ist die Zugänglichkeit zum Gebäude für Fahrzeuge zu erschweren. Somit kann der Abstand vom Explosionsherd zum Gebäude für Fahrzeugbomben erhöht werden. Wie später in Abschnitt 3.2.3 erläutert wird, ist die Erhöhung des Abstandes zum Explosionsherd, die effektivste Möglichkeit die Belastung aus Explosionen zu reduzieren. Die Zufahrt zum Gebäude kann durch vielerlei

Maßnahmen verhindert werden: Poller, verstärkte Pflanzkübel, Gebäudesockel, bewegliche Barrieren, etc. Diese Barrieren müssen so bemessen werden, dass sie sicher dem Anprall von Fahrzeugen widerstehen.

Hilfreiche Hinweise zur Planung von Zufahrtsbeschränkungen sind im FEMA-Bericht 426 (FEMA 426, 2003) zu finden. In diesem Bericht sind ebenso ausführliche Erläuterungen zu weiteren Fachgebieten der Gebäudeplanung aufgeführt.

3 | Vorgehen bei der Bemessung

Die Auslegung von Bauwerken in Stahl- und Verbundbauweise gegen außergewöhnliche Einwirkungen aus Anprall und Explosion wird in diesem Kapitel in fünf Schritten erläutert: (1) Zunächst werden potentielle und relevante Gefährdungsszenarien in Zusammenarbeit mit dem Bauherrn identifiziert. (2) Darauf aufbauend werden für diese Szenarien die Anprall- und Explosionslasten ermittelt. (3) Im nächsten Schritt werden die Traglast und das Verformungsvermögen des Bauteils bestimmt. (4) Unter Verwendung der kurzzeit-dynamischen Lasten und der Bauteileigenschaften wird die dynamische Antwort des Bauteils berechnet. (5) Mit diesen Ergebnissen werden schließlich die erforderlichen Tragsicherheitsnachweise geführt.

Das Vorgehen kann zur Bemessung von nichttragenden Bauteilen oder tragenden Bauteilen als Teil eines Tragwerkes verwendet werden.

3.1 | Schritt 1: Durchführung der Risikoanalyse

3.1.1 | Grundlagen der Risikoanalyse

Für Bemessungssituationen, die durch die übliche Nutzung eines Gebäudes und Naturgefahren entstehen, sind die für Nachweise anzusetzenden Lasten sowie Lastkombinationen normativ geregelt. Ebenso findet man in einschlägigen Regelwerken Angaben zu außergewöhnlichen Einwirkungen aus Unfällen, wie den Anprall von abirrenden Fahrzeugen und Innenraumexplosionen (EN 1991-1-7, 2007). Zur Auslegung und Bemessung von Bauwerken für Lasten aus Terroranschlägen und Industrieunfällen ist es jedoch nicht praktikabel, allgemeingültige Lasten anzugeben. Deshalb ist zunächst eine Risikoanalyse zur Identifikation von Gefährdungsszenarien und zur Priorisierung von Schutzmaßnahmen durchzuführen.

Grundsätzlich kann die Risikoermittlung qualitativ, semiquantitativ oder quantitativ erfolgen. Qualitative Analysen liefern grobe Abschätzungen für Risiken und beschreiben diese in Textform, ohne eine numerische Vergleichbarkeit herzustellen. Mit einer quantitativen Analyse werden Risikofaktoren auf Basis von Eintrittswahrscheinlichkeiten und Simulationsmodellen zur Erfassung der Auswirkungen ermittelt. Dieses Vorgehen ist für Gefährdungsszenarien durch terroristische Handlungen jedoch weder auf Basis statistischer Daten noch durch Ingenieurabschätzun-

gen möglich, denn es ist schwierig vorherzusagen wie, warum und wann Anschläge verübt werden. Auch für Industrieunfälle fehlt häufig aufgrund der extrem seltenen Ereignisse eine belastbare statistische Datenbasis. Daher eignen sich für diese Fälle besser semiquantitative Risikoanalysen. Hierbei werden mittels Klassifizierungen Risikofaktoren abgeschätzt, um eine numerische Vergleichbarkeit zu erreichen ohne die absolute Eintrittswahrscheinlichkeit zu wissen. Entsprechende Methoden werden im Leitfaden „To Mitigate Potential Terroristic Attacks Against Buildings“ (FEMA 426, 2003) vorgestellt. Anregungen für Risikoanalysen bei Industrieanlagen sind in „Methoden zur probabilistischen Sicherheitsanalyse von Kernkraftwerken“ (BFS, 2005) zu finden.

Im folgenden Abschnitt sind die Methoden aus (FEMA 426, 2003) in einer semi-quantitativen Risikoanalyse aufbereitet, die insbesondere auch für durch Terroranschläge gefährdete Bauwerke geeignete ist. Auf dieser Grundlage kann der Planer zusammen mit dem Bauherrn verschiedene Gefährdungsszenarien systematisch untersuchen, ein Risikoprofil für das Gebäude erstellen und daraus potentielle Schutzmaßnahmen und Strategien ableiten. Für jedes Schutzgut eines Bauwerkes wird bezüglich jeder identifizierten Gefährdung die Verwundbarkeit ermittelt und hieraus ein Risikofaktor bestimmt.

Das vorgestellte Verfahren lässt sich in das Gesamtkonzept eines Risiko- und Krisenmanagements nach dem Leitfaden für Unternehmen und Behörden des Bundesministeriums des Innern (BMI, 2007) einordnen und ist speziell für Bauwerke geeignet. Die baulichen Maßnahmen sind hierbei als ein Sicherheitselement innerhalb eines ganzheitlichen Konzeptes zu verstehen, welches ebenso die Standortplanung, passive Schutzeinrichtungen, aktive elektronische Sicherheitssysteme, Zugangskontrollen, Sicherheitspersonal etc. umfasst.

3.1.2 | Schutzgutbewertung

Der entscheidende erste Schritt der Risikoanalyse ist die Identifikation und Bewertung der Schutzgüter eines Gebäudes, um mit möglichst wenig Aufwand eine größtmögliche Risikominimierung zu erreichen. Hierzu ist es zweckdienlich, durch systematische Gespräche mit Bauherren, Mietern, Mitarbeitern und weiteren Personen die wichtigsten Schutzgüter zu ermitteln.

Identifizierung der Kernfunktionen und Schutzgüter eines Gebäudes

Zunächst werden die Kernfunktionen und elementaren Betriebsprozesse eines Gebäudes bestimmt. Folgende Leitfragen sind dabei hilfreich:

- Was sind die elementaren Aufgaben und Erträge des Gebäudes?
- Welche kritischen Aktivitäten finden im Gebäude statt?
- Wer sind die Nutzer und Besucher des Gebäudes?

Wurde auf Grundlage dieser Ergebnisse und Diskussionen bei allen Beteiligten ein tieferes Verständnis für die Kernfunktionen eines Gebäudes erreicht, lassen sich Schutzgüter definieren. Diese können materiell (z. B. Gebäude, Einrichtung, Anlagen, Produktion, Informationen) oder immateriell (z. B. Ansehen einer Firma oder Einrichtung) sein. Hierbei ist zu beachten, dass Menschen stets das wertvollste Schutzgut sind. Des Weiteren können auch benachbarte Gebäude oder Einrichtungen betroffen sein, die direkt oder indirekt von den Kernfunktionen des Gebäudes abhängen.

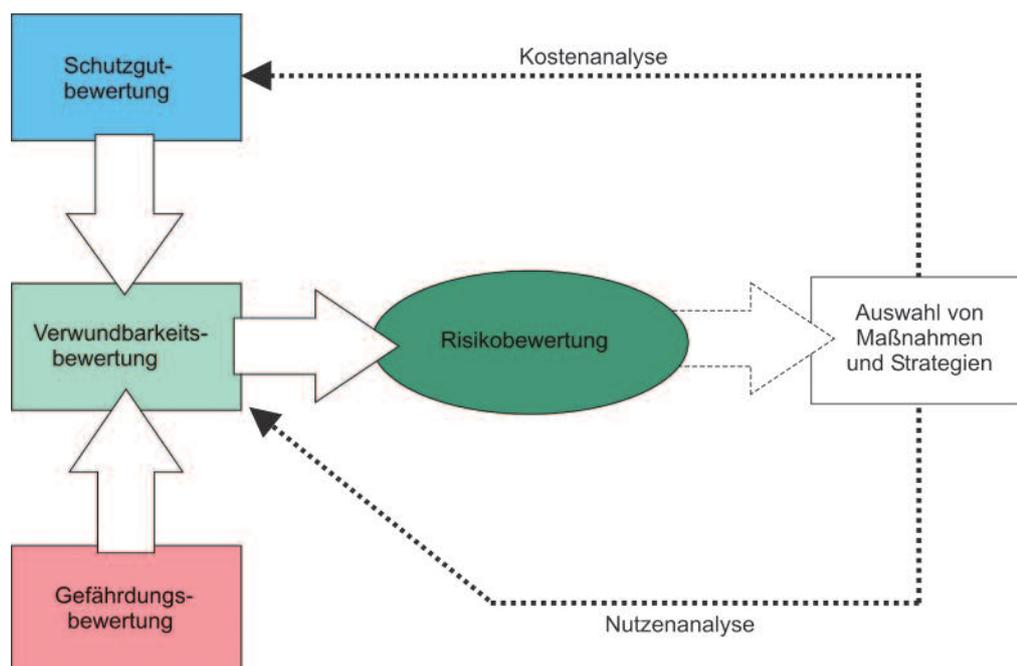


Bild 9: Ablaufdiagramm der Risikoanalyse nach (FEMA 426, 2003)

Infrastruktureinrichtung	betroffene Schutzgüter	Schutzgutwert „S“
Tragwerk	Mitarbeiter, Gebäudewert, sensible Informationen	5
Gebäudehülle	Mitarbeiter, Gebäudewert	4
Gebäudeeinrichtung	Gebäudewert	1
IT-Einrichtungen	sensible Informationen	3
Sicherheitssysteme	Mitarbeiter, sensible Informationen	5
Versorgungsleitungen	Mitarbeiter	4

Tabelle 1: Schutzgutbewertung (Beispiel Bankgebäude)

Analyse der Gebäudeinfrastruktur

Im nächsten Schritt wird die Gebäudeinfrastruktur analysiert. Es ist festzustellen, in wie weit sie für die Aufrechterhaltung der Kernfunktionen und zur Sicherung der Schutzgüter notwendig ist. Hierbei kann sowohl die Sicherheit eines Schutzgutes von mehreren Infrastruktureinrichtung abhängen, als auch eine Infrastruktureinrichtung mehrere Schutzgüter sichern. Solch eine Zuordnung ist beispielhaft in Tabelle 1 dargestellt.

Infrastruktureinrichtungen können unter anderem sein: Tragwerk, Gebäudehülle, Fluchtwege, Brandmeldeanlage, Sicherheitssysteme, IT- und Kommunikation, Ver- und Entsorgungsleitungen. Zu klären sind folgende Punkte:

- Was sind die kritischen Infrastruktureinrichtungen?
- Wo liegt die kritische Infrastruktureinrichtung?
- Gibt es Ersatzsysteme für die Infrastruktureinrichtung (Redundanzen)?

Bewertung der Schutzgüter und Infrastruktureinrichtungen

Nachdem die Infrastruktureinrichtungen den Schutzgütern zugeordnet sind, wird die Wichtigkeit der Infrastruktureinrichtung unter Berücksichtigung der Bedeutung des Schutzgutes bewertet. Die Wertigkeit ergibt sich aus den Einschränkungen oder Ausfall der Kernfunktionen, die der Ausfall der Infrastruktureinrichtung zur Folge hat (siehe Beispiel in Tabelle 1). Dabei sind folgende Fragen zu klären:

- Wie viele Menschen können direkt durch den Ausfall einer Infrastruktureinrichtung getötet oder verletzt werden?
- Welche Auswirkung hat der Ausfall einer Infrastruktureinrichtung auf die Kernfunktionen des Gebäudes?
- Können die Schutzgüter ersetzt werden und zu welchen Kosten?
- Wie lange dauert die Wiederherstellung der Infrastruktureinrichtung?
- Bestehen Ersatzsysteme für die Infrastruktureinrichtung?
- Gibt es Ersatz für die Kernfunktionen des Gebäudes durch andere Einrichtungen?
- Welche Auswirkungen hat der Ausfall der Kernfunktionen auf abhängige Einrichtungen?

Die Wertigkeit der Infrastruktureinrichtung lässt sich über folgende Indikatoren mittels einer fünfstufigen Skala von sehr hoch (5) bis sehr gering (1) einordnen:

Sehr hoch: Verlust oder Beeinträchtigung der Infrastruktureinrichtung hat außergewöhnlich schwerwiegende Folgen: viele Tote und verbreitet Schwerverletzte, vollständiger Verlust der elementaren Betriebsfunktionen oder Kernfunktionen, langfristige Kontaminierung der Umgebung, irreparable Schäden für die Umwelt

Hoch: Verlust oder Beeinträchtigung der Infrastruktureinrichtung hat schwerwiegende Folgen: Tote, Schwerverletzte, Verlust der elementaren Betriebsfunktionen oder größerer Verlust der Kernfunktion für einen längeren Zeitraum, Kontaminierung der Umgebung, erhebliche Schäden für die Umwelt

Moderat: Verlust oder Beeinträchtigung der Infrastruktureinrichtung hat erhebliche Folgen: Schwerverletzte, Beeinträchtigung der Kernfunktion für einen längeren Zeitraum, Schäden für die Umwelt

Gering: Verlust oder Beeinträchtigung der Infrastruktureinrichtung hat mäßige Folgen: Verletzte, Beeinträchtigung der Kernfunktion für einen begrenzten Zeitraum, zeitweise Beeinträchtigungen der Umwelt

Sehr gering: Verlust oder Beeinträchtigung der Infrastruktureinrichtung hat geringe Folgen: Leichtverletzte, geringfügige Beeinträchtigung der Kernfunktion für einen begrenzten Zeitraum

3.1.3 | Gefährdungsbewertung

Gefährdungsidentifikation und Szenarienentwicklung

Bei Gefährdungen durch terroristische Handlungen ist es wichtig zu verstehen, wer diese Personengruppen sind und wie sie vorgehen. Beweggründe können das Erreichen von öffentlicher Aufmerksamkeit für ihre „Sache“ sowie monetäre und politische Ziele sein. Informationen hierzu sollten bei den Dienststellen für Kriminalprävention der Landeskriminalämter oder bei privaten Sicherheitsberatern eingeholt werden.

Bei Angriffen werden Menschen verletzt und getötet, Einrichtungen und Anlagen beschädigt oder zerstört sowie Gegenstände oder Informationen entwendet. Als Waffen werden hierfür unter anderem Handfeuerwaffen, Abschussvorrichtungen für Mörser und Granaten, Brandbeschleuniger, Sprengstoff sowie chemische, biologische und radioaktive Stoffe verwendet. Dabei werden verschiedenste Methoden und Taktiken eingesetzt:

- Anschläge mit Sprengstoffen als Briefbombe, Kofferbombe, in fahrenden oder stehenden Fahrzeugen und durch Selbstmordattentäter
- Brandanschläge
- chemische, biologische und radioaktive Angriffe, wobei die Stoffe mit Zerstäubern, durch das Essen oder durch das Trinkwasser verteilt werden
- bewaffnete Angriffe mit Handfeuerwaffen oder Abschussvorrichtungen
- Cyberterrorismus
- gewaltsames oder heimliches Eindringen in das Gebäude
- Spionage mit visuellen, akustischen und elektronischen Hilfsmitteln

Weitere Gefährdungen aus terroristischen Handlungen werden ausführlich im FEMA-Bericht 426 beschrieben (FEMA 426, 2003). In Anhang IV von (BMI, 2007) sind zudem Gefährdungen aus Naturgefahren, technisches und/oder menschlichem Versagen, vorsätzlichen Handlungen und Krieg zu finden.

Auf Basis solcher Gefährdungslisten lassen sich spezifische Szenarien entwickeln, die realistische Ereignisse darstellen. Extreme Ereignisse bewirken in der Regel eine Vielzahl von Beeinträchtigungen. Daher sollte bei der Entwicklung von Szenarien beachtet werden, diese getrennt voneinander zu untersuchen, da ansonsten wenige sehr komplexe Szenarien mit unübersichtlichen Auswirkungen entstehen. Bei Szenarien infolge terroristischer Handlungen ist zudem zu beachten, dass sich die Waffen, Taktiken und Methoden von Terroristen schneller ändern, als das Gebäude verändert werden kann.

Einstufung der Gefährdungsszenarien

Eine absolute Eintrittswahrscheinlichkeit für terroristische Gefährdungsszenarien kann nicht ermittelt werden, jedoch ist eine relative Einordnung in Gefährdungsstufen möglich. Hierzu werden Informationen von den nationalen Sicherheitsbehörden (Dienststellen für Kriminalprävention der Landeskriminalämter)

benötigt. Die Gefährdungsszenarien werden vereinfachend anhand von fünf Faktoren bezüglich ihrer Eintrittswahrscheinlichkeit bewertet:

Existenz: Welche Personen sind der betroffenen Einrichtung, Organisation oder Firma feindlich gesinnt? Ist es Ihnen möglich in das Land einzudringen oder sind sie bereits im Land?

Fähigkeit: Welche Waffen wurden in der Vergangenheit bei Angriffen eingesetzt? Sind die Waffen vor Ort erhältlich oder müssen sie zum Zielgebiet gebracht werden?

Historie: Welcher Art waren die Aktivitäten der terroristischen Gruppe(n) in der Vergangenheit? Wie oft, wann und wo wurden Angriffe verübt und gegen wen haben sie sich gerichtet? Welche Methoden und Taktiken wurden angewendet?

Intention: Welches Ziel will die terroristische Gruppe erreichen? Ist dieses mit einem erfolgreichen Angriff auf das Gebäude erreichbar?

Bedrohung: Ist der Bauherr oder seine Gebäude derzeit im Visier der Terroristen? Sind die Informationen aktuell und glaubwürdig?

Treffen einer oder mehrere Faktoren für ein Gefährdungsszenario zu, so lässt sich für dieses mittels Tabelle 2 der Gefährdungswert abschätzen.

3.1.4 | Verwundbarkeitsbewertung

Im nächsten Schritt wird die Anfälligkeit und Verletzbarkeit der einzelnen Infrastruktureinrichtungen für die ermittelten Gefährdungsszenarien untersucht. Teilweise kann dies eine tiefergehende Analyse der Gebäudefunktionen und -systeme notwendig machen, um Schwachpunkte und fehlende Redundanzen zu identifizieren.

Bei der Verwundbarkeitsbewertung sind sowohl generelle Untersuchungen bezüglich der Lage des Gebäudes als auch spezifische Analysen zu Infrastruktureinrichtungen vorzunehmen. So sind die Faktoren Bekanntheitsgrad X_1 und Zugänglichkeit X_2 für das ganze Gebäude unabhängig von einer einzelnen Infrastruktureinrichtung. Auf der anderen Seite muss spezifisch für jede Infrastruktureinrichtung das Schadensausmaß X_3 für die

Gefährdungswert „G“	Gefährdungsfaktoren				
	Existenz	Fähigkeit	Historie	Intention	Bedrohung
sehr hoch (5)	•	•	•	•	•
hoch (4)	•	•	•	•	•
moderat (3)	•	•	•	•	
gering (2)	•	•	•		
sehr gering (1)	•	•			

Tabelle 2: Bewertungsschema zur Einstufung von Gefährdungen „G“, nach (FEMA 426, 2003)

• Faktor muss vorhanden sein
 • Faktor kann vorhanden sein

Wert für X_1, X_2 oder X_3	Verwundbarkeitsfaktoren		
	allgemeingültig		spezifisch
	Bekanntheitsgrad X_1	Zugänglichkeit X_2	Schadensausmaß X_3
sehr hoch (5)	Prominentes Gebäude, Wahrzeichen	offener Zugang, unbeschränktes Parken	sehr hoch
hoch (4)	Bekanntes Gebäude	offener Zugang, beschränktes Parken	hoch
moderat (3)	Gebäude wahrscheinlich bekannt	Zugangskontrollen, geschützter Eingang	moderat
gering (2)	Gebäude wahrscheinlich nicht bekannt	eingezäunt, bewacht, Zugangskontrollen	gering
sehr gering (1)	Sperrgebiet	geschützte Umfassung, bewaffnete Wachen, strenge Zugangskontrollen	sehr gering

Tabelle 3: Einstufung der Faktoren Bekanntheitsgrad X_1 , Zugänglichkeit X_2 und Schadensausmaß X_3 zur Berechnung des Verwundbarkeitswerts $V = \sqrt[3]{X_1 \cdot X_2 \cdot X_3}$

jeweilige Gefährdung mittels einer fünf-stufigen Skala bestimmt werden (siehe Tabelle 3). Die Verwundbarkeit V einer Infrastruktureinrichtung für eine Gefährdung kann schließlich anhand dieser drei Faktoren mit folgender Formel ermittelt werden:

$$V = \sqrt[3]{X_1 \cdot X_2 \cdot X_3} \quad (1)$$

mit X_1, X_2 und X_3 nach Tabelle 3

Gefährdungsszenarien, die das Tragwerk des Gebäudes betreffen und zum progressiven Kollaps führen, verursachen in der Regel die größten Schäden und werden hier vornehmlich behandelt. Hilfreiche Anregungen zur Verwundbarkeitsuntersuchung und zur Reduktion des Schadensausmaßes von anderen Bereichen der Gebäudeplanung finden sich in FEMA-426 Kapitel 2 und 3.

3.1.5 | Risikobewertung

Aus dem zuvor ermittelten Schutzgutwert S , der Gefährdungsstufe G und der Verwundbarkeit V lässt sich das Risiko eines Schutzgutes unter einer spezifischen Gefährdung bewerten. Der Planer erhält ein relatives Risikoprofil für das Gebäude, aus welchem hervorgeht, für welches Schutzgut unter welcher Gefährdung das Risiko am größten ist. Folgender Ansatz kann mit Hilfe der zuvor ermittelten Bewertungsfaktoren zur Abschätzung des Risikos R verwendet werden:

$$R = \sqrt[3]{S \cdot G \cdot V} \quad (2)$$

mit S Schutzgutwert aus Abschnitt 3.1.2

mit G Gefährdungswert aus Abschnitt 3.1.3

mit V Verwundbarkeitswert aus Abschnitt 3.1.4

Das Ergebnis ist eine Matrix, in der für jede Kombination aus Infrastruktureinrichtung und Gefährdung – unter Berücksichti-

gung der Verwundbarkeit – ein Wert für das spezifische Risiko steht (siehe Beispiel in Tabelle 5). Die Wichtigkeit einer Infrastruktureinrichtung ist unabhängig von der Gefährdungsart, so dass dieser Wert in jeder Spalte gleich groß ist. Auf der anderen Seite ist die Gefährdungsstufe für jedes Szenario unabhängig von der Infrastruktureinrichtung, so dass dieser Wert innerhalb einer Spalte identisch ist. Nach der Risikobewertung weiß der Planer, für welche Infrastruktureinrichtung unter welcher Gefährdung das Risiko am größten ist und kann Maßnahmen zur Verminderung des Schadens ergreifen. Zur Veranschaulichung kann das Ergebnis der Risikobewertung auch per Farbskala in Pläne übertragen werden. Dadurch wird die Lage und Akkumulation von gefährdeten Bereichen deutlich.

Für das Tragwerk bewirken Explosionen mit größeren Sprengstoffmassen, wie sie bei Autobomben vorkommen, häufig die größten Schäden und können zum Einsturz eines Gebäudes führen. Gerade in Städten ist es schwer einen ausreichend große Sicherheitszone zu schaffen. Aber auch der Anprall von Fahrzeugen kann bei kritischen Bauteilen unverhältnismäßig großen Schaden anrichten. In Abschnitt 3.2 wird daher vorwiegend die Bestimmung der Lastparameter für solche Gefährdungsszenarien behandelt.

Risiko	Risikowert „R“
sehr hoch	5
hoch	4
moderat	3
gering	2
sehr gering	1

Tabelle 4: Zuordnung der Risikostufen

Infrastruktureinrichtung	Gefährdungsszenario				
	Autobombe	Kofferbombe	bewaffneter Überfall	Spionage	Mörser-Beschuß
1. Tragwerk	5	2	2	2	3
Wichtigkeit	5	5	5	5	5
Gefährdung	5	3	2	3	2
Verwundbarkeit	4	1	1	1	4
2. Gebäudehülle	5	3	3	2	3
Wichtigkeit	4	4	4	4	4
Gefährdung	5	3	2	3	2
Verwundbarkeit	5	3	2	1	5
3. Gebäudeeinrichtung	2	2	1	1	2
Wichtigkeit	1	1	1	1	1
Gefährdung	5	3	2	3	2
Verwundbarkeit	3	2	1	1	3
4. IT-Einrichtungen	5	3	2	4	3
Wichtigkeit	3	3	3	3	3
Gefährdung	5	3	2	3	2
Verwundbarkeit	3	2	1	5	3

Tabelle 5: Matrix zur Risikobewertung (Beispiel Bankhaus)

3.2 | Schritt 2: Bestimmung der dynamische Einwirkungen

3.2.1 | Einwirkungen aus Fahrzeug-Anprall

Der Anprall ist ein Interaktionsphänomen zwischen einem bewegten Objekt und einem ruhenden Objekt – dem Tragwerk – bei dem die kinetische Energie des Anprallobjektes sehr kurzzeitig in Deformationsenergie umgewandelt wird. Die wesentlichen Parameter einer Anpralluntersuchung sind neben den lokalen und globalen Eigenschaften des Tragwerks die Geschwindigkeit, Masseverteilung und Steifigkeit des Anprallobjektes sowie gegebenenfalls weitere Faktoren wie Anprallwinkel und Bewegung des Anprallobjektes nach der Kollision.

Ein Anprall wird als „harter Stoß“ bezeichnet, wenn die Energie im Wesentlichen durch das Anprallobjekt dissipiert wird, und als „weicher Stoß“, wenn das Tragwerk durch elastisch-plastische Verformung die kinetische Energie absorbiert (DIN 1055-9, 2003).

Masse und Steifigkeit von Fahrzeugen

Die Fahrzeugmasse setzt sich aus dem Leergewicht des Fahrzeugs und einer möglichen Zuladung zusammen. In der Regel ist es bei PKW's und LKW's ausreichend, die gesamte Masse

konzentriert als eine Punktmasse anzunehmen. Bei LKW's mit Anhängern und Sattelzügen kann es gegebenenfalls erforderlich sein, den Anprallkörper durch zwei mit einem nichtlinearen Federelement verbundene Punktmassen zu modellieren. Typische Fahrzeugmassen sind in Tabelle 6 aufgeführt.

Die effektive Kontaktsteifigkeit setzt sich aus der Steifigkeit und plastischen Verformungen des Fahrzeugs und den lokalen Verformungen des betroffenen Bauteils zusammen. Das lokale Deformationsvermögen und die Nachgiebigkeit von Verbundstützen und Stahlbetonwänden kann beim Fahrzeuganprall im Allgemeinen vernachlässigt werden. Bei Stahlstützen können lokale Deformationen das Verformungsvermögen des Bauteils reduzieren und sollten daher durch konstruktive Maßnahmen begrenzt werden.

Fahrzeugtyp	M [t]	k [kN/m]	F _{DI} [kN]
PKW	1,5	1100	400
Kleintransporter	3,5	2300	550
LKW	30	2300	550

Tabelle 6: Steifigkeit und Masse von Fahrzeugtypen

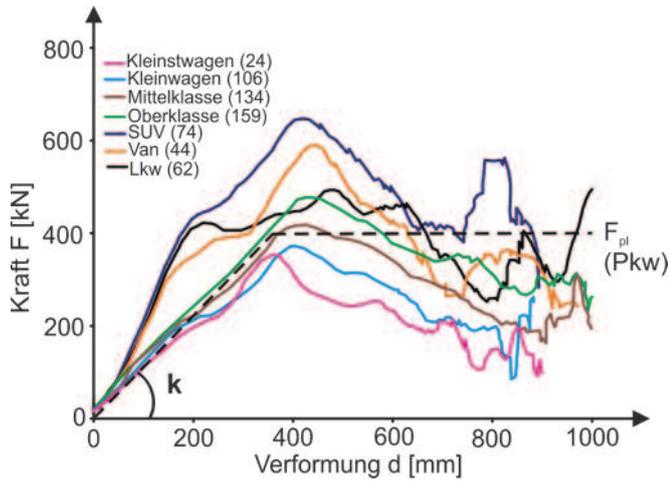


Bild 10: Gemittelte Kraft-Verformungsprofile unterschiedlicher Fahrzeugklassen bei Frontalanprall, Baureihen 1982-2002 (Summers, 2005)

Für die Bestimmung der maximalen Verformung eines Bauteils unter Anpralllasten ist die Kontaktsteifigkeit zwar von untergeordneter Bedeutung, jedoch hat diese Eigenschaft einen großen Einfluss auf die dynamische Antwort der Auflagerkräfte und Schnittgrößen (siehe Abschnitt 3.4). Die Steifigkeit verschiedener Fahrzeuge sind als mittlere Kraft-Verformungskurven und vereinfachte elastisch-idealplastische Federkennlinien in Bild 10 dargestellt. In Tabelle 6 sind empfohlene Werte für verschiedene Fahrzeuge zusammengefasst.

Straßentyp	Geschwindigkeit v_0 [km/h]	Abstand $d_b^{b)}$ [m]
Autobahn – LKW	90	20
Stadtstraße ^{a)} – LKW	50	10
Einfahrt – PKW	20	2
Einfahrt – LKW	15	2
Parkhaus – PKW	10	1

a) Straßenbereiche mit Geschwindigkeitsbegrenzung auf 50 km/h
 b) Der Wert d_b ist bei Böschungen mit 0,6 und bei Abhängen mit 1,6 zu multipliziert.

Tabelle 7: Bemessungswerte zur Bestimmung der Anprallgeschwindigkeit abirrender Fahrzeuge (EN 1991-1-7, 2007)

Geschwindigkeit von Fahrzeugen und Anprallgeometrie

Bei der Ermittlung der Anprallgeschwindigkeit von Fahrzeugen ist zu unterscheiden, ob es sich um ein Unfallszenario oder eine bewusst herbeigeführte Kollision handelt. Im ersten Fall wird davon ausgegangen, dass die Fahrzeuggeschwindigkeit im üblichen Rahmen des Verkehrsgeschehens liegt und das Fahrzeug nach dem Verlassen des Fahrstreifens eine Verzögerung erfährt. Die Anprallgeschwindigkeit v_r lässt sich in diesem Fall wie folgt abschätzen (EN 1991-1-7, 2007):

$$v_r = v_0 \sqrt{1 - d / d_b} \quad (3)$$

- mit v_0 Geschwindigkeit des Fahrzeugs beim Verlassen des Fahrstreifens nach Tabelle 7
- d Abstand der Mittellinie des Fahrstreifens zum Bauteil
- d_b Bremsabstand nach Tabelle 7

Ist der Anprall eines Fahrzeuges hingegen eine bewusst herbeigeführte Aktion (zum Beispiel bei einem Terroranschlag), so ist sowohl von höheren Geschwindigkeiten auszugehen, als auch eine Verzögerung nach Verlassen des Fahrstreifens nicht zu erwarten. Vielmehr ist die anzunehmende Geschwindigkeit im Wesentlichen von der Lage des Gebäudes zur Straße, der Umgebungsbebauung sowie Hindernissen (z. B. Bordstein, Absperrungen, Bepflanzung) abhängig (siehe Bild 11). Der Planer muss dies in Absprache mit dem Bauherrn abschätzen. Die maximale Geschwindigkeit wird – in Abhängigkeit vom Fahrzeugtyp – jedoch nach oben hin in der Hinsicht begrenzt, dass das Fahrzeug noch zielgerichtet steuerbar sein muss.

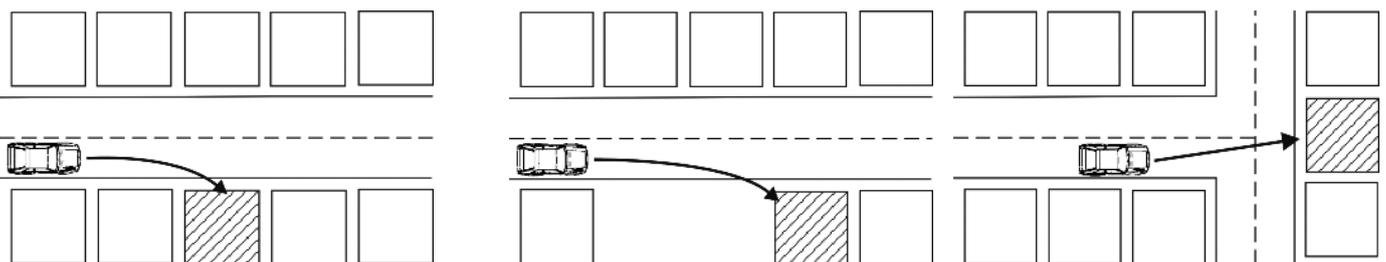
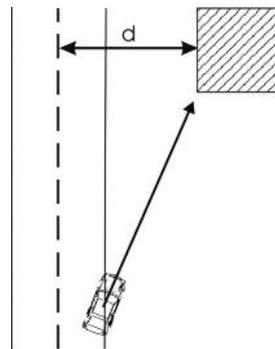


Bild 11: Einfluss der Gebäudelage auf die Anprallgeschwindigkeit eines vorsätzlichen Fahrzeuganpralls

Die Schwerpunktlage des Anprallortes über der Geländeoberkante kann für einen PKW zu $h = 0,5$ m und für einen LKW zu $h = 1,25$ m (0,5 bis 1,5 m) angenommen werden. Die Höhe a der Anprallfläche beträgt bei PKW's 0,25 m beziehungsweise bei LKW's 0,5 m und die Breite b entspricht in der Regel der Breite des Bauteil selbst, jedoch maximal $b = 1,5$ m (Bild 12). (EN 1991-1-7, 2007)

Der Anprallvorgang kann – in Abhängigkeit vom Anprallwinkel – vektoriell in einen Anteil senkrecht und einen Anteil parallel zur Wand zerlegt werden, wobei parallel zur Wand Reibungskräfte wirken. Bei eindimensionalen Bauteilen (Stützen), welche im Stahl- und Verbundbau für vertikale Tragelemente typisch sind, ist von einem Frontalanprall auszugehen.

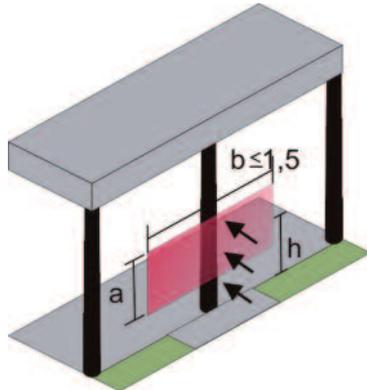


Bild 12: Bezeichnungen der Anprallhöhe und Anprallfläche bei Fahrzeuganprall

3.2.2 | Einwirkungen aus Flugzeug-Anprall

Analog zum Anprall von Fahrzeugen lässt sich der Anprall eines beliebigen Körpers, so auch von Flugzeugen beschreiben. Der Anprall eines zivilen Linienflugzeuges oder eines Militärflugzeuges auf gewöhnliche Gebäude wird aufgrund der hohen kinetischen Energie des Anprallkörpers in der Regel zu einem Versagen der betroffenen Bauteile führen. In diesen Fällen ist das Gebäude mit der Methode der alternativen Lastpfade zu entwerfen. Für kleinere Flugzeuge (Learjet, Cessna, etc.) kann jedoch das Konzept der Resttragfähigkeit sinnvoll sein.

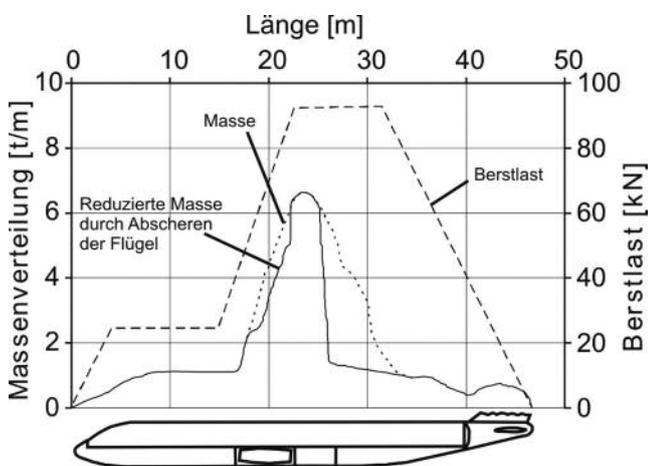


Bild 13: Masse- und Berstlastverteilung einer Boeing 707-320 (Riera, 1968)

Masse und Steifigkeit von Flugzeugen

In den 1960er und 1970er Jahren wurden zahlreiche Untersuchungen zum Flugzeugabsturz auf Kernkraftwerke durchgeführt. Da für Kernkraftwerke aufgrund ihrer massiven Stahlbetonkonstruktion eine sehr steife Standcharakteristik beim Flugzeuganprall angenommen werden kann, wird die daraus resultierende Belastung üblicherweise als Last-Zeit-Funktion angegeben. Bei nachgiebigen Konstruktionen in Stahl- und Verbundbauweise sind diese Ansätze weniger geeignet, wenn auch in den meisten Fällen konservativ. Die Last-Zeit-Funktionen wurden auf Grundlage der Massenverteilung über die Länge und der plastischen Widerstandskurve des Flugzeuges, der sogenannten Berstlastverteilung, bestimmt. In Bild 13 und 14 ist beispielhaft die Massen- und Berstlastverteilung eines zivilen Linienflugzeuges (Boeing 707-320) und eines Militärflugzeuges (F-4F „Phantom“) dargestellt. Auf dieser Basis kann ein Flugzeug als ein System von diskreten Massepunkten und axialen nicht-linearen Federn modelliert werden. Zur Umsetzung solcher Modelle sei hier auf weiterführende Literatur wie (Bignon, 1980) und (Zorn, 1986) verwiesen.

Während Verkehrsflugzeuge aufgrund ihrer Ausdehnung in Längsrichtung mit verteilter Masse abgebildet werden müssen, können Kleinflugzeuge mit ausreichender Genauigkeit als Punktmasse modelliert werden. Die Masse von verschiedenen Kleinflugzeugen sind in Tabelle 8 aufgeführt.

Neben dem Flugzeugrumpf ist normalerweise zusätzlich der Anprall der Triebwerke gesondert zu untersuchen, da diese die massivsten Einzelkomponenten eines Flugzeuges sind. Ein Triebwerk kann in der Regel als starre Punktmasse modelliert werden (siehe Tabelle 8). Die Anprallgeschwindigkeit des Triebwerks ist geringer als die des Flugzeuges, da zum Zeitpunkt des Anpralls des Triebwerks ein Teil der kinetischen Energie bereits durch plastische Verformungen des Flugzeugrumpfes dissipiert ist.

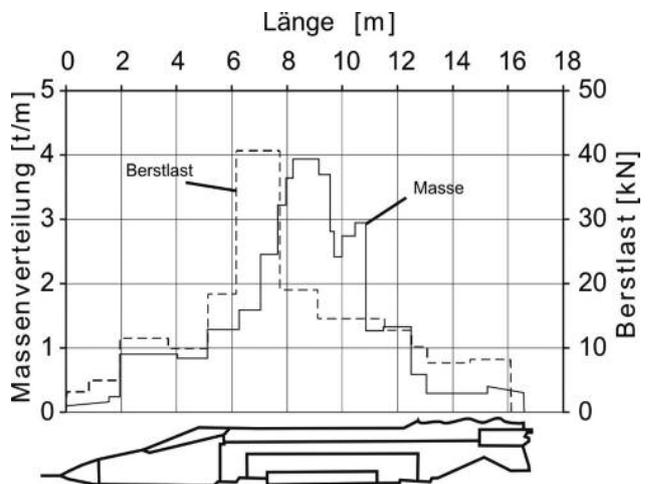


Bild 14: Masse- und Berstlastverteilung einer F-4F „Phantom“ (Zorn, 1986)

Flugzeugtyp	Gesamtes Flugzeug				Triebwerk	
	Unfall		Vorsatz		Masse M [t]	Anprall- geschwindigkeit v_0 [m/s]
	Mittlere Masse m [t]	Absturz- geschwindigkeit v_0 [m/s]	Maximale Masse m_{max} [t]	Maximal- geschwindigkeit $v_{0,max}$ [m/s]		
Cessna 210A	1,7	85	1,8	90	0,4	~ 90 ^{a)}
Lear Jet 23 A	5,5	100	5,7	239	0,2	~ 180 ^{a)}
F-4F „Phantom“	20	215	28	407	1,7	~ 100 ^{b)}
Boeing 707-320	90	100	142	249	2,3	~ 190 ^{a)}
Boeing 747-400	250	100	397	254	4,3	~ 190 ^{a)}

Tabelle 8: Masse und Geschwindigkeit für verschiedene Flugzeugtypen (Faber, 2008), (Stepan, 2005)

a) Abschätzung für Vorsatz (oberer Grenzwert)
b) nach (DIN 25449, 2008) für Unfall

Geschwindigkeit von Flugzeugen und Anprallgeometrie

In Untersuchungen zum Flugzeuganprall an Kernkraftwerken in den 1960er und 1970er Jahren wurde im Allgemeinen von einem Unfall in der Nähe eines Flughafens ausgegangen. Daher wurde für die Anprallgeschwindigkeit nicht die Reisegeschwindigkeit, sondern bei zivilen Linienflugzeugen die Landegeschwindigkeit (ca. 100 m/s) und bei Militärflugzeugen eine mittlere Absturzgeschwindigkeit von 215 m/s angesetzt (Riera, 1968), (HSK, 2003).

Wird hingegen der Anprall eines Flugzeuges vorsätzlich herbeigeführt, ist von einer wesentlich höheren Geschwindigkeit auszugehen. Sie wird zum einen begrenzt durch die Kapazität der Triebwerke und die Struktur des Flugzeuges; zum anderen muss das Flugzeug noch steuerbar sein, um ein gewähltes Ziel mit ausreichender Genauigkeit zu treffen. Somit ist die Anprallgeschwindigkeit sowohl vom Flugzeug selbst abhängig als auch von der geografischen Lage, der Umgebungsbebauung sowie der Höhe und Fläche des Gebäudes. Hohe Gebäude sind leichter anzuvisieren, so dass die Reisegeschwindigkeit oder maximale Geschwindigkeit anzusetzen ist (z. B. 221 m/s und 262 m/s bei den Anschlägen auf das WTC 2001 (FEMA 403, 2002)). Für niedrige Gebäude ist die Anprallgeschwindigkeit wesentlich geringer (z. B. 156 m/s beim Anschlag auf das Pentagon 2001 (FEMA 403, 2002)).

Die Anprallfläche ist abhängig von der Geometrie des Flugzeuges sowie veränderlich über die Länge und somit über die Aufprallzeit. Zur Vereinfachung wird diese Veränderlichkeit häufig vernachlässigt und als Größe der Aufprallfläche der aufgeweitete Rumpfdurchmesser verwendet (z. B. 7 m² für eine Cessna 210A).

Bei hohen Gebäuden ist von dem ungünstigen Fall eines senkrechten Anpralls auf die Wände auszugehen. Bei niedrigen Gebäuden ist gegebenenfalls auch ein Anprall auf das Dach zu untersuchen. Hierbei ist zu beachten, dass der mögliche Angriffswinkel (Neigung gegenüber der Horizontalen) aus flug-

technischen Gründen auf 6° bis 10° begrenzt ist (HSK, 2003). Der kritischste Bereich für einen Flugzeuganprall ist abhängig von der Nutzung und des statischen Systems des untersuchten Bauwerks. In der Regel sind die unteren Stockwerke anfälliger, sofern sie nicht von der Umgebungsbebauung abgeschirmt werden.

3.2.3 | Einwirkungen aus Explosion

Belastungen infolge Explosion lassen sich grundsätzlich auf zwei verschiedene Arten ermitteln: einerseits mit den in unterschiedlichen Formen verfügbaren semi-empirischen Gleichungen und andererseits mit in numerischen Simulationsprogrammen umgesetzten Hydro-Codes. Da bei der Bemessung von Bauwerken in der Regel eine Vielzahl von Explosionsszenarien untersucht werden müssen, auf der anderen Seite jedoch in der Definition der Szenarien eine große Unsicherheit vorliegt, ist die Genauigkeit der semi-empirischen Gleichungen in vielen Fällen ausreichend. Ist die Geometrie des zu untersuchenden Bauwerks jedoch komplex oder sind Mehrfachreflexionen durch die umliegende Bebauung möglich, so ist die Durchführung von Simulationen auf Basis von Hydro-Codes notwendig. (Sauer, 2008)

Nachfolgend werden zunächst die Grundlagen zu Explosionsbelastungen anhand von semi-empirischen Gleichungen erläutert. Anschließend werden ein Nomogramm und Computerprogramme vorgestellt, mittels dessen die Parameter einer Explosionsbelastung einfach ermittelt werden können. Die hier aufgeführten Hilfsmittel sind jedoch nicht anwendbar für Innenraum- und Unterwasser-Explosionen.

Druck-Zeitverlauf von Freifeldexplosion

Explosionen sind lokal begrenzte, sehr schnell ablaufende exotherme Reaktionen, in denen in kürzester Zeit Energie in Form von Licht, Wärme und einer Druckwelle freigesetzt werden. Bei

Freifieldexplosionen ist die Druckwelle das Medium mit dem größten Schadenspotenzial. Sie besteht aus extrem komprimierter Luft und breitet sich sphärisch vom Explosionsherd mit sehr hoher Geschwindigkeit aus, bis ein Gleichgewicht mit der umgebenden Luft erreicht wird. Hierbei fällt der Druck sehr schnell mit der 3. Potenz des Abstandes ab, da zum einen durch das Erhitzen der eingehüllten Luft Energie aufgebraucht wird und zum anderen die Oberfläche, auf die sich die Energie verteilt, mit der 2. Potenz des Abstandes anwächst (siehe Bild 15).

Der Druck-Zeitverlauf von Freifieldexplosionen, auch als Friedländerfunktion bezeichnet, ist charakterisiert durch den Spitzenüberdruck P_{so} , die positive Druckdauer t_d und der Unterdruckphase (siehe Bild 16). Der flächenbezogene Impuls i_s der Explosion entspricht der Fläche zwischen der Druck-Zeit-Kurve und dem atmosphärischen Druck. Der Anstieg zum Spitzenüberdruck erfolgt unmittelbar und fällt anschließend innerhalb von Millisekunden exponentiell ab. Die Unterdruckphase (Sogphase) ist gewöhnlich länger als die Überdruckphase, jedoch aufgrund der wesentlich geringeren Amplitude für Baustrukturen aus Stahl und Beton normalerweise nicht bemessungsrelevant.

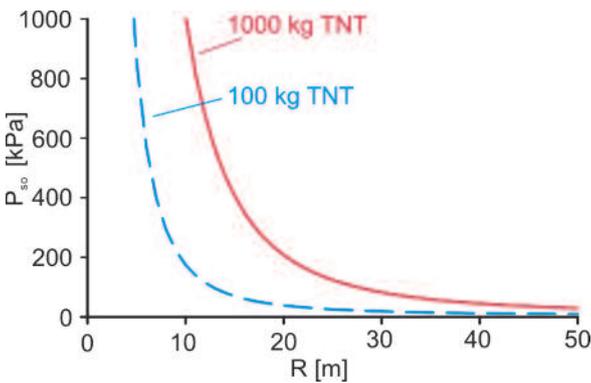


Bild 15: Einfallender Spitzenüberdruck für verschiedene Abstände

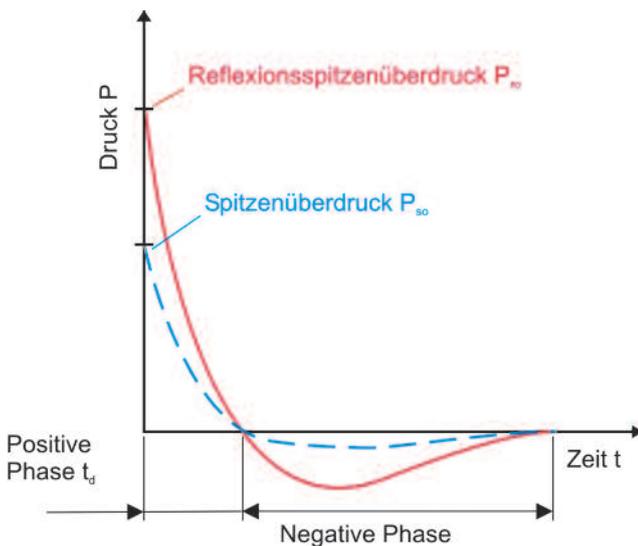


Bild 16: Druck-Zeitverlauf einer Explosion

Für solche Freifieldexplosionen gilt das sogenannte „Cube-Root-law“, wonach alle Kenngrößen allein vom skalierten Abstandsparameter z abhängen. Dieser Parameter kommt daher in vielen empirischen Gleichungen zur Anwendung.

$$z = \frac{R}{m_{eff}^{1/3}} [-] \quad (4)$$

mit R Abstand zum Explosionsherd [m]
 m_{eff} effektive Masse des Sprengstoffs TNT [kg]
 nach Gleichung 5

So verursachen eine Detonation von 1000 kg im Abstand von 100 m und eine Detonation mit 1 kg in 10 m die gleiche Druckwelle bezüglich Form und Spitzenüberdruck, nur die Zeitskala verkleinert sich im Verhältnis von 1:10.

Der Druck-Zeitverlauf ist allein abhängig von der Art und Masse m des Sprengstoffs und dem Abstand R zwischen Explosionsherd und Bauwerk. Da die Druckwellen der hier behandelten Explosionsquellen im Fernbereich qualitativ eine sehr ähnliche Ausprägung besitzen, können diese für verschiedene Sprengstoffe durch Umrechnung in äquivalente Massen TNT beschrieben werden (Sauer, 2008). Entsprechende TNT-Äquivalente sind in (Baker, 1973) zu finden.

Die Friedländerfunktion ist strenggenommen nur gültig, wenn die Druckwelle sich ungestört ausbreiten kann (z. B. Explosionen in großer Höhe). Allerdings lässt sich die Formel auf praxisnahe Szenarien, bei denen die Explosion auf dem Boden stattfindet, erweitern. Bei einer Explosion auf idealisiert-starrem Boden entsteht eine hemisphärische Druckwelle, die identisch ist mit der im Freifeld verursachten, kugelförmigen Druckwelle mit der doppelten Masse (der Boden wirkt als Symmetrieebene, siehe Bild 17). Unter praxisrelevanten Bedingungen ist der Boden jedoch nicht ideal-starr, so dass der Formfaktor k nicht 2 sondern mit guter Näherung zu 1,8 angenommen werden kann. Die in der Berechnung anzusetzende effektive Masse m_{eff} beträgt somit:

$$m_{eff} = m \cdot k \quad (5)$$

mit m Masse des Sprengstoffs TNT
 k Formfaktor der Druckwelle nach Bild 17

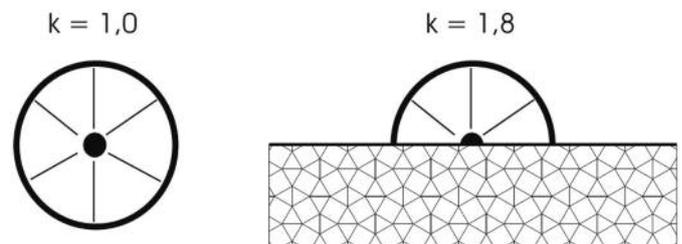


Bild 17: Ausbreitung der Druckwelle einer Explosion im Freifeld (links) und auf dem Boden (rechts)

Findet die Explosion allerdings in endlicher Höhe über dem Boden statt, bilden sich komplexe Reflexionsvorgänge aus, so dass bei der Beschreibung der Druckwelle weitere Einflüsse berücksichtigt werden müssen (Mayrhofer, 2008).

Abgrenzung Nahbereich- und Fernbereichexplosion

Entsprechend dem Abstand zwischen Explosionsherd und Bauteil werden Detonationen dem Nah- oder Fernbereich zugeordnet. Die Grenze liegt bei circa $z = 0,5$ (Mayrhofer, 2008). Im Nahbereich liegt eindeutig eine lokale Beanspruchung vor, die zum Durchstanzen des Bauteils führen kann. Der Nahbereich von Explosionen wird hier nicht weiter behandelt. Die in diesem Leitfaden aufgeführten Formeln sind nur für den Fernbereich gültig.

Semi-empirische Methoden zur Bestimmung der Explosionsbelastung

Zur Ermittlung der Parameter einer Explosionsbelastung stehen eine Vielzahl von semi-empirischen Gleichungen von verschiedenen Autoren zur Verfügung (Baker, 1973), (Kinney, 1985), etc. Weite Verbreitung haben nachfolgende Gleichungen für den Spitzenüberdruck P_{so} , der Dauer der Überdruckphase t_d , den Überdruckzeitverlauf $P_o(t)$ und den flächenbezogenen Impuls der Überdruckphase i_s nach (Kinney, 1985):

$$P_{so} = P_0 \cdot \frac{808 \cdot (1 + (z/4,5)^2)}{\sqrt{1 + (z/0,048)^2} \cdot \sqrt{1 + (z/0,32)^2} \cdot \sqrt{1 + (z/1,35)^2}} \quad [kPa] \quad (6)$$

$$t_d = m_{eff}^{1/3} \cdot \frac{980 \cdot (1 + (z/0,54)^{10})}{(1 + (z/0,02)^3) \cdot (1 + (z/0,74)^6) \cdot \sqrt{1 + (z/6,9)^2}} \quad [ms] \quad (7)$$

$$P_o(t) = P_{so} \left(1 - \frac{t}{t_d}\right) \cdot e^{-\alpha t / t_d} \quad (8)$$

$$i_s = P_{so} \cdot t_d \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1 - e^{-\alpha}}{\alpha^2}\right) \quad (9)$$

- mit P_0 Umgebungsluftdruck [kPa]
 (im Mittel 101,3 kPa bei 15 °C auf Meereshöhe)
 z Abstandsparameter [-] nach Gleichung 5
 m_{eff} effektive Masse des Sprengstoffs [kg]
 nach Gleichung 4
 α Völligkeitsbeiwert [-] nach Tabelle 9

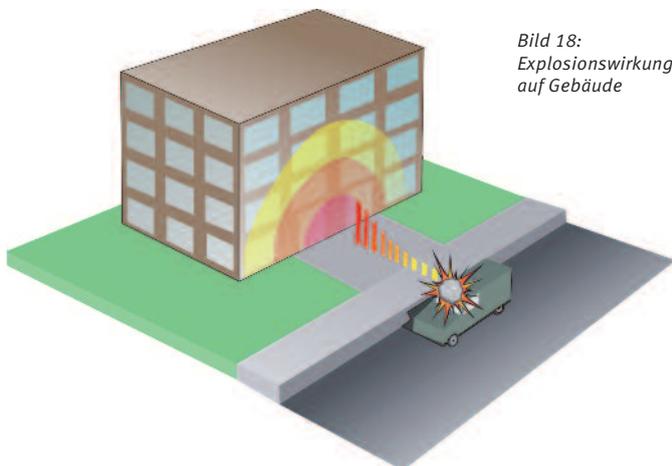


Bild 18:
Explosionswirkung
auf Gebäude

Abstandsparameter z [-]	Völligkeitsparameter α [-]
1,0	3,71
1,5	2,05
2,0	1,34
3,0	0,79
4,0	0,60
5,0	0,50
10,0	0,34
20,0	0,25
30,0	0,22
40,0	0,20
50,0	0,18

Tabelle 9: Völligkeitsbeiwert α (Kinney, 1985)

Reflexionsüberdruck als Bemessungslast auf das Bauwerk

Trifft die Druckwelle auf ein Objekt, so wird diese reflektiert und der Druck an der Oberfläche steigt um ein Vielfaches an. Ursache hierfür ist zum einen die Überlagerung der eintreffenden und reflektierten Druckwelle und zum anderen der sogenannte dynamische Staudruck. Der resultierende Reflexionsüberdruck P_{r0} ist für die Bemessung von Baustrukturen maßgebend und abhängig vom Spitzenüberdruck P_{so} und dem Einfallswinkel φ .

Aufgrund des großen Impedanzunterschiedes (Impedanz ist das Produkt aus Dichte und Wellengeschwindigkeit) zwischen Luft und den hier behandelten Baumaterialien können der Lasteintrag auf das Bauwerk und dessen Reaktion unabhängig betrachtet werden. Somit kann die Explosionsbelastung zunächst an einem als starr angenommen Objekt unabhängig von dessen Lagerung bestimmt werden. Anschließend wird die Bauwerksreaktion unter dieser Last untersucht. Für Bauteile mit geringer Dichte und geringer Steifigkeit, wie zum Beispiel Membranen, ist dies nicht mehr zulässig. (Sauer, 2008)

Bei senkrechter Reflexion ($\varphi = 0^\circ$) kann der Reflexions-Spitzenüberdruck mit einfachen analytischen Methoden ermittelt werden und die Form des Druck-Zeitverlaufs sowie die Dauer der Überdruckphase ändern sich gegenüber der einfallenden Druckwelle nicht (Bild 16). Der Reflexionsspitzenüberdruck P_{r0} für das Auftreffen der Druckwelle für $\varphi = 0^\circ$ lässt sich für ein ideales Gas über folgende Formel berechnen:

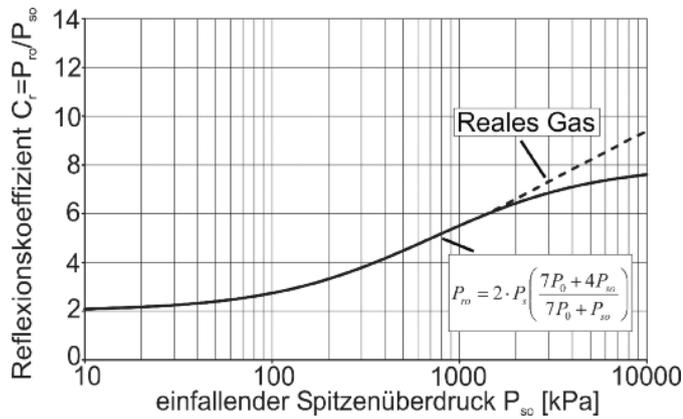


Bild 19: Reflexionskoeffizient C_r für senkrechte Reflexion ($\varphi = 0^\circ$) in Abhängigkeit vom einfallenden Spitzenüberdruck

Diese Formel ist mit Hilfe des Reflexionskoeffizient C_r , der aus dem Verhältnis von Reflexionsspitzenüberdruck P_{ro} zu einfallenden Spitzenüberdruck P_{so} gebildet wird, in Bild 19 dargestellt. Bei hohen Drücken und Temperaturen verhält sich Luft nicht mehr wie ein ideales Gas, so dass der Reflexionsdruck höhere Werte erreichen kann. Für die hier behandelten Fälle im Fernbereich einer Explosion ist der Einfluss jedoch gering (nach (Gebecken, 2008) nur 6 %).

Bei einer schrägen Reflexion, das heißt für einen Einfallswinkel $\varphi \neq 0^\circ$, kann der Spitzenreflexionsdruck ebenfalls analytisch ermittelt werden. Die Form des Druck-Zeitverlauf kann sich jedoch bei schrägen Flächen verändern, so dass gegebenenfalls detailliertere Methoden notwendig sind. Für eine erste Abschätzung allerdings ist die Verwendung des einfallenden Druck-Zeitverlaufs auch für diese Fälle ausreichend genau. Für das Auftreffen der Druckwelle auf nichtsenkrechte Oberflächen ist der Reflexionsfaktor C_r in Bild 20 dargestellt.

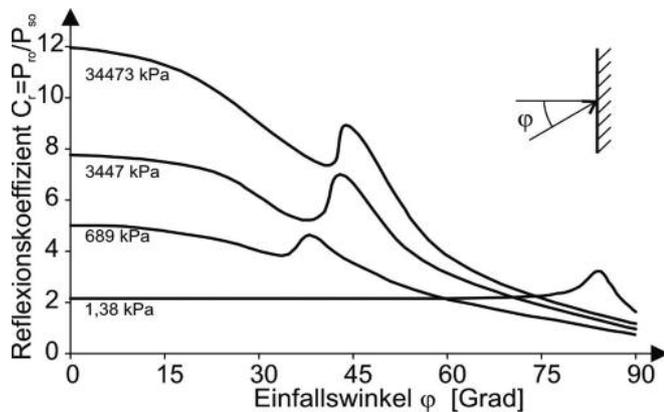


Bild 20: Reflexionskoeffizient C_r in Abhängigkeit vom einfallenden Spitzenüberdruck und Reflexionswinkel (FEMA 427, 2003)

Für die in Abschnitt 3.4 beschriebenen Methoden zur Ermittlung der dynamischen Bauwerksantwort ist es hilfreich, wenn die Explosionsbelastung als dreieckförmigen Druck-Zeitverlauf mit gleichem Impuls vorliegen. Hierzu kann bei gleichem Spitzenüberdruck und Impuls wie der reale Druck-Zeitverlauf die Dauer der Druckbelastung angepasst werden (Bild 21).

$$t_d^* = \frac{2 \cdot i_r}{P_{ro}} \quad (11)$$

$$P_{ro} = 2 \cdot P_{so} \left(\frac{7P_0 + 4P_{so}}{7P_0 + P_{so}} \right) \quad (10)$$

mit P_0 Umgebungsluftdruck
(im Mittel 101,3 kPa bei 15 °C auf Meereshöhe)
 P_{so} einfallender Spitzenüberdruck

Weitere Methoden zur Bestimmung der Explosionsbelastung

Die Parameter der Explosionsbelastung lassen sich neben den semi-empirischen Gleichungen 6 bis 10 auch schnell und einfach mit Hilfe des Nomogramms in Bild 22 bestimmen. Hierzu wird der skalierten Abstandparameter z nach Gleichung 4 als Eingangswert benötigt. Der Spitzenüberdruck P_{so} und der Spitzenreflexionsüberdruck P_{ro} können direkt verwendet werden. Der Impuls i_s , der reflektierte Impuls i_r , die Dauer der Druckphase t_d sind skalierte Faktoren, die mit $m_{eff}^{1/3}$ multipliziert werden müssen um dimensionsbehaftete Werte zu erhalten.

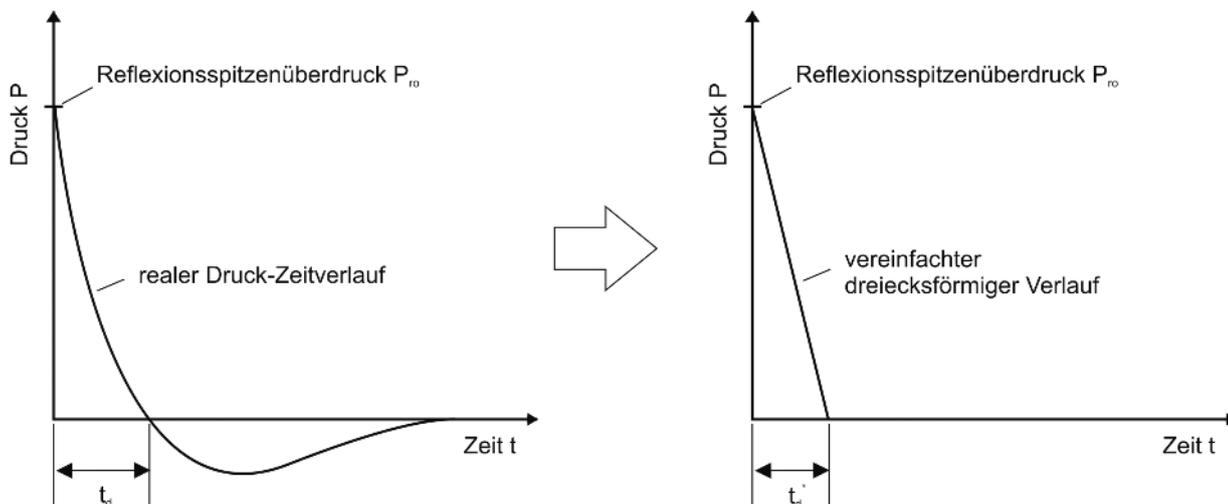


Bild 21: Transformation des realen Druck-Zeitverlaufs in einen vereinfachte dreiecksförmige Belastung

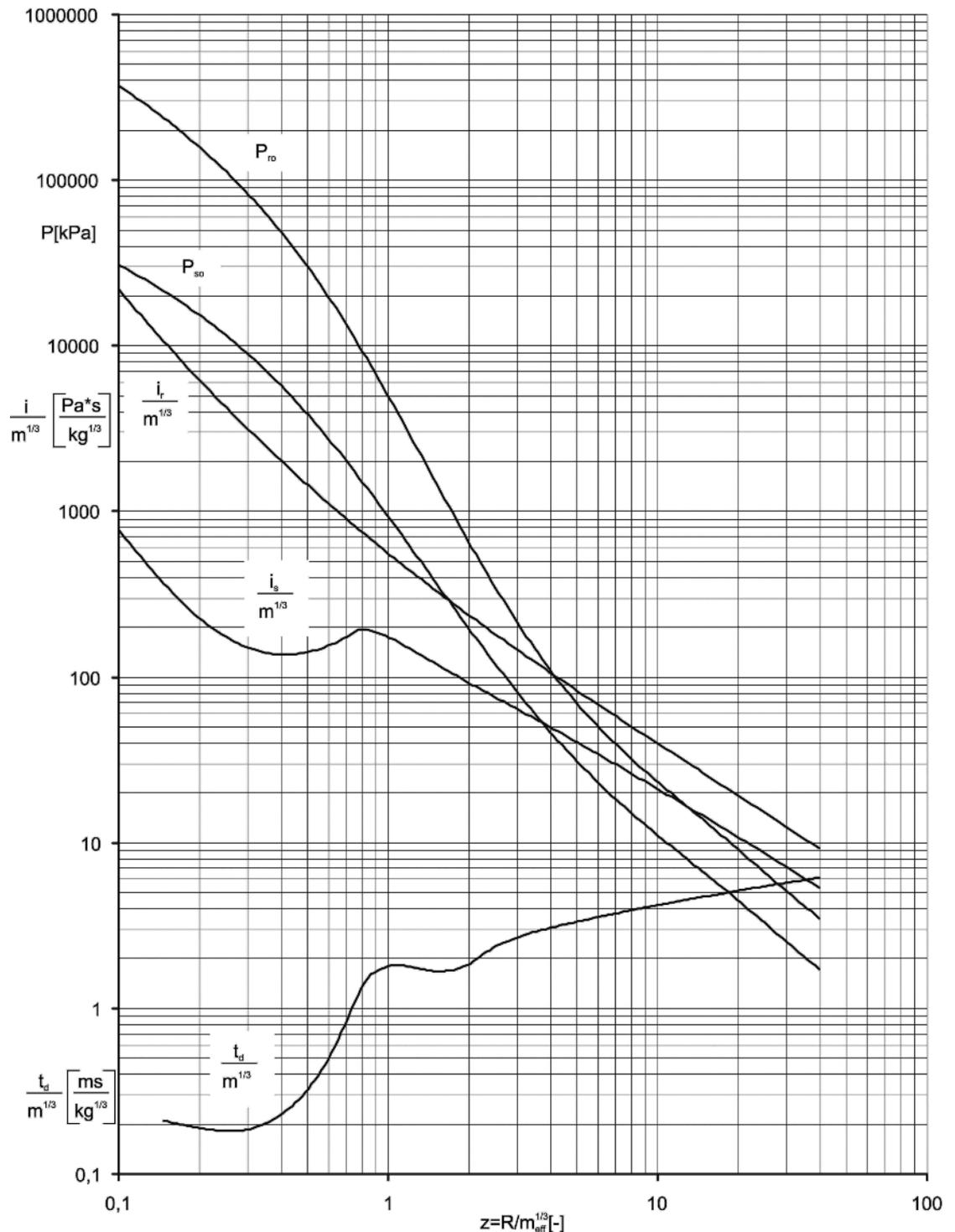


Bild 22: Einfallender und reflektierter Spitzenüberdruck, einfallender und reflektierter Impuls, sowie Dauer der Überdruckphase in Abhängigkeit vom Abstandparameter z (von Britner / Karlsruher Institut für Technologie nach TM5-1300)

Aus Bild 22 erhält man beispielsweise für eine Explosion mit einer effektiven Sprengstoffmasse von 720 kg in einem Abstand von 30 m folgende Werte für die Explosionsdruckwelle: Der skalierte Abstandparameter beträgt $z = R / m_{\text{eff}}^{1/3} = 3,35$, womit $P_{so} = 55 \text{ kPa}$ und $P_{ro} = 160 \text{ kPa}$ abgelesen werden können. Die übrigen Werte aus dem Diagramm müssen mit $m_{\text{eff}}^{1/3}$ multipliziert werden: $i_s = 86 \cdot m_{\text{eff}}^{1/3} = 771 \text{ Pa}\cdot\text{s}$, $i_r = 120 \cdot m_{\text{eff}}^{1/3} = 1255 \text{ Pa}\cdot\text{s}$ und $t_d = 2,9 \cdot m_{\text{eff}}^{1/3} = 26 \text{ ms}$.

Eine Reihe an Ingenieurmodellen zur Abschätzung von Freifelddetonationen ist zudem in Softwareprogrammen umgesetzt. Hierzu gehören unter anderem ATBlast (Applied Research

Associates, Inc.), BlastX, ConWep (beide Protective Design Centre), AirBlast und EBlast (beide Dewey und McMillan Ltd). Sie beinhalten zum Teil auch die Wechselwirkung der Druckwelle mit Bauwerken. Manche Programme (z. B. ATBlast) sind frei im Internet verfügbar, andere nur einem eingeschränkten Nutzerkreis zugänglich.

Eine erste Abschätzung der Auswirkung von Explosionen auf Menschen und Gebäude ohne genauere Berechnung lässt sich mit Hilfe von Bild 23 vornehmen. Die Schäden sind in Abhängigkeit vom Abstand des Explosionsherdes und der Sprengstoffmasse auf Grundlage von Erfahrungswerten dargestellt.

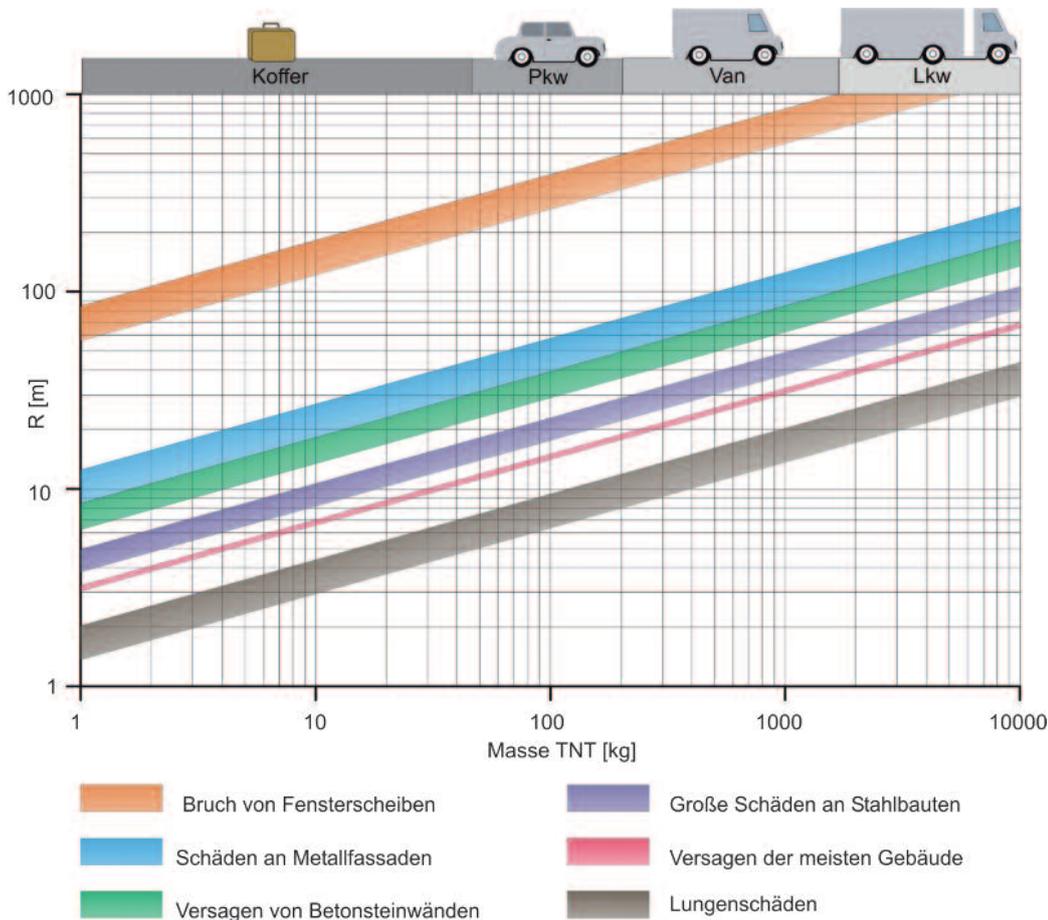


Bild 23: Abschätzung des Schadensausmaßes von Explosionen (nach Formeln und Bewertungen in (Kinney, 1985))

3.3 | Schritt 3: Bestimmung des Lastverformungsverhaltens von Bauteilen

3.3.1 | Randbedingungen und Materialkennwerte

Stützen und Träger tragen horizontale Lasten aus Anprall und Explosion zunächst über Querkraft und Biegung ab. Sobald das Bauteil finite Verformungen erfährt, können bei geeigneten Randbedingungen Membrankräfte aktiviert werden und die Tragfähigkeit steigt signifikant an. Dieser Mechanismus hängt in erster Linie von der umgebenden Struktur ab, inwieweit sie axiale Verformungen behindern kann. Hierbei ist zu beachten, dass diese Verformungsbehinderung nicht nur von der Steifigkeit und Festigkeit sondern auch von der Trägheit der umliegenden Struktur abhängt. Schon relativ geringe Massen an den Bauteilenden bewirken eine effektive axiale Verformungsbehinderung.

Besitzen die anschließenden Bauteile und Anschlüsse eine ausreichende Festigkeit um die Auflagerkräfte aufzunehmen, kann das Lastverformungsverhalten des betroffenen Bauteils herausgelöst von der Gesamtstruktur ermittelt werden. Kommt es jedoch zum Versagen der anschließenden Struktur, sind weitere Kollapsmechanismen an der Substruktur zu untersuchen. Da das Tragverhalten bei zunehmender Zahl beteiligter Bauteilen schwerer zu bewerten wird, sollten Strukturen so entworfen werden, dass an den Versagensmechanismen so wenige Bauteile wie möglich beteiligt sind.

Die Ermittlung der Last-Verformungskurve von Stahl- und Stahlverbundbauteilen ist mit einfachen elastisch-idealplastischen Methoden an Balkenmodellen im Allgemeinen zulässig, solange Stabilitätsversagen ausgeschlossen werden kann. Die Fähigkeit des Bauteils zur Energiedissipation ist entweder begrenzt durch Beulen von Querschnittsteilen unter Druckkräften oder durch Erreichen der Bruchdehnung unter Zugkräften. Um eine ausreichende Rotationskapazität und Robustheit sicherzustellen, sollten Bauteile der Querschnittsklasse 1 verwendet werden. Stähle müssen hohe Zähigkeitsanforderungen erfüllen, um große plastische Verformungen auch bei hohen Dehnraten zu gewährleisten (Kühn, 2005). Ebenso muss die Bewehrung der Betonquerschnittsteile einen schlagartigen Traglastabfall verhindern. Folgende Einflüsse sind bei der Berechnung des Lastverformungsverhaltens zu beachten:

- elastische Nachgiebigkeit des Bauteils und der anschließenden Struktur
- lokale Verformungen des Bauteils (insbesondere unter Anpralllasten)
- Beulen oder Bruch von Querschnittsteilen
- Dehnrateneffekte
- Querkrafttragfähigkeit
- Tragfähigkeit der Anschlüsse und der anschließenden Struktur

Dehnrateneffekte

Dehnrateneffekte unter Anprall- und Explosionslasten haben eine erhebliche Erhöhung der Festigkeiten von Stahl und Beton zur Folge und sind daher in der Bemessung zu berücksichtigen. Die erhöhte Streckgrenze von Stahl $f_{y,dyn}$ lässt sich in Abhängigkeit von der Dehnrate wie folgt ermitteln (Bild 24), (Kühn, 2005):

$$f_{y,dyn}(\dot{\epsilon}, T) = f_y + 960 \cdot \left(1 - 1.0767 \cdot 10^{-4} \cdot T \cdot \ln \left(\frac{10^8}{\dot{\epsilon}} \right) \right)^m \quad (12)$$

- mit f_y Streckgrenze des Baustahls in $[N/mm^2]$
 (Raumtemperatur, quasi-statische Dehnrate)
 T Temperatur in $[K]$
 $\dot{\epsilon}$ Dehnrate in $[s^{-1}]$
 m materialabhängiger Exponent:
 $m = 2,8$ für S235 und S275;
 $m = 3,27$ für S355 und S460

Für Beton kann die durch Dehnraten erhöhte Druckfestigkeit $f_{c,dyn}$ mit folgenden Formeln berechnet werden (Bild 25), (CEB, 1988):

$$f_{c,dyn}(\dot{\epsilon}) = f_{cm} \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{1,026 \cdot \alpha_s} \quad \text{für } |\dot{\epsilon}| \leq 30 \text{ s}^{-1} \quad (13)$$

$$f_{c,dyn}(\dot{\epsilon}) = f_{cm} \cdot \gamma_s \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_{c0}} \right)^{1/3} \quad \text{für } |\dot{\epsilon}| > 30 \text{ s}^{-1} \quad (14)$$

- mit f_{cm} mittlere Beton-Zylinderdruckfestigkeit in $[N/mm^2]$,
 (quasi-statische Dehnrate)
 $\dot{\epsilon}$ Dehnrate in $[s^{-1}]$
 $\dot{\epsilon}_{c0}$ Referenzdehnrate: $-30 \cdot 10^{-6} \text{ s}^{-1}$
 α_s materialabhängiger Exponent $\alpha_s = 1/(5 + 9 \cdot f_{cm}/10)$ [-]
 γ_s materialabhängiger Faktor $\log \gamma_s = 6,156 \cdot \alpha_s - 2$

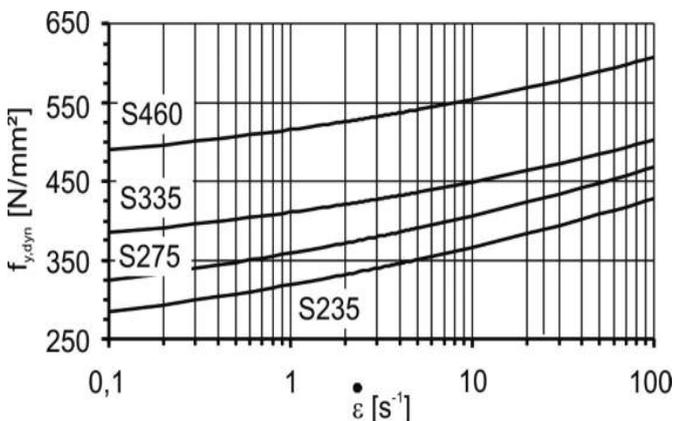


Bild 24: Erhöhungen der Streckgrenze für verschieden Baustähle und Dehnraten

Einfache Abschätzungen der Dehnraten für spezifische Anprall- und Explosionsszenarien sind schwierig. In der Literatur werden für Explosionen Dehnraten von 10 bis 100 s^{-1} und für Fahrzeuganprall 0,07 bis 10 s^{-1} (in Ausnahmefällen bis zu 100 s^{-1}) angegeben (Kühn, 2005). In experimentelle und numerische Untersuchungen an Verbundbauteilen unter Anprall- und Explosionslasten wurden Dehnraten zwischen 0,2 und 4 s^{-1} ermittelt (Hauke, 2008). Wenn keine genaueren Untersuchungen erfolgen, wird empfohlen für die Tragfähigkeit des Bauteils die unteren Grenzwerte und bei der Bemessung der Anschlüsse die oberen Grenzwerte zur Berücksichtigung von Überfestigkeiten zu verwenden (Kapazitätsbemessung).

3.3.2 | Stahl- und Verbundstützen ohne axiale Verformungsbehinderung

Last-Verformungskurve

Das Lastverformungsverhalten von üblichen Stahl- oder Verbundstützen unter Biegebeanspruchung lässt sich, wenn keine axiale Verformungsbehinderung besteht, mit einer bilinearen Kurve beschreiben (Bild 27). Die Anfangssteigung entspricht der elastischen Steifigkeit und das Plateau der plastischen Tragfähigkeit. Die plastische Tragfähigkeit muss unter Berücksichtigung von Dehnrateneffekten ermittelt werden. Der teilplastische Bereich und Verfestigungen werden in diesen bilinearen Modellen vernachlässigt.

Die maximale Verformung des Bauteils wird durch Beulen oder Bruch begrenzt; vereinfacht kann dies auch über ein Duktilitätsverhältnis erfasst werden. Beulen führt insbesondere bei Querschnitten der Klasse 1 oder 2 nicht unbedingt zu einer signifikanten Traglastreduktion. In diesen Fällen können auch größere Verformungen zugelassen werden.

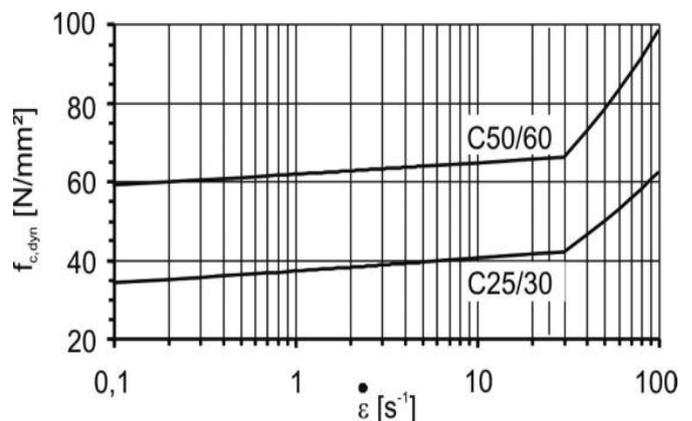


Bild 25: Erhöhungen der Betondruckfestigkeit für verschieden Dehnraten

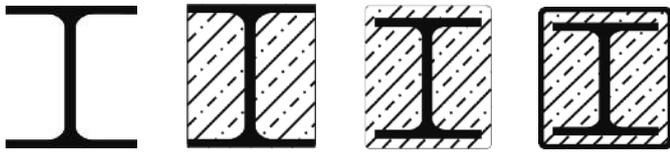


Bild 26: Übliche Querschnitt von Stahl- und Verbundstützen

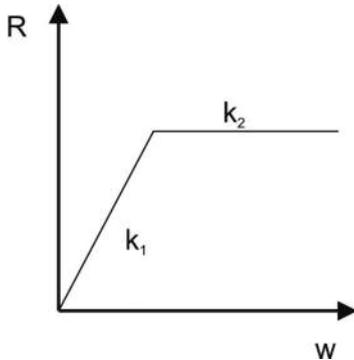


Bild 27: Lastverformungsverhalten von Stahl- und Verbundstützen unter Biegebeanspruchung ohne axiale Verformungsbehinderung

Begrenzung der Verformung durch Beulen

Bei Bauteilen ohne axiale Verformungsbehinderung kann Beulen des Druckflansches als Grenzkriterium für die Verformung verwendet werden. Wenn keine genaueren Berechnungen durchgeführt werden, darf die Grenzverformung w_{cr} infolge Beulen wie folgt bestimmt werden (N-004, 2004):

$$w_{cr} = d_c \cdot \frac{3,5 f_y}{c_1 \beta^3} \left(\frac{\kappa L}{d_c} \right)^2 \quad (15)$$

- mit d_c charakteristische Abmessung nach (N-004, 2004):
 für symmetrische I-Profile Profilhöhe h
 f_y Streckgrenze des Baustahls in $[N/mm^2]$
 c_1 Faktor für Auflagerbedingungen:
 beidseitig eingespannt $c_1 = 2$;
 beidseitig gelenkig $c_1 = 1$
 κ Abstand vom Anprallpunkt zum nächsten Auflager
 $(\kappa L \leq 0,5 L)$
 β Beulfaktor

Für einen Flansch der Querschnittsklasse 1 unter Druckkräften gilt (für Querschnittsklasse 2 und 3 kann 3,0 statt 2,5 verwendet werden):

$$\beta = 2,5 \frac{b_f / t_f}{\sqrt{235 / f_y}} \quad (16)$$

- mit b_f Flanschbreite
 t_f Flanschdicke
 f_y Streckgrenze des Baustahls in $[N/mm^2]$

Für einen Steg der Querschnittsklasse 1 unter Druckkräften gilt (für Querschnittsklasse 2 und 3 kann 0,8 statt 0,7 verwendet werden):

$$\beta = 0,7 \frac{h_w / t_w}{\sqrt{235 / f_y}} \quad (17)$$

- mit h_w Steghöhe
 t_w Stegdicke
 f_y Streckgrenze des Baustahls in $[N/mm^2]$

Die Grenzverformung nach (N-004, 2004) gilt für Stahlbauteile. Sie kann konservativ auch für Verbundstützen nach Bild 26 verwendet werden, da Beulen hier durch die stützende Wirkung des Betons später auftritt (Hauke, 2008).

Begrenzung der Verformung durch Bruch in der Zugzone

Neben Beulen kann die Verformung auch durch Erreichen der Bruchdehnung in der Zugzone beschränkt werden, wobei dies ohne Membrankräfte üblicherweise nicht maßgebend wird. Neben der Materialzähigkeit haben Defekte, Dehnraten und das Vorhandensein von Spannungskonzentrationen einen Einfluss auf die Bruchdehnung. Da Schweißnähte normalerweise Defekte beinhalten und eine geringere Zähigkeit haben, sollten plastische Dehnungen in der Schweißnaht vermieden werden. Dies ist zum Beispiel durch die Verwendung von Stumpfnähten durch die Überfestigkeit des Schweißgutes gewährleistet. Wenn keine genaueren Untersuchungen durchgeführt werden, kann folgende Beziehung zur Bestimmung der Grenzverformung w_{cr} durch Erreichen der Bruchdehnung verwendet werden (N-004, 2004):

$$w_{cr} = d_c \cdot c_w \cdot \varepsilon_{cr} \quad (18)$$

mit d_c siehe Gleichung 15

Faktor für die Verformung:

$$c_w = \frac{1}{c_1} \left(c_{lp} \left(1 - \frac{1}{3} c_{lp} \right) + 4 \left(1 - \frac{W_{el}}{W_{pl}} \right) \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_{cr}} \right) \left(\frac{\kappa L}{d_c} \right)^2 \quad (19)$$

Faktor für die Länge der plastischen Zone:

$$c_{lp} = \left(\frac{\varepsilon_{cr} - 1}{\varepsilon_y} \right) \frac{W_{el} H}{W_{pl}} \left/ \left(\frac{\varepsilon_{cr} - 1}{\varepsilon_y} \right) \frac{W_{el} H}{W_{pl}} + 1 \right. \quad (20)$$

- mit d_c, c_1, κ siehe Gleichung 15
 ε_{cr} Bruchdehnung nach Tabelle 10
 ε_y Fließdehnung
 H dimensionslose plastische Steifigkeit nach Tabelle 10 oder (N-004, 2004)

Stahlgüte	ε_{cr}	H
S235	20 %	0,0022
S355	15 %	0,0034
S460	10 %	0,0034

Tabelle 10: Werte für ε_{cr} und H für verschiedene Stahlgüten nach (N-004, 2004)

Begrenzung der Verformung über das Duktilitätsverhältnis

Alternativ zur expliziten Berechnung der Grenzverformung w_{cr} kann die maximal zulässige Verformung auch über das Duktilitätsverhältnis μ bestimmt werden. μ ist definiert als das Verhältnis von Grenzverformung zu elastischer Verformung (w_{cr} / w_{el}) und kann Tabelle 11 entnommen werden. Die Grenzverformung – ursprünglich für Stahlstützen vorgesehen – können konservativ auch bei Verbundstützen angewendet werden.

Auflagerbedingung	Last	Querschnittsklasse		
		QKL 1 ^{a)}	QKL 2	QKL 3
Kragarm	konzentriert	6	4	2
	verteilt	7	5	2
Beidseitig gelenkig	konzentriert	6	4	2
	verteilt	12	8	3
Beidseitig eingespannt	konzentriert	6	4	2
	verteilt	4	3	2

a) Wenn keine Resttragfähigkeit des Bauteils erforderlich ist, kann μ bis 20 verwendet werden (Mays, 1995)

Tabelle 11: Duktilitätsverhältnis μ für Stahlstützen (N-004, 2004)

3.3.3 | Stahl- und Verbundstützen mit elastischer axialer Verformungsbehinderung

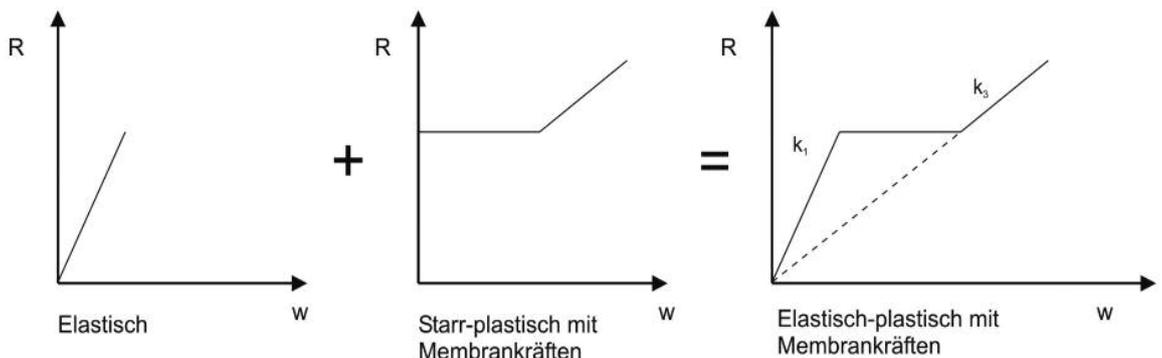
Last-Verformungskurve

Schon relativ kleine axiale Verformungen infolge Biegebeanspruchung haben bei einer Verformungsbehinderung einen erheblichen Einfluss auf die Aktivierung von Membrankräften. Eine äquivalente axiale Steifigkeit k der untersuchten Stütze kann wie folgt definiert werden

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_{node}} + \frac{L}{2EA}, \quad (21)$$

wobei k_{node} die Steifigkeit der umgebenden Struktur ist. Diese kann an der Gesamtstruktur ermittelt werden, indem das betroffene Bauteil entfernt wird und eine Einheits-Last in Längsrichtung des Bauteils aufgebracht wird.

Bild 28: Bestimmung der elastisch-plastischen Last-Verformungskurve unter Berücksichtigung von Membraneffekten



Die Last-Verformungskurve für Stahl- und Verbundstützen mit Membrankräften lässt sich aus einem elastisch-plastischen Biegeanteil und einem starr-plastischen Membrananteil zusammensetzen (Bild 28). Die starr-plastische Last-Verformungskurve für I-Profile unter Einzellasten (Anrall) und Gleichlast (Explosion) für verschiedene elastische axiale Einspanngrade kann Bild 29 entnommen werden (N-004, 2004). Hierbei werden folgende Parameter benötigt:

Dimensionslose Federsteifigkeit c :

$$c = \frac{4 \cdot c_1 k w_c^2}{f_y A L} \quad (22)$$

mit c_1 siehe Gleichung 15
 k nach Gleichung 21
 w_c charakteristische Verformung:
 für I-Profile $w_c = 1,2 W_{pl}/A$

Plastische Tragfähigkeit R_0 für Biegung bei mittigem Anrall:

$$R_0 = \frac{4 \cdot c_1 \cdot f_y \cdot W_{pl}}{L} \quad (23)$$

Dimensionslose Verformung:

$$\bar{w} = \frac{w}{c_1 w_c} \quad (24)$$

Ist der Anrall nicht in der Mitte des Bauteils, kann näherungsweise der Mittelwert der Last-Verformungskurven aus mittigem Anrall für ein Bauteil verwendet werden, bei dem die halbe Systemlänge einmal dem kleineren und einmal dem größeren Abstand von Anrallpunkt zum Auflager entspricht.

Die plastische Tragfähigkeit unter Berücksichtigung der Normalkraft-Momenten-Interaktion kann mit folgender Gleichung angenähert werden:

$$\frac{M}{M_{pl}} + \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^\alpha = 1 \quad \text{mit } 1 < \alpha < 2, \text{ für I-Profile } \alpha = 1,2 \quad (25)$$

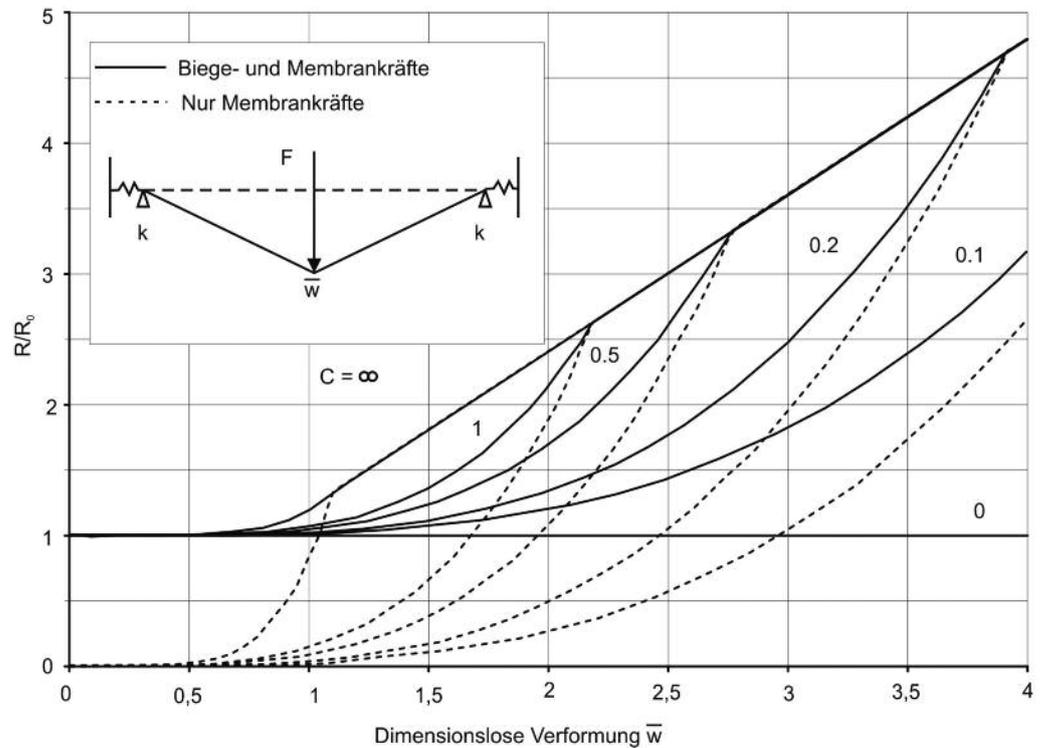


Bild 29: Plastische Last-Verformungskurve für I-Profile mit axialer elastischer Verformungsbehinderung unter Anpralllasten, nach (N-004, 2004)

Begrenzung der Verformung durch Beulen

Auch wenn bei Stützen mit axialer Verformungsbehinderung eher das Erreichen der Bruchdehnung unter Biege- und Zugbeanspruchungen die Verformungen begrenzt, muss ebenso Beulen als Grenzzustand überprüft werden. Für Stützen mit axialer elastischer Verformungsbehinderung kann die Grenzverformung infolge Beulen wie folgt ermittelt werden (N-004, 2004):

$$w_{cr} = d_c \cdot \frac{1}{2c_f} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{14c_f f_y}{c_1 \beta^3} \left(\frac{\kappa L}{d_c} \right)^2} \right) \quad (26)$$

mit $d_c, \beta, c_1, \kappa, f_y$ [N/mm²] siehe Gleichung 15
Axialer Steifigkeitsparameter:

$$c_f = \left(\frac{\sqrt{c}}{1 + \sqrt{c}} \right)^2 \quad (27)$$

mit c dimensionslose Federsteifigkeit nach Gleichung 22

Begrenzung der Verformung durch Bruch in der Zugzone

Die Grenzverformung durch Erreichen der Bruchdehnung unter Biege- und Zugbeanspruchungen kann für Stützen mit axialer elastischer Verformungsbehinderung anhand folgender Gleichung bestimmt werden (N-004, 2004):

$$w_{cr} = d_c \cdot \frac{c_1}{2c_f} \left(\sqrt{1 + \frac{4c_w c_f \epsilon_{cr}}{c_1}} - 1 \right) \quad (28)$$

mit $d_c, c_1, c_f, c_w, \epsilon_{cr}$ siehe Gleichung 15 und nach Tabelle 10

3.3.4 | Verbundwandsysteme

Verbundwandsysteme bestehen aus einer Stahlbetonplatte welche über Verbundmittel an eine Stahl- oder Stahlverbundstütze angeschlossen ist (Bild 30). Sie eignen sich hervorragend zum Schutz vor Explosionen. Durch die Stahlbetonwand können explosions sichere Zonen innerhalb des Gebäudes geschaffen werden und gleichzeitig kann der Betongurt die Biegetragfähigkeit der Stütze erheblich steigern.

Die Verbundwandsysteme werden über die Stahl- oder Stahlverbundstütze mit der übrigen Struktur verbunden. Da jedoch die neutrale Achse durch das Mitwirken der Stahlbetonplatte deutlich außerhalb des Schwerpunktes der Stütze liegt, vergrößert sich bei Verformung infolge positiver Momentenbeanspruchung (die Stahlbetonplatte liegt auf der Seite der Einwirkung) der Abstand zwischen den Anschlusspunkten zunächst. Anschließend können bei großen Verformungen Membrankräfte aktiviert werden. Diese Mechanismen erfordern eine genauere Ermittlung der Bauteil-Bauwerks-Interaktion. Nachfolgend werden daher nur Verbundwandsysteme ohne axiale Verformungsbehinderung behandelt.

Last-Verformungskurve und Grenzverformungen

Die Last-Verformungskurve von Verbundwandsystemen lässt sich zunächst analog zu Stützen nach Abschnitt 3.3.2 mittels der elastischen Steifigkeit k_1 und der plastischen Grenzlast R_0 beschreiben. Bei Erreichen der Bruchdehnung in der Betondruckzone fällt die Last deutlich ab. Bei Querschnitten, wie sie im allgemeinen Hochbau üblich sind, tritt dies bei einer Rotation von etwa 4° auf (Hauke, 2008). Nach dem Versagen der Betondruckzone ist jedoch noch ein erhebliches Resttragvermögen

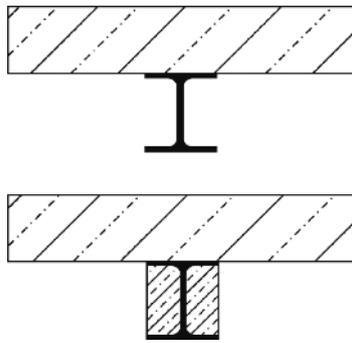


Bild 30: Querschnitte von Verbundwandssystemen

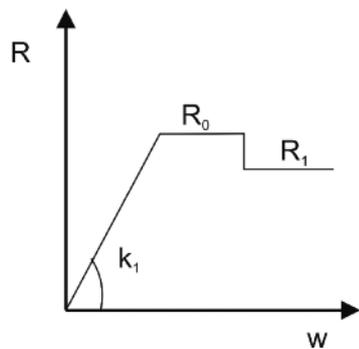


Bild 31: Lastverformungsverhalten von Verbundwandssystemen unter Biegebeanspruchung ohne axialer Verformungsbehinderung

vorhanden. Dieses reduzierte Traglastniveau R_1 kann weiter zur Energiedissipation genutzt werden und lässt sich näherungsweise ermitteln, indem bei der plastischen Querschnittstragfähigkeit der Beton des Gurtes nur mit 20 % seiner ursprünglichen Festigkeit angesetzt wird. Hierfür sollte eine geeignete Bewehrung und nicht zu hohe Betonfestigkeiten verwendet werden, um ein sprödes Versagen zu vermeiden.

Die endgültige Grenzverformung wird schließlich durch Beulen oder durch Erreichen der Bruchdehnung des reinen Stützenquerschnitts erreicht (siehe Gleichung 15 und 18).

3.4 | Schritt 4: Berechnung der dynamischen Bauteilantwort

3.4.1 | Vorbemerkung zu den Berechnungsverfahren

Die dynamische Bauteilantwort infolge Anprall- und Explosionslasten kann unter anderem mittels nichtlinearen Finite-Elemente-Berechnungen oder durch verschiedene Näherungsverfahren bestimmt werden. Finite Elemente Berechnungen im Bereich der nichtlinearen Dynamik erfordern aufgrund der Komplexität und Sensibilität der zugrunde liegenden Algorithmen vertiefte Kenntnisse und einen hohen Zeitaufwand. Diese Methode ist daher ungeeignet zur Vorbemessung von Bauwerken oder bei der Untersuchung einer großen Anzahl an Gefährdungsszenarien. Sie kann jedoch bei komplexen Fragestellungen – zum Beispiel bei der Beteiligung mehrerer Bauteile zum Kollapsmechanismus oder bei der Verifizierung von Detaillösungen – notwendig sein.

Vor diesem Hintergrund sind ingenieurmäßige Näherungsverfahren sinnvoll, die zwar die lokale Bauteilantwort nicht im Detail beschreiben können, aber dennoch eine einfache und

schnelle Möglichkeit liefern, das Tragverhalten von Bauteilen unter Anprall- und Explosionslasten zu analysieren. Eine sehr effiziente Methode hierfür ist, das Bauteil in einen äquivalenten Ein-Massen-Schwinger zu überführen.

Im nachfolgenden Abschnitt werden zunächst Hilfsmittel zur Verfügung gestellt, mit denen die maximale Verformung eines Bauteils unter der dynamischen Einwirkung abgeschätzt werden kann. In Abschnitt 4 sind zusätzliche Hinweise zur Programmierung von Ein- und Zwei-Massen-Schwingern zu finden, mittels dessen zusätzlich die Zeitverläufe der Verformungsgrößen und die Auflagerkräfte berechnet werden können.

3.4.2 | Bestimmung der maximalen Bauteilverformung unter Explosionslasten

Die dynamische Bauteilantwort unter Explosionslasten kann über das Verhältnis von Dauer der Überdruckphase t_d zur Eigenperiode T des Bauteils einer von drei Belastungskategorien zugeordnet werden:

- impulsartige Belastung: $t_d/T < 0,3$
- dynamische Belastung: $0,3 < t_d/T < 3$
- quasi-statische Belastung: $3 < t_d/T$

Entspricht die Bauteilantwort dem ersten oder letzten Fall, so kann die maximale Durchbiegung analytisch mit einfachen Formeln berechnet werden. Ansonsten müssen dynamische Effekte berücksichtigt werden, so dass eine Lösung in geschlossener Form nicht mehr möglich ist.

Impulsartige Belastung

Bei einer impulsartigen Belastung kann die maximale Verformung w_{\max} des Bauteils schrittweise durch Lösen der Gleichung 29 bestimmt werden.

$$\int_0^{w_{\max}} R(w) dw = I^2 / (2 \cdot M_E) \quad (29)$$

mit $\int_0^{w_{\max}} R(w) dw$ Last-Verformungskurve des nichtlinearen Bauteilwiderstandes
 w_{\max} maximale Verformung des Bauteils
 M_E äquivalente Masse des Bauteils

Der Impuls I ist definiert als die Fläche unter der Kurve des Druck-Zeitverlaufs (Bild 21).

$$I = \int_0^{t_d^*} F(t) dt = \frac{1}{2} \cdot F_{\max} \cdot t_d^* \quad (30)$$

mit F_{\max} resultierender Reflexionsspitzenruck
 t_d^* fiktive Dauer der Überdruckphase

Die viskose Dämpfung des Systems ist bei diesen Fällen von untergeordneter Bedeutung und wird vernachlässigt.

Quasi-statische Belastung

Für Explosionsbelastungen, in denen der Druckanstieg schlagartig erfolgt und konstant bleibt (z. B. Innendruck), kann die maximale Bauteilverformung w_{max} schrittweise mit folgender Gleichung bestimmt werden:

$$\int_0^{w_{max}} R(w)dw = F_{max} \cdot w_{max,el} \quad (31)$$

mit F_{max} resultierender Reflexionsspitzenruck
 $w_{max,el}$ maximale Verformung des elastischen Bauteils unter der Last F_{max}

Dynamische Belastung

Für Explosionsszenarien, die einer dynamischen Belastung zuzuordnen sind, kann die maximale Verformung des Bauteils aus Nomogrammen ermittelt werden, die auf der dynamischen Antwort eines (nichtlinearen) Ein-Massen-Schwingers basieren. Sie zeigen für typische Explosions-Belastungen das Verhältnis der maximalen dynamischen Verschiebung zur statischen Verschiebung w_{max} / w_{el} in Abhängigkeit vom Verhältnis der Lasteinwirkungszeit t_d zur Eigenperiode T . In Bild 32 ist ein Nomogramm für einen dreieckförmigem Druck-Zeit-Verlauf und Bauteilen mit bilinearer (elastisch-plastisch, $k_3 = 0$) und trilinearer (mit Membraneffekten, $k_3 > 0$) Last-Verformungskurven dargestellt.

Grundlage zur Verwendung dieses Nomogramms ist die Transformation des realen Bauteils in einen äquivalenten Ein-Massen-Schwinger. Für einige praxisrelevante statische Systeme unter Einzel- und Gleichstreckenlasten sind hierfür Umrechnungsfaktoren in Tabelle 12 zusammengefasst (N-004, 2004). Für weitere Fälle können diese Faktoren nach Abschnitt 4.1 bestimmt werden.

Äquivalente Masse:

$$M_E = K_{m,u} \cdot M_u + K_{m,c} \cdot M_c \quad (32)$$

mit M_u gesamte verteilte Masse des Bauteils
 M_c konzentrierte Masse des Bauteils
 $K_{m,u}, K_{m,c}$ Massefaktoren für verteilte und konzentrierte Massenverteilung nach Tabelle 12

Äquivalente Steifigkeit:

$$K_E = K_l \cdot k_i \quad (33)$$

mit k_i Steifigkeit des Bauteils
 (elastischer Bereich $k_i = k_1$, plastischer Bereich $k_i = 0$, Membransteifigkeit $k_i = k_3$)
 K_l Lastfaktoren nach Tabelle 12

Äquivalente Belastung

$$F_E(t) = K_l \cdot F \quad (34)$$

mit $F = \int_0^l p(x) dx$ Resultierende der Belastung
 K_l Lastfaktoren nach Tabelle 12

In Tabelle 12 ist zudem der Last-Masse-Faktor K_{lm} als Verhältnis von Massefaktor K_m zu Lastfaktor K_l eingeführt.

Für elastische Systeme sind die Steifigkeit k_1 sowie Masse- und Lastfaktoren konstant. Die dynamische Bauteilantwort lässt sich direkt über die Eigenperiode T des äquivalenten Ein-Massen-Schwingers bestimmen.

Für nicht-lineare Systeme hängt die Steifigkeit von der Verformung des Systems ab. Bilineare Systeme sind charakterisiert über die elastische Steifigkeit k_1 und die Verformung w_{el} an der elastischen Grenze. Trilineare Systeme sind zudem charakterisiert über die Membransteifigkeit k_3 (Bild 28). Die Last-Masse-Faktoren verändern sich vom elastischen zum nicht-linearen Bereich, was vereinfachend wie folgt berücksichtigt werden kann (N-004, 2004):

$$K_{lm}^* = \frac{K_{lm}^{elastisch} + (\mu - 1)K_{lm}^{plastisch}}{\mu} \quad (35)$$

mit $\mu = w_{max}/w_{el}$ Duktilitätsverhältnis

Da μ nicht a priori bekannt ist, sind gegebenenfalls Iterationen notwendig.

Die Eigenperiode T des Ein-Massen-Schwingers wird mit Gleichung 36 berechnet.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{M_E}{K_E}} = 2\pi \sqrt{\frac{K_{lm,u} \cdot M_u + K_{lm,c} \cdot M_c}{k_1}} \quad (36)$$

mit $k_1, K_{lm,u}, K_{lm,c}$ nach Tabelle 12

Die Eigenperiode von Bauteilen mit einem kleinen Verhältnis von Länge zu Steghöhe kann erheblich von Schubverformungen beeinflusst werden, insbesondere wenn sie beidseitig eingespannt sind ($L/h_w < 10$). Die elastische Eigenperiode sollte dann wie folgt modifiziert werden (N-004, 2004):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{K_{lm,u} \cdot M_u + K_{lm,c} \cdot M_c}{k_1'}} \cdot \eta \quad (37)$$

mit $\frac{1}{k_1'} = \frac{1}{k_1} + \frac{1}{k_Q}$ modifizierte Bauteilsteifigkeit infolge Schubverformungen

$k_Q = c_Q \frac{GA_w}{L}$ Schubsteifigkeit des Bauteils

$\eta = \sqrt{1 + \left(c_s \cdot \frac{\pi \cdot r_g}{L} \right)^2 \left(1 + \frac{E}{G} \frac{A}{A_w} \right)}$ Einflussfaktor für Schubverformungen

c_Q Parameter für die Lastkonfiguration (8 für Gleichstreckenlast; 4 für Einzellast)

c_s Parameter für die Auflagerbedingung (1,0 für beidseitig gelenkig; 1,25 für einseitig eingespannt; 1,5 für beidseitig eingespannt)

Schließlich wird mit dem Verhältnis aus Einwirkungsdauer t_d (Abschnitt 3.2.3) zur Eigenperiode T (Gleichung 36 oder 37) und dem Verhältnis aus der elastischen Grenzlast R_{el} zur resultierenden Lastamplitude F_{max} aus Bild 32 das Verhältnis aus w_{max} zu w_{el} abgelesen.

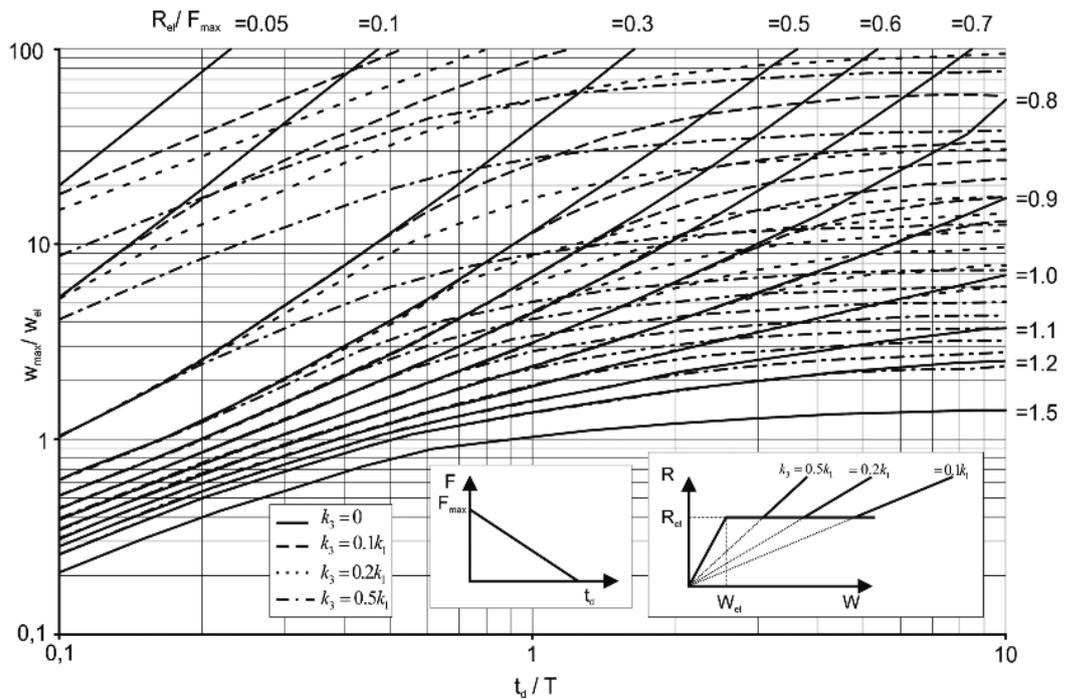


Bild 32: Dynamische Antwort eines nichtlinearen Ein-Massen-Schwingers unter Explosionslast nach (N-004, 2004)

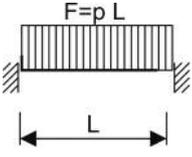
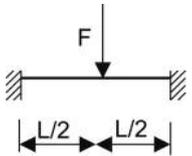
Die dynamischen Reaktionskräfte V je Auflager können mit Hilfe der in Tabelle 12 aufgeführten Formeln berechnet werden. Hierbei ist F die zeitabhängige Belastung und R der zeitabhängige Bauteilwiderstand. Einen oberen Grenzwert der Auflagerkraft

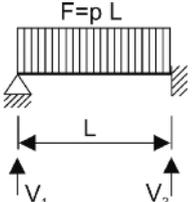
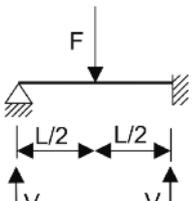
kann mit den Maximalwerten von F und R abgeschätzt werden. Für eine genauere Ermittlung der Auflagerkräfte werden jedoch die Zeitverläufe von F und R benötigt (siehe Kapitel 4).

Lastfall	Widerstand	Lastfaktor K_l	Massefaktor K_m		Last-Massefaktor K_{lm}		Maximaler Widerstand R_{el}	Lineare Steifigkeit k_1	Dynamische Reaktion V
			Konzentrierte Masse $K_{m,c}$	Verteilte Masse $K_{m,u}$	Konzentrierte Masse $K_{lm,c}$	Verteilte Masse $K_{lm,u}$			
	Elastisch	0,64		0,50		0,78	$\frac{8M_{pl}}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$	$0,39R + 0,11F$
	Plastisch Biegung	0,50		0,33		0,66	$\frac{8M_{pl}}{L}$	0	$0,38R_{el} + 0,12F$
	Plastisch Membran	0,50		0,33		0,66	$\frac{4N_p}{L}$		$\frac{2N_{pl}W_{max}}{L}$
	Elastisch	1,0	1,0	0,49	1,0	0,49	$\frac{4M_{pl}}{L}$	$\frac{48EI}{L^3}$	$0,78R - 0,28F$
	Plastisch Biegung	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{4M_{pl}}{L}$	0	$0,75R_{el} - 0,25F$
	Plastisch Membran	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{4N_{pl}}{L}$		$\frac{2N_{pl}W_{max}}{L}$

Tabelle 12, Teile 1–3: Masse-, Steifigkeits- und Lastfaktoren für Balken (N-004, 2004)
 p = Explosionslast pro Längeneinheit
 M_{pls} = plastische Momententragfähigkeit am Auflager
 M_{plm} = plastische Momententragfähigkeit in Feldmitte

$$m_1 = \frac{EI}{L^3} \left(\frac{1,5 \cdot M_{pls}}{M_{pls} + 2 \cdot M_{plm}} + 0,25 \right) \quad m_2 = L^3 \left(\frac{1,5 \cdot M_{pls}}{M_{pls} + 2 \cdot M_{plm}} + 0,5 \right)$$

Lastfall	Widerstand	Lastfaktor K_l	Massefaktor K_m		Last-Massefaktor K_{lm}		Maximaler Widerstand R_{el}	Lineare Steifigkeit k_1	Äquivalente lineare Steifigkeit k_e	Dynamische Reaktion V
			Konzentrierte Masse $K_{m,c}$	Verteilte Masse $K_{m,u}$	Konzentrierte Masse $K_{lm,c}$	Verteilte Masse $K_{lm,u}$				
	Elastisch	0,53		0,41		0,77	$\frac{12M_{pls}}{L}$	$\frac{384EI}{L^3}$	307 · m ₁	0,36R + 0,14F
	Elasto-plastisch Biegung	0,64		0,50		0,78	$\frac{8(M_{pls} + M_{plm})}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$		0,39R _{el} + 0,11F
	Plastisch Biegung	0,50		0,33		0,66	$\frac{8(M_{pls} + M_{plm})}{L}$	0	0,38R _{el} + 0,12F	
	Plastisch Membran	0,50		0,33		0,66		$\frac{4N_{pl}}{L}$	$\frac{2N_{pl}W_{max}}{L}$	
	Elastisch	1,0	1,0	0,37	1,0	0,37	$\frac{4(M_{pls} + M_{plm})}{L}$	$\frac{192EI}{L^3}$	48 · m ₁	0,71R – 0,21F
	Plastisch Biegung	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{4(M_{pls} + M_{plm})}{L}$	0		0,75R _{el} – 0,25F
	Plastisch Membran	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33		$\frac{4N_{pl}}{L}$	$\frac{2N_{pl}W_{max}}{L}$	

Lastfall	Widerstand	Lastfaktor K_l	Massefaktor K_m		Last-Massefaktor K_{lm}		Maximaler Widerstand R_{el}	Lineare Steifigkeit k_1	Äquivalente lineare Steifigkeit k_e	Dynamische Reaktion V
			Konzentrierte Masse $K_{m,c}$	Verteilte Masse $K_{m,u}$	Konzentrierte Masse $K_{lm,c}$	Verteilte Masse $K_{lm,u}$				
	Elastisch	0,58		0,45		0,78	$\frac{8M_{pls}}{L}$	$\frac{185EI}{L^3}$	160 · m ₂	v ₁ = 0,26R + 0,12F v ₂ = 0,43R + 0,19F
	Elasto-plastisch Biegung	0,64		0,50		0,78	$\frac{4(M_{pls} + 2M_{plm})}{L}$	$\frac{384EI}{5L^3}$		0,39R + 0,11F ± M _{pls} /L
	Plastisch Biegung	0,50		0,33		0,66	$\frac{4(M_{pls} + 2M_{plm})}{L}$	0	0,38R + 0,12F ± M _{pls} /L	
	Plastisch Membran	0,50		0,33		0,66		$\frac{4N_{pl}}{L}$	$\frac{2N_{pl}W_{max}}{L}$	
	Elastisch	1,0	1,0	0,43	1,0	0,43	$\frac{16M_{pls}}{3L}$	$\frac{107EI}{L^3}$	106 · m ₂	v ₁ = 0,25R + 0,07F v ₂ = 0,54R + 0,14F
	Elasto-plastisch Biegung	1,0	1,0	0,49	1,0	0,49	$\frac{2(M_{pls} + 2M_{plm})}{L}$	$\frac{48EI}{L^3}$		0,78R – 0,28F ± M _{pls} /L
	Plastisch Biegung	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33	$\frac{2(M_{pls} + 2M_{plm})}{L}$	0	0,75R – 0,25F ± M _{pls} /L	
	Plastisch Membran	1,0	1,0	0,33	1,0	0,33		$\frac{4N_{pl}}{L}$	$\frac{2N_{pl}W_{max}}{L}$	

Wenn nicht nur die maximalen Zustandsgrößen, sondern wie beispielsweise zur Berechnung der Auflagerkräfte auch deren Zeitverläufe von Interesse sind, kann die dynamische Bauteilantwort mittels numerischer Integration der Bewegungsdifferentialgleichung ermittelt werden. Dies wird auch notwendig, wenn Belastungs-Zeitverläufen und Widerstandskurven verwendet werden sollen, die nicht in Nomogrammen aufbereitet sind. Hinweise hierzu sind in Kapitel 4 zu finden.

3.4.3 | Bestimmung der maximalen Bauteilverformung unter Anpralllasten

Die dynamische Antwort des Bauteils unter Anpralllasten kann mit Hilfe von Zwei-Massen-Schwingern – eine Masse für das Bauteil und eine für den Anprallkörper – beschrieben werden. Die allgemeine Lösung dieser Bewegungsdifferentialgleichung wird in Kapitel 4 beschrieben. Hiermit kann der Zeitverlauf von Verformungen, Schnittgrößen und Auflagerkräften berechnet werden.

Für eine Vorbemessung kann die maximale Verformung jedoch auch über den Energieansatz ermittelt werden. Hierzu ist die Vorstellung hilfreich, dass das dynamische Verhalten des Anpralls eines bewegten Körpers auf ein ruhendes Bauteil in drei Phasen unterteilt werden kann:

Phase 1: Der bewegte Körper trifft auf das ruhende Bauteil, wobei der Körper abgebremst und das Bauteil beschleunigt wird, bis beide Körper die gleiche Geschwindigkeit haben. Dies kann mit plastischen Verformungen des Körpers oder im Lokalbereich des Bauteils einhergehen.

Phase 2: Anprallkörper und Bauteil bewegen sich mit gleicher Geschwindigkeit. Sie werden gleichmäßig durch elastische und gegebenenfalls plastische (Biege-) Verformungen des Bauteils abgebremst, bis die Geschwindigkeit Null ist und die maximale Verformung des Bauteils erreicht wird.

Phase 3: Das Bauteil schwingt infolge der in elastischen Verformungen gespeicherten Energie zurück und wirft den Körper zurück.

Die maximale Bauteilverformung lässt sich mit einfachen Formeln basierend auf dem plastischen Stoß (Phase 1) und dem Energieerhaltungssatz (Phase 2) berechnen.

Berechnung der maximalen Bauteilverformung

Nach den Gesetzen des plastischen Stoßes beträgt die gemeinsame Geschwindigkeit \bar{v} von Bauteil und Anprallkörper nach dem Stoß:

$$\bar{v} = \frac{M_{E1} \cdot v_0}{M_{E1} + M_{E2}} \quad (38)$$

mit v_0 Geschwindigkeit des Anprallkörpers

M_{E1} Masse des Anprallkörpers

(z. B. Fahrzeugmasse)

M_{E2} äquivalente Masse des Bauteils nach Gleichung 32

Beim voll-plastischen Stoß wird ein Teil der kinetischen Energie in plastische Verformung des Anprallkörpers umgewandelt, wobei elastische Verformungen des Anprallkörpers vernachlässigbar sind. Diese Modellvorstellung trifft gut auf den Anprallvorgang von Fahrzeugen zu.

Die restliche kinetische Energie $E_{kin}' = 1/2 \cdot (M_{E1} + M_{E2}) \cdot \bar{v}^2$ beider Körper nach dem plastischen Stoß muss schließlich durch Verformungsenergie des Bauteils aufgenommen werden, so dass die Bauteilverformung w_{max} mit folgender Gleichung bestimmt werden kann:

$$\int_0^{w_{max}} R(w) dw = \frac{1}{2} \frac{M_{E1}^2 v_0^2}{M_{E1} + M_{E2}} \quad (39)$$

Werden neben der maximalen Verformung zeitabhängige Größen, Auflager- und Schnittgrößen gebraucht, ist die Lösung der Bewegungsgleichung für den Zwei-Massen-Schwinger notwendig. Die Vorgehensweise wird in Kapitel 4 erläutert.

3.5 | Schritt 5: Nachweise

3.5.1 | Vorbemerkungen zur Nachweisführung

In den bisherigen Abschnitten wurde beschrieben, wie für eine außergewöhnliche Einwirkung aus Anprall oder Explosion (Schritt 1 und 2) die dynamische Antwort (Schritt 4) eines Bauteils ermittelt wird, welches durch seine Last-Verformungskurve charakterisiert ist (Schritt 3). In diesem letzten Schritt werden schließlich die notwendigen Nachweise beschrieben, um das planmäßige Bauteilverhalten sicherzustellen.

Entscheidend für die Ausnutzung der plastischen Verformungen des Bauteils zur Energiedissipation ist der Erhalt der Bauteilintegrität auch im Hinblick auf dessen Anschlüsse und der anschließenden Struktur. Diese Nachweise sind sowohl für tragende, als auch für nichttragende Bauteile zu führen, die für die Energiedissipation angesetzt werden. Zusätzlich ist für tragende Elemente eines Gesamttragwerkes nachzuweisen, dass die Resttragfähigkeit des Bauteils genügend groß ist, um den planmäßigen Beitrag zum Lastabtrag zu leisten und somit die Standsicherheit des gesamten Bauwerks zu erhalten.

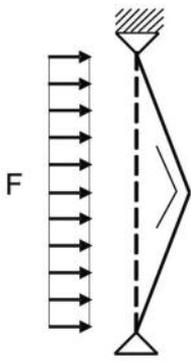


Bild 33: Nachweis der Bauteilintegrität während der Einwirkung (tragende und nichttragende Bauteile)



Bild 34: Nachweise der Resttragfähigkeit nach der Einwirkung (nur tragende Bauteile)

Die kurzzeit-dynamische Einwirkung und der Zustand danach stellen eine außergewöhnliche Bemessungssituation dar. Deshalb können die Teilsicherheitsbeiwerte für Stahl $\gamma_{M,a}$ zu 1,0 und für Beton $\gamma_{M,c}$ zu 1,3 gesetzt werden. Die kurzzeit-dynamischen Einwirkungen aus Anprall und Explosion nach Abschnitt 3.2 sind direkt als Bemessungswerte anzusetzen. Der Nachweis der Resttragfähigkeit wird für außergewöhnliche Bemessungssituationen nach (EN 1990, 2002) geführt.

3.5.2 | Nachweis der Bauteilintegrität

Zum Erhalt der Bauteilintegrität während der kurzzeit-dynamischen Einwirkung ist nachzuweisen, dass das Bauteil, seine Anschlüsse und die angrenzende Struktur der Einwirkung aus Explosion oder Anprall widerstehen können. Hierbei sind plastische Verformungen – insbesondere des Bauteils – zulässig (Bild 33). „Spröde“ Versagensformen mit einem plötzlichen Verlust der Tragfähigkeit müssen ausgeschlossen werden.

Grenzverformung des Bauteils

Um eine effektive Energiedissipation des Bauteils sicherzustellen, muss dessen schlagartiges Versagen verhindert werden. Dies ist bei Einhaltung der in Abschnitt 3.2 beschriebenen Grenzverformungen gewährleistet. Somit ist nachzuweisen, dass die maximale Verformung w_{max} kleiner als die Grenzverformung w_{cr} nach Gleichung 15, 18, 26, 28 oder Tabelle 11 ist.

$$w_{max} \leq w_{cr} \quad (40)$$

Grenzrotation der Anschlüsse

Die großen Verformungen (Endverdrehungen) des Bauteils müssen von gelenkigen Anschlüssen ohne deren Versagen aufgenommen werden können. Die notwendige Auflagerrotation ϕ_{max} kann über die maximale Verformung w_{max} berechnet werden:

$$\phi_{max} = w_{max} / a \quad (41)$$

mit a Abstand vom Ort der maximalen Durchbiegung zum nächsten Auflager

Die vorhandene Rotationsfähigkeit des Anschlusses kann nach (EN 1993-1-8, 2005) bestimmt werden.

In der Regel ist es ausreichend, die Verbindungen derart auszubilden, dass die duktilen Teile des Anschlusses (Fahnenbleche, Winkel, Kopfplatten) sich plastisch verformen können. Spröde Teile (Schrauben, Schweißnähte) dürfen dann unter der aus der plastischen Verformung resultierenden Last nicht versagen.

Querkrafttragfähigkeit

Querkraftversagen ermöglicht nur geringe plastische Verformungen, so dass es durch Anwendung der Kapazitätsbemessung auszuschließen ist. Kapazitätsbemessung bedeutet, dass Bauteile oder Querschnitte mit unerwünschten Versagensformen für mögliche Überfestigkeiten im plastischen Bereich überbemessen werden. Somit wird sichergestellt, dass das plastische Gelenk an der gewünschten Stelle auftritt und die gewünschte Biegetragwirkung des Bauteils erreicht wird. Dementsprechend sind die nachzuweisenden Querkräfte aus der dynamischen Berechnung wie folgt zu erhöhen:

$$V_d = V \cdot 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \gamma_{\dot{\epsilon}} \quad (42)$$

mit V maximale Querkraft aus dynamischer Berechnung
 γ_{ov} Materialüberfestigkeit in Bezug auf charakteristische Werte
 $\gamma_{\dot{\epsilon}}$ Überfestigkeiten aus Dehnrateneffekten in Bezug auf charakteristische Werte

Die Materialüberfestigkeit für Stahl ist mit $\gamma_{ov} = 1,25$ zu berücksichtigen. Sind keine genaueren Informationen verfügbar, kann für Beton ab C25/30 dieser Wert ebenfalls angesetzt werden. Die Überfestigkeit durch Dehnrateneffekte ist nach Abschnitt 3.3 zu ermitteln. Für übliche Stahlhochbauten unter Explosions- und Anpralllasten kann $\gamma_{\dot{\epsilon}} = 1,5$ verwendet werden. Der Faktor 1,1 beinhaltet zusätzliche Überfestigkeiten durch Verfestigung. Die Querkrafttragfähigkeit des Bauteils ist Stahlbau- und Verbundbau-Normen zu entnehmen (EN 1993-1-1, 2005), (EN 1994-1-1, 2006).

Um eine Verminderung der Biegetragfähigkeit infolge der Querkräfte zu vermeiden, sollte die Querkrafttragfähigkeit im Bereich von Momentenbeanspruchungen zu maximal 50 % ausgenutzt werden. Dies ist auch im Hinblick auf die Rotationsfähigkeit des Querschnitts notwendig.

Tragfähigkeit der Anschlüsse

Da die plastischen Verformungen im Bauteil und nicht in den Anschlüssen auftreten sollen, sind alle Anschlüsse für mögliche Überfestigkeiten des Bauteils auszulegen. Die maximalen dynamischen Auflagerschnittgrößen A sind wie folgt zu erhöhen:

$$A_d = A \cdot 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \gamma_{\dot{\epsilon}} \quad (43)$$

mit A maximale Auflagerschnittgröße aus dynamischer Berechnung
 $\gamma_{ov}, \gamma_{\dot{\epsilon}}$ siehe Gleichung 59

Treten im Bauteil Membrankräfte auf, so ist der Anschluss auch auf (Zug-) Normalkräfte zu bemessen. Wie in Abschnitt 3.3.3 beschrieben, reichen schon relative geringe Massen an den Bauteilenden aus, um eine effektive axiale Einspannung zu erhalten. Die Normalkräfte können über eine Gleichgewichtsbetrachtung am verformten System berechnet werden. Die Verformungsfigur kann hierfür vereinfachend mittels Kreisbogen angenähert werden.

Sind die Zug- oder Querkräfte im Bauteil größer als die entsprechenden Tragfähigkeiten der Anschlüsse, ist davon auszugehen, dass das Bauteil abgetrennt wird. Wird hingegen die Tragfähigkeit auf Biegung oder Druck überschritten, kann – wenn solche Informationen verfügbar sind – die Resttragfähigkeit nach dessen Versagen berücksichtigt werden.

Die Tragfähigkeit der Anschlüsse kann nach den einschlägigen Normen ermittelt werden (EN 1993-1-8, 2005).

Tragfähigkeit der anschließenden Struktur

Für die anschließende Struktur ist nachzuweisen, dass sie die Auflagerkräfte des betroffenen Bauteils aufnehmen kann. Hierfür müssen wiederum die aufgrund von Überfestigkeiten erhöhten Auflagerkräfte verwendet werden. Können Teile der angrenzenden Struktur diese Kräfte nicht aufnehmen, so ist der Kollapsmechanismus anzupassen. Dies sollte jedoch vermieden werden, um im Hinblick auf einen eindeutigen Lastabtrag möglichst wenige Bauteile am Kollapsmechanismus zu beteiligen.

3.5.3 | Nachweis der Resttragfähigkeit und globalen Standsicherheit

Resttragfähigkeit des Bauteils

Neben den Nachweisen während der kurzzeit-dynamischen Einwirkung ist für tragende Bauteile nachzuweisen, dass es trotz plastischer Verformungen die Vertikallasten aus der darüberliegenden Struktur abtragen kann (Bild 34).

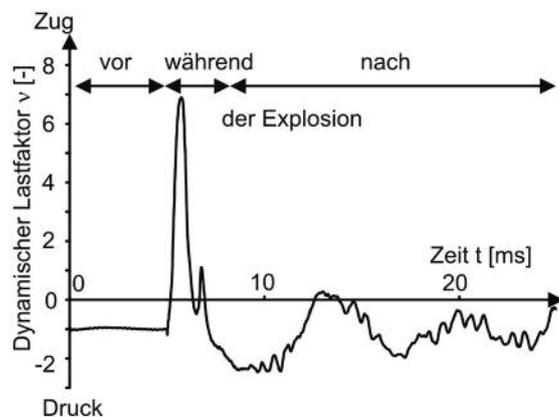


Bild 35: Zug- und Druckkräfte in einer Stahlstütze während und nach einer Explosionsbelastung

Das Bauteil als Teil einer Gesamtstruktur erfährt erhebliche dynamische Interaktionen mit dem Bauwerk. Während der Explosions- oder Anpralleinwirkung kommt es bei großen Horizontalverschiebungen zu Membraneffekten im Bauteil, die hohe Zugkräfte verursachen (Bild 35). Nach der Belastung bewegt sich die Struktur oberhalb des Bauteils durch Gravitation aber auch durch die Membrankräfte im Bauteil nach unten (zum Bauteil hin). Zur gleichen Zeit schwingt das Bauteil um den elastischen Verformungsanteil zurück, was zu einer geringfügigen Längung des Bauteils führt, die der Bewegung der Struktur oberhalb entgegen wirkt. Diese Effekte verursachen Druckkräfte im betroffenen Bauteil, die die Druckkräfte aus statischer Belastung weit übersteigen.

Die Drucknormalkraft N aus statischen Lasten auf einem Bauteil ist daher um einen dynamischen Lastfaktor v zu erhöhen.

$$N_d = N \cdot v \quad (44)$$

mit N statische Drucknormalkraft unter außergewöhnlicher Einwirkungskombination nach (EN 1990, 2002)
 v dynamischer Lastfaktor

Der dynamische Lastfaktor ist abhängig von der Art und Größe der Belastung, dem Bauteil und dem statischen System des Gesamttragwerks. Für Explosions- und Anpralllasten auf Tragwerke des üblichen Stahlhochbaus kann der dynamische Lastfaktor zu $v = 3,5$ angenommen werden.

Haben die kurzzeit-dynamischen Beanspruchungen plastische Biegeverformungen im Bauteil verursacht, so ist ein (zusätzliches) Exzentrizitätsmoment ΔM_d zu berücksichtigen. Wenn Effekte aus Theorie II. Ordnung zu einer signifikanten Erhöhung des Exzentrizitätsmomentes führen, sind diese zu berücksichtigen.

$$\Delta M_d = N_d \cdot w_{pl} \cdot \alpha \quad (45)$$

mit N_d um den dynamischen Lastfaktor erhöhte Normalkraft (Gleichung 61)

$w_{pl} = w_{max} - w_{el}$
 plastische Biegeverformung des Bauteils

w_{max} maximale Biegeverformung des Bauteils

w_{el} elastische Biegeverformung des Bauteils

$\alpha = 1 / (1 - (N_d \cdot L^2) / (12EI))$

Faktor zur Berücksichtigung Effekte aus Theorie II. Ordnung

Die Tragfähigkeit des Bauteils ist für die kombinierte Beanspruchung aus der dynamischen Drucknormalkraft N_d und dem zugehörigen Exzentrizitätsmoment ΔM_d nachzuweisen.

Sind die Grenzverformungen nach Abschnitt 3.5.2 eingehalten, so können für Stahl- und Verbundstützen die vollen Tragfähigkeiten unter Berücksichtigung der Normkraft-Momenten-Interaktion nach den einschlägigen Normen angesetzt werden (EN 1993-1-1, 2005), (EN 1994-1-1, 2006). Lokale Schädigungen des Querschnitts durch Anprall müssen jedoch zum Beispiel durch die Verwendung geeigneter Querschnitte ausgeschlossen sein.

Globale Standsicherheit

Der Nachweis der globalen Standsicherheit des Bauwerks nach der außergewöhnlichen Belastung kann auf drei verschiedene Arten geführt werden. Die Wahl der Strategie hängt in erster Linie davon ab, ob das Bauteil unter Explosion oder Anprall (i) nur elastische Verformungen erfährt, (ii) plastische Verformungen aufweist oder (iii) versagt.

Erfährt das betroffene Bauteil unter der kurzzeit-dynamischen Einwirkung nur elastische Verformungen, so bleibt die Tragfähigkeit des Bauteils voll erhalten. In diesem Fall entsprechen die Nachweise denen für planmäßige Lasten und es sind keine weiteren Nachweise für die globale Standsicherheit unter der außergewöhnlichen Einwirkungskombination notwendig. Das Verfahren entspricht der Haupttragelemente-Methode nach Abschnitt 2.1.3.

Treten unter der außergewöhnlichen Einwirkung plastische Verformungen auf, bleibt aber – durch Einhaltung der Grenzverformungen – eine Resttragfähigkeit des Bauteils erhalten, so kann eine reduzierte Tragfähigkeit für die globale Standsicherheit des Gebäudes berücksichtigt werden. Dieses Vorgehen entspricht der Resttragfähigkeitsmethode. Der Nachweis der globalen Standsicherheit ist für die außergewöhnlichen Einwirkungskombination nach (EN 1990, 2002) am Gesamttragwerk zu führen. Die reduzierte Steifigkeit des betroffenen Bauteils k' ist hierbei unter Berücksichtigung der plastischen Verformung des Bauteils zu bestimmen:

$$\frac{1}{k'} = \frac{L}{EA} + \frac{w_{pl}^2 \cdot L}{3EI} \quad (46)$$

mit w_{pl} plastische Biegeverformung des Bauteils

Wenn Effekte aus Theorie II. Ordnung zu einer signifikanten Vergrößerung von w_{pl} führen, sind diese zu berücksichtigen. Durch die reduzierte Steifigkeit kann es zu Umlagerungen der Kräfte im Bauwerk kommen. Das verformte Bauteil ist schließlich für die Normalkraft und das Exzentrizitätsmoment aus plastischer Verformung unter Beachtung der Normkraft-Momenten-Interaktion nachzuweisen.

Kann die Tragfähigkeit des betroffenen Bauteils unter der kurzzeit-dynamischen Einwirkung (Grenzverformung) oder danach (Resttragfähigkeit) nicht nachgewiesen werden, so ist von einem Ausfall des Bauteils auszugehen. In diesem Fall ist die globale Standsicherheit mit der Methode der alternativen Lastpfade nach Abschnitt 2.1.2 nachzuweisen. Es kann durchaus wirtschaftlich sein, den Ausfall des Bauteils hinzunehmen anstatt das betroffene Bauteil zu verstärken. Die Standsicherheit ist dann für das um den Ausfall betroffener Bauteile reduzierte Tragwerk für außergewöhnlichen Einwirkungskombinationen gemäß (EN 1990, 2002) nachzuweisen. Das schlagartige Auftreten der neuen Belastungssituation durch die Umlagerung der Lasten wird häufig durch einen dynamischen Lastfaktor von $v = 2$ für die vertikalen Lasten (Eigengewicht und einen Teil der Verkehrslasten) berücksichtigt (Burns, 2002). Es scheint jedoch angebracht, auch die Situation während des Versagens des Bauteils zu untersuchen. So können kurz vor dem Versagen des Bauteils hohe Membrankräfte auftreten, die auf die umliegende Struktur wirken.

4 | Formulierung und Programmierung von Ein- und Mehr-Massen-Schwingern

Im Abschnitt 3.4 wurden Näherungsverfahren beschrieben, mit denen sich auf einfache Weise die maximale Verformung eines Bauteils unter einer Explosions- oder Anprallbelastung abschätzen lässt. Die Anwendbarkeit der beschriebenen Verfahren ist an bestimmte Voraussetzungen geknüpft. Sollten diese nicht erfüllt sein oder werden neben der maximalen Verformung weitere Größen wie z. B. die Bauanschlusslasten benötigt, bedarf es einer genaueren dynamischen Betrachtung. Im Hinblick auf eine ingenieurmäßig sinnvolle Näherung bietet es sich dabei an, zunächst das betrachtete kontinuierliche Tragwerk in ein diskretes System aus Federn und Punktmassen zu überführen, das vereinfachend anstelle des realen Tragwerks analysiert wird. Die zugehörige Methodik wird in den folgenden Abschnitten erläutert.

4.1 | Überführung der Bauteileigenschaften in einen Ein-Massen-Schwinger

Selbst für komplexe Bauwerke ist es im Allgemeinen möglich, Bauteile, die unmittelbar einer Anprall- oder Explosionsbelastung ausgesetzt sind, losgelöst vom Gesamtsystem zu betrachten. Solche Teilsysteme bieten den Vorteil, dass sich deren Schwingungsverhalten unter Zuhilfenahme einfacher Idealisierungen durch wenige Parameter beschreiben lässt. Die Verformung der in Bild 36 dargestellten dynamisch belasteten Stütze lässt sich beispielsweise durch einen einzelnen Freiheitsgrad (z. B. Horizontalverschiebung in Stützenmitte) vollständig beschreiben, wenn man annimmt, dass die Stütze affin zur ersten, primären Eigenform schwingt. Durch die Reduktion auf einen einzelnen Freiheitsgrad gelingt es, die Stütze durch einen Ein-Massen-Schwinger bestehend aus einer Punktmasse und einer Feder abzubilden, der näherungsweise das gleiche dynamische Verhalten wie die Stütze aufweist. Anstelle der Stütze kann dann der Ein-Massen-Schwinger mit vergleichsweise einfachen Verfahren der Dynamik analysiert werden.

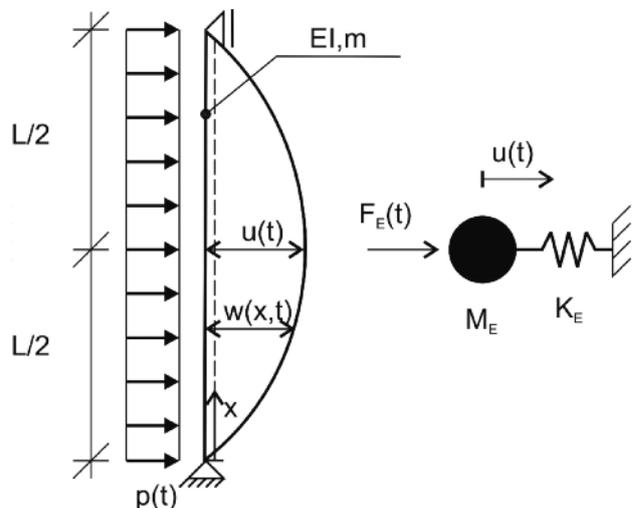


Bild 36: Gelenkig gelagerte Stütze und Ein-Massen-Schwinger als dynamisches Ersatzsystem

Um die dynamische Bauteilantwort auf Grundlage eines äquivalenten Ein-Massen-Schwingers berechnen zu können, bedarf es zunächst der Bestimmung der Ersatzsteifigkeit K_E , der Ersatzmasse M_E und der Ersatzbelastung $F_E(t)$ des Ein-Massen-Schwingers (vergleiche Bild 36). Die zugehörige Vorgehensweise wird im Folgenden erläutert. Zunächst wird vorausgesetzt, dass sich das betrachtete Bauteil rein elastisch verformt. Nicht-lineare Effekte werden im Anschluss im Abschnitt 4.2 behandelt.

Die folgenden Ausführungen beziehen sich auf balkenartige Tragwerke. Sie lassen sich allerdings auch direkt auf komplexere Tragwerke wie Rahmen und Platten übertragen (Biggs, 1964).

4.1.1 | Bewegungsdifferentialgleichung des Ein-Massen-Schwingers

Den Ausgangspunkt für den Aufbau eines dynamisch äquivalenten Ein-Massen-Schwingers bildet die Annahme, dass das dynamische Schwingungsverhalten des betrachteten Bauteils maßgeblich durch eine einzelne Eigenform geprägt wird. Da eine Eigenform das Bewegungsmuster aller Punkte einer Struktur erfasst, können mit dieser Annahme die Bauteilverformungen auf einen einzelnen Freiheitsgrad zurückgeführt werden. Die Basis dazu bildet der folgende Näherungsansatz für die Bauteilverformungen (vergleiche Bild 36):

$$w(x,t) = \psi(x) \cdot u(t) \quad (47)$$

Darin kennzeichnet $\psi(x)$ eine dimensionslose Formfunktion, die die primäre Eigenform annähert. Die Größe $u(t)$ kennzeichnet den Zeitverlauf der Verformung des verbleibenden Freiheitsgrads des Systems.

Mithilfe des Ansatzes nach Gleichung 47 kann ein kontinuierliches Tragwerk in einen diskreten Ein-Massen-Schwinger transformiert werden. Dazu wird beispielsweise das Prinzip der virtuellen Arbeit formuliert, in das die Gleichung 47 eingesetzt wird (Chopra, 2006). Die anschließende Umformung liefert unter Vernachlässigung von Dämpfungseffekten:

$$M_E \cdot \ddot{u} + K_E \cdot u = F_E(t) \quad (48)$$

Diese Gleichung stellt die Bewegungsdifferentialgleichung des äquivalenten Ein-Massen-Schwingers unter Vernachlässigung der Dämpfung dar. Für balkenartige Tragwerke mit einer Masse m pro laufendem Meter, einer Biegesteifigkeit EI und einer Belastung $p(t)$ können die Kennwerte des äquivalenten Ein-Massen-Schwingers wie folgt berechnet werden:

$$M_E = \int_0^L m \cdot [\psi(x)]^2 dx = K_M \cdot m \cdot L \quad \text{äquivalente Masse}$$

$$K_E = \int_0^L EI \cdot \left[\frac{d^2 \psi(x)}{dx^2} \right]^2 dx \quad \text{äquivalente Steifigkeit} \quad (49)$$

$$F_E(t) = \int_0^L p(t) \cdot \psi(x) dx = K_L \cdot p(t) \cdot L \quad \text{äquivalente Belastung}$$

Darin kennzeichnen K_M und K_L den Massefaktor und den Lastfaktor, die das Verhältnis der realen zur äquivalenten Masse bzw. Belastung angeben (vergleiche Tabelle 12). Durch die Bestimmung der Kennwerte M_E , K_E und $F_E(t)$ über das Prinzip der virtuellen Arbeit ist gewährleistet, dass der Ein-Massen-Schwinger – unter den getroffenen Annahmen – die gleichen dynamischen Eigenschaften wie das reale Tragwerk aufweist.

Für einige einfache Systeme sind die Kennwerte des äquivalenten Ein-Massen-Schwingers in Tabelle 12 zusammengestellt. Für komplexere Bauteile wie Rahmen und Platten oder andere Belastungen können diese nach den Gleichungen 49 berechnet werden. Dazu gilt es, eine geeignete Formfunktion $\psi(x)$ zu wählen, die die erste Biegeeigenform des betrachteten Bauteils beschreibt (siehe Gleichung 47). Selbst für einfache Systeme lässt sich die maßgebende Eigenform oftmals nicht mit einfachen Verfahren analytisch ermitteln. Vor diesem Hintergrund wird die Eigenform in der Regel angenähert. Ein geeigneter Ansatz für die Formfunktion $\psi(x)$ lässt sich bestimmen, indem zunächst die Bauteilverschiebungen $w_{stat}(x)$ berechnet werden, die sich aus der statischen Aufbringung der dynamischen Last $p = p_{stat}$ ergeben. Die Normierung der Biegelinie bezüglich der Verschiebung eines Referenzpunkts an der Stelle $x = x_{ref}$ liefert den folgenden Ansatz für die Formfunktion:

$$\psi(x) := \frac{w_{stat}(x)}{w_{stat}(x_{ref})} \quad (50)$$

Für die in Bild 36 dargestellte Stütze bietet sich beispielsweise an, den Referenzpunkt in die Stützenmitte $x_{ref} = L/2$ zu legen. Da die Formfunktion $\psi(x)$ im Referenzpunkt $x = x_{ref}$ den Wert Eins annimmt, simuliert der äquivalente Ein-Massen-Schwinger gerade die Bewegung dieses Punktes. Denn aus Gleichung 47 folgt:

$$w(x_{ref}, t) = \psi(x_{ref}) \cdot u(t) = u(t) \quad (51)$$

Mithilfe der Gleichungen 47 bis 50 lassen sich beliebige Systeme auf einen dynamisch äquivalenten Ein-Massen-Schwinger reduzieren. Im Folgenden wird erläutert, wie damit die dynamische Bauteilantwort berechnet werden kann.

4.1.2 | Lösung des linearen Ein-Massen-Schwingers

Zunächst wird ein elastisches Materialverhalten vorausgesetzt. Die allgemeine Lösung der Bewegungsdifferentialgleichung 48 kann dann für beliebige Belastungsfunktionen $F_E(t)$ mithilfe des Duhamel-Intergrals angegeben werden:

$$u(t) = u_0 \cdot \cos(\omega \cdot t) + \frac{\dot{u}_0}{\omega} \cdot \sin(\omega \cdot t) + \frac{1}{M_E \cdot \omega} \int_0^t F_E(\tau) \cdot \sin[\omega \cdot (t - \tau)] d\tau \quad (52)$$

Darin kennzeichnet $\omega = \sqrt{K_E/M_E}$ die Eigenkreisfrequenz des äquivalenten Ein-Massen-Schwingers. Die Verschiebung u_0 und die Geschwindigkeit \dot{u}_0 legen die Anfangsbedingungen des Referenzpunkts zum Zeitpunkt $t = 0$ fest. Die ein- und zweifache

Ableitung der Referenzpunktverformung $u(t)$ nach der Zeit liefert zusätzlich die zugehörige Geschwindigkeit $\dot{u}(t) = \partial u(t)/\partial t$ und die Beschleunigung $\ddot{u}(t) = \partial^2 u(t)/\partial t^2 = \partial \dot{u}(t)/\partial t$. Zusammen mit den Gleichungen 47 und 50 lassen sich daraus die Verformungen $w(x,t)$, Geschwindigkeiten $\dot{w}(x,t)$ und Beschleunigungen $\ddot{w}(x,t)$ aller Tragwerkspunkte berechnen.

4.1.3 | Berechnung der Auflagerkräfte

Das in den vorherigen beiden Abschnitten beschriebene Verfahren liefert die Bauteilverformungen $w(x,t)$, Geschwindigkeiten $\dot{w}(x,t)$ und Beschleunigungen $\ddot{w}(x,t)$. Insbesondere die Bemessung der Bauteilanschlüsse bedarf zusätzlich der Bauanschlusslasten bzw. der Auflagerkräfte des betrachteten Teilsystems. Auch diese können mithilfe des Ein-Massen-Schwingers ermittelt werden. Dazu wird an dem Teilsystem das dynamische Gleichgewicht unter Berücksichtigung der Trägheitskräfte formuliert (siehe Bild 37). Die Trägheitskräfte $i(x,t)$ ergeben sich durch die Multiplikation der Bauteilmasse m mit der zugehörigen Beschleunigung $\ddot{w}(x,t)$. Mithilfe der Gleichung 47 können die Trägheitskräfte näherungsweise über die Beschleunigung $\ddot{u}(t)$ des Ein-Massen-Schwingers berechnet werden:

$$i(x,t) = m \cdot \ddot{w}(x,t) = m \cdot \psi(x) \cdot \ddot{u}(t) \quad (53)$$

Für die in Bild 37 dargestellte Stütze lässt sich damit die Auflagerkraft $A(t)$ über das horizontale Kräftegleichgewicht wie folgt berechnen:

$$A(t) = \frac{1}{2} \left[\int_0^L p(t) - i(x,t) \, dx \right] = \frac{1}{2} \left[p(t) \cdot L - m \cdot \ddot{u}(t) \cdot \int_0^L \psi(x) \, dx \right] \quad (54)$$

Die Beschleunigung $\ddot{u}(t)$ ergibt sich aus der Lösung der Bewegungsdifferentialgleichung des äquivalenten Ein-Massen-Schwingers (siehe Abschnitt 4.1.2). Die Formfunktion $\psi(x)$ kann nach dem in Abschnitt 4.1.1 beschriebenen Verfahren ermittelt werden.

Unter Zuhilfenahme des Schnittprinzips lassen sich mit der obigen Vorgehensweise auch die Schnittgrößen an einer beliebigen Stelle des Tragwerks ermitteln (Biggs, 1964).

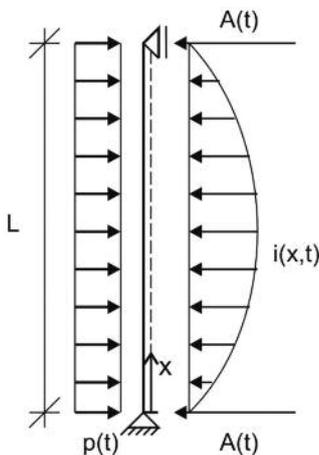


Bild 37: Berechnung der dynamischen Auflagerkräfte einer gelenkig gelagerten Stütze

4.2 | Nicht-lineare Ein- und Mehr-Massen-Schwinger

Für die Ausführungen im Abschnitt 4.1 wurde vorausgesetzt, dass sich das betrachtete Bauteil rein elastisch verformt. Diese Annahme ist für Anprall- und Explosionsbelastungen in der Regel nicht zutreffend und liegt insbesondere hinsichtlich der Bauteilverformungen nicht auf der sicheren Seite. Im Folgenden wird erläutert, wie das nicht-lineare Bauteilverhalten in Ein- und Mehr-Massen-Schwingern berücksichtigt werden kann. Dies erfordert in einem ersten Schritt die Definition einer nicht-linearen Federkennlinie.

4.2.1 | Nicht-lineare Federkennlinie

Im Abschnitt 3.3.2 wurde dargelegt, dass sich das Lastverformungsverhalten von biegebeanspruchten Stahl- und Verbundstützen ohne axiale Verformungsbehinderung näherungsweise durch eine bi-lineare Kurve mit Plateau beschreiben lässt. Diese ist gekennzeichnet durch die elastische Steifigkeit K_E , durch die Fließgrenze u_{el} und durch die zugehörige Reaktionskraft $R_{E,el}$ (siehe Bild 38). Die Größen K_E , u_{el} und $R_{E,el}$ sind für Druck- und Zugbelastungen gleich. Damit lässt sich die Lastverformungsbeziehung zunächst wie folgt darstellen:

$$R_E(u) = \begin{cases} K_E \cdot u & \text{wenn } -u_{el} \leq u \leq u_{el} \\ R_{E,el} & \text{wenn } u > u_{el} \\ -R_{E,el} & \text{wenn } u < -u_{el} \end{cases} \quad (55)$$

Die obigen Beziehungen gelten allerdings nur für monotone Belastungen; Ent- und Wiederbelastungen, die bei dynamischen Vorgängen zwangsläufig auftreten, lassen sich damit nicht beschreiben.

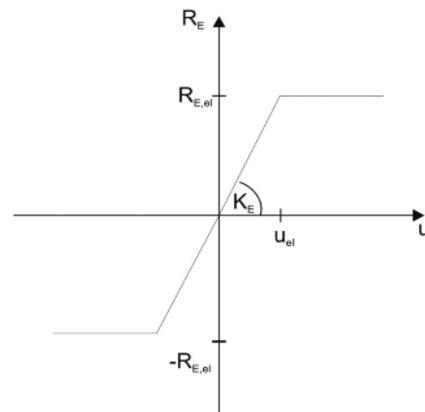


Bild 38: Ideal-plastische Federkennlinie bei monotoner Belastung

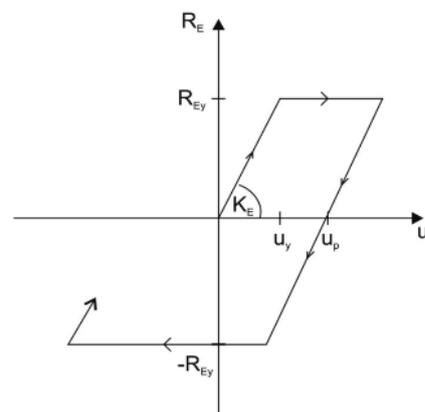


Bild 39: Ideal-plastische Federkennlinie bei Be-, Ent- und Wiederbelastung

Wird ein Bauteil über die Fließgrenze u_{el} hinaus belastet und anschließend wieder entlastet, so geht die Reaktionskraft R_E annähernd parallel zum anfänglichen Belastungspfad zurück (siehe Bild 39). Bei der Entlastung auf $R_E = 0$ verbleibt eine plastische Verformung u_{pl} im Bauteil. Mithilfe der plastischen Verformung u_{pl} lässt sich Gleichung 55 auf zyklische Belastungszustände erweitern:

$$R_E(u) = \begin{cases} K_E \cdot [u - u_{pl}] & \text{wenn } \{-u_{el} \leq [u - u_{pl}] \leq u_{el} \text{ oder } [u - u_{pl}] \cdot \dot{u} < 0\} \\ R_{E,el} & \text{wenn } \{[u - u_{pl}] > u_{el} \text{ und } [u - u_{pl}] \cdot \dot{u} \geq 0\} \\ -R_{E,el} & \text{wenn } \{[u - u_{pl}] < -u_{el} \text{ und } [u - u_{pl}] \cdot \dot{u} \geq 0\} \end{cases} \quad (56)$$

In den obigen Beziehungen kennzeichnet die erste Zeile eine elastische Be- oder Entlastung. Die zweite (dritte) Zeile ist einer plastischen Belastung im Zugbereich (Druckbereich) zugeordnet. Es ist zu berücksichtigen, dass die plastische Verformung u_{pl} keine konstante Größe darstellt. Sie verändert sich in Abhängigkeit der Belastungsgeschichte und kann wie folgt berechnet werden:

$$\dot{u}_{pl} = \begin{cases} \dot{u} & \text{wenn } \{[u - u_{pl}] \cdot \dot{u} \geq 0 \text{ und } \{[u - u_{pl}] > u_{el} \text{ oder } [u - u_{pl}] < -u_{el}\}\} \\ 0 & \text{sonst} \end{cases} \quad (57)$$

Die Verschiebung u und die Geschwindigkeit \dot{u} ergeben sich entweder direkt aus der betrachteten Problemstellung oder im Rahmen einer dynamischen Berechnung (siehe Abschnitt 4.2.2). Auf Grundlage der Gleichungen 56 und 57 gilt es dann, die zugehörige Reaktionskraft R_E und die plastische Verformung u_{pl} zu berechnen.

Weitere Hinweise zur Lösung und Anwendung der Gleichungen 56 und 57 finden sich im folgenden Abschnitt.

4.2.2 | Nicht-linearer Ein-Massen-Schwinger

Formulierung

Im Abschnitt 4.1.1 wurde die Bewegungsdifferentialgleichung eines linearen Ein-Massen-Schwingers erläutert. Die Bewegungsdifferentialgleichung eines nicht-linearen Ein-Massen-Schwingers ergibt sich aus Gleichung 48, indem die lineare Reaktionskraft $K_E \cdot u$ durch den allgemeinen Ausdruck $R_E(u)$ ersetzt wird:

$$M_E \cdot \ddot{u} + R_E(u) = F_E(t) \quad (58)$$

Für ein ideal-plastisches Lastverformungsverhalten ist die Reaktionskraft $R_E(u)$ durch die Gleichungen 56 und 57 bestimmt.

Gleichung 58 lässt sich aufgrund der nicht-linearen Abhängigkeit der Reaktionskraft R_E von der Verschiebung u nur in wenigen Fällen analytisch lösen. Die Lösung erfordert in der Regel die Anwendung numerischer Näherungsverfahren, die zumeist auf der numerischen Integration der Bewegungsdifferentialgleichung basieren. Für einen Überblick über verschiedene

Integrationsverfahren und deren Vor- und Nachteile sei auf die Fachliteratur, z. B. (Chopra, 2006), verwiesen. Exemplarisch wird im Folgenden das Verfahren der zentralen Differenzen zur Lösung der Gleichung 58 angewendet.

Den Ausgangspunkt für die numerische Integration der Gleichung 58 bildet die zeitliche Diskretisierung. Dabei werden die

Systemgrößen nicht mehr als kontinuierliche Funktionen der Zeit angenommen. Stattdessen werden aus dem relevanten Zeitbereich endlich viele Zeitpunkte, die sogenannten diskreten Zeitpunkte t_i für $i = 0, \dots, n$, herausgegriffen, denen die diskreten Verschiebungen u_i , Geschwindigkeiten \dot{u}_i und Beschleunigungen \ddot{u}_i zugeordnet sind. Auch das dynamische Gleich-

gewicht, ausgedrückt durch die Gleichung 58, wird zu diskreten Zeitpunkten t_i betrachtet:

$$M_E \cdot \ddot{u}_i + R_E(u_i) = F_E(t_i) \quad (59)$$

Neben dem Zeitpunkt t_i werden zusätzlich ein vorheriger Zeitpunkt t_{i-1} und ein nachfolgender Zeitpunkt t_{i+1} eingeführt, denen wiederum die diskreten Größen u_{i-1} , u_{i+1} , \dot{u}_{i-1} , \dot{u}_{i+1} usw. zugeordnet sind. Zwischen zwei Zeitpunkten ist eine Intervalllänge Δt gegeben, die hier vereinfachend als konstant vorausgesetzt wird ($\Delta t = t_i - t_{i-1} = t_{i+1} - t_i = \text{const.}$). Die Intervalllänge Δt wird als Zeitschritt bezeichnet.

Beim Verfahren der zentralen Differenzen werden die Geschwindigkeit und die Beschleunigung zum Zeitpunkt t_i durch die folgenden Differenzenausdrücke angenähert (Chopra, 2006):

$$\dot{u}_i = \frac{u_{i+1} - u_{i-1}}{2\Delta t}, \quad \ddot{u}_i = \frac{u_{i+1} - 2u_i + u_{i-1}}{\Delta t^2} \quad (60)$$

Das Einsetzen des Differenzenausdrucks für die Beschleunigung \ddot{u}_i in Gleichung 59 liefert nach geeigneter Umformung eine Bestimmungsgleichung für die Verschiebung u_{i+1} :

$$u_{i+1} = \frac{\Delta t^2}{M_E} \cdot [F_E(t_i) - R_E(u_i)] - u_{i-1} + 2 \cdot u_i \quad (61)$$

Sind folglich die Verformungszustände u_{i-1} und u_i zu den Zeitpunkten t_{i-1} und t_i von vornherein bekannt oder wurden diese zuvor ermittelt, so kann nach Vorgabe eines Zeitschritts Δt die Verformung u_{i+1} zum nachfolgenden Zeitpunkt $t_{i+1} = t_i + \Delta t$ berechnet werden.

Die Gleichung 61 ermöglicht es, die nicht-lineare Gleichung 58 schrittweise von einem Zeitpunkt zum nächsten zu lösen. Dazu lässt sich folgendes Berechnungsschema ableiten:

1. Anfangsbedingungen

1.1 Vorgabe: $M_E, F_E(t), R_E(u), u_0, \dot{u}_0, t_0, \Delta t$

1.2 Anfangsbeschleunigung: $\ddot{u}_0 = \frac{F_E(t_0) - R_E(u_0)}{M_E}$

1.3 Verformungswert: $u_{-1} = u_0 - \Delta t \cdot \dot{u}_0 + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{u}_0$

2. Berechnung des Zeitschritts i

2.1 Zeitpunkt: $t_{i+1} = t_i + \Delta t$

2.2 Belastung: $F_E(t_i) = \dots$ (siehe Abschnitt 4.1.1)

2.3 Reaktionskraft: $R_E(u_i) = \dots$ (siehe Abschnitt 4.2.1)

2.4 Verformung: $u_{i+1} = \frac{\Delta t^2}{M_E} \cdot [F_E(t_i) - R_E(u_i)] - u_{i-1} + 2 \cdot u_i$

3. Berechnung des nächsten Zeitschritts $i+1$

3.1 Ersetze Index i durch $i+1$ und wiederhole Schritte 2.1 bis 2.4 für nächsten Zeitschritt $i+1$.

Demnach sind zunächst die Masse M_E , die Belastung $F_E(t)$ und die Lastverformungskurve $R_E(u)$ sowie die Anfangsverschiebung u_0 und die Anfangsgeschwindigkeit \dot{u}_0 des Ein-Massen-Schwingers zu spezifizieren. Ferner sind der Anfangszeitpunkt t_0 und der Zeitschritt Δt festzulegen. Der Anfangszeitpunkt t_0 wird üblicherweise gleich Null gesetzt ($t_0 = 0$). Der Zeitschritt Δt hat einen starken Einfluss auf die Stabilität und Genauigkeit des numerischen Integrationsverfahrens. Er sollte möglichst klein und in jedem Fall kleiner als der kritische Zeitschritt Δt_{krit} gewählt werden:

$$\Delta t < \Delta t_{krit} = 2 \cdot \sqrt{\frac{M_E}{K_E}} \quad (62)$$

Damit können die Anfangsbeschleunigung \ddot{u}_0 und der Verformungswert u_{-1} berechnet werden (Schritte 1.2 und 1.3). Mit den Anfangsbedingungen lässt sich dann die Verschiebung u_1 zum Zeitpunkt t_1 berechnen (Schritte 2.1 bis 2.4 für $i = 0$). Mit den Größen u_0 und u_1 kann dann im zweiten Zeitschritt ($i = 1$) die Verschiebung u_2 ermittelt werden, und in der Folge alle weiteren Werte u_3, u_4, \dots, u_n bis zum Endzeitpunkt t_n des betrachteten Zeitraums. Für $i > 0$ können zusätzlich zu den Verschiebungswerten auch die zugehörigen Geschwindigkeiten und Beschleunigungen des Ein-Massen-Schwingers auf Grundlage der Gleichung 60 berechnet werden.

Das Berechnungsschema verdeutlicht, dass eine händische Lösung der nicht-linearen Gleichung 58 einen vergleichsweise hohen Aufwand erfordert und daher in der Regel nicht praktikabel ist. Vielmehr bietet sich die Anwendung von Computerprogrammen an. Eine Reihe kommerzieller Statik- und Dynamikprogramme ermöglicht die Verwendung von Federelementen mit einer nicht-linearen Lastverformungskurve wie sie exemplarisch in Bild 39 dargestellt ist. Sind solche Programme nicht verfügbar, so lassen sich die zugrunde liegenden Gleichungen mit

vertretbarem Aufwand in einer beliebigen Programmiersprache wie Java, Visual Basic oder Fortran umsetzen. Exemplarisch wird im Folgenden die Programmierung eines nicht-linearen Ein-Massen-Schwingers in Fortran auszugsweise dargestellt.

Programmierung

Die Programmierung eines nicht-linearen Ein-Massen-Schwingers erfordert zunächst die programmtechnische Umsetzung der in den Gleichungen 56 und 57 definierten Federkennlinie. Im Rahmen der zeitlichen Diskretisierung ist die Formulierung der Federkennlinie geringfügig zu modifizieren; analog zum Vorgehen im vorherigen Abschnitt werden zwei aufeinander folgende Zeitpunkte t_{i-1} und t_i mit den Verformungen u_{i-1} und u_i betrachtet, und anstelle der Geschwindigkeit \dot{u} wird die Verformungsdifferenz $u_i - u_{i-1}$ zur Beurteilung des Belastungszustands herangezogen. Damit lässt sich die ideal-plastische Federkennlinie wie folgt in Fortran programmieren, wobei $u_y, k_e, r_{ey}, u_im1, up_im1, u_i, up_i, re_i$ als Programmvariablen für $u_{el}, K_E, R_{E,el}, u_{i-1}, u_{pl,i-1}, u_i, u_{pl,i}, R_E(u_i)$ verwendet werden:

```

subroutine comp_re(uy,ke,rey,u_im1,up_im1,u_i,up_i,re_i)
c
c -----
c Fortran-Routine zur Berechnung der plastischen Verformung up_i
c und der Reaktionskraft re_i eines ideal-plastischen
c Federelements für die gegebene Gesamtverformung u_i
c -----
c
c Variablendeklaration
implicit none
c Eingangswerte
real*8 uy,ke,rey      ! Federkennwerte
real*8 u_im1          ! Verformung zum Zeitpunkt t_{i-1}
real*8 up_im1         ! plastische Verformung zum Zeitpunkt t_{i-1}
real*8 u_i            ! Verformung zum Zeitpunkt t_i
c Ausgangswerte
real*8 up_i          ! plastische Verformung zum Zeitpunkt t_i
real*8 re_i          ! Reaktionskraft zum Zeitpunkt t_i
c
c if((u_i-up_im1)*(u_i-u_im1).ge.0.0d0) then
c Belastung
c if(-uy.le.(u_i-up_im1).and.(u_i-up_im1).le.uy) then
c elastische Zug- oder Druckbelastung
re_i = ke*(u_i-up_im1)
up_i = up_im1
else
c if((u_i-up_im1).le.-uy) then
c plastische Druckbelastung
re_i = -rey
up_i = u_i+uy
else
c plastische Zugbelastung
re_i = rey
up_i = u_i-uy
end if
else
c Entlastung
re_i = ke*(u_i-up_im1)
up_i = up_im1
end if
end

```

An die Subroutine `comp_re` werden die Federkennwerte u_{el}, K_E und $R_{E,y}$ sowie die Verformungsgrößen $u_{i-1}, u_{pl,i-1}$ und u_i übergeben. Die Subroutine ermittelt dann die zur Verformung u_i korrespondierende plastische Verformung $u_{pl,i}$ sowie die Reaktionskraft $R_E(u_i)$ und übergibt diese an das aufrufende Programm. Auf die Syntax soll hier mit Verweis auf die zahlreichen Dokumentationen in der Literatur und im Internet nicht weiter eingegangen werden. Es sei lediglich angemerkt, dass die Fortran-Operatoren `.ge.` (greater-equal) und `.le.` (less-equal) den Vergleichsoperatoren \geq und \leq zugeordnet sind.

Die Subroutine `comp_re` ermöglicht nun die Programmierung eines eigenständigen Programms, welches die Bewegungsdifferentialgleichung 58 löst und die Verformungen des nicht-linearen Ein-Massen-Schwingers zu diskreten Zeitpunkten für eine beliebige äußere Belastung ermittelt. In Fortran könnte der Quellcode wie folgt lauten:

```

program sdf_n1
c
c -----
c Fortran-Programm zur Berechnung der Verformung eines nicht-linearen
c Ein-Massenschwingers mit ideal-plastischem Materialverhalten
c mithilfe des Verfahrens der zentralen Differenzen
c -----
c
c Variablen Deklaration
implicit none
integer n, i ! Anzahl Zeitschritte und Laufvariable
real*8 me, uy, ke, rey ! Federkennwerte
real*8 u(-1:500), re(-1:500) ! Verformung und plastische Verformung
real*8 v(-1:500), a(-1:500) ! Geschwindigkeit und Beschleunigung
real*8 fe(-1:500), re(-1:500) ! Belastung und Reaktionskraft
real*8 t(-1:500), dt ! Zeitpunkt und Zeitschritt
c
c Eigenschaften des Ein-Massenschwingers (Schritt 1.1)
me = 2.53d-2 ! Masse
uy = 1.5cd0 ! Fließgrenze
ke = 1.0cd0 ! Steifigkeit
rey = 1.5cd0 ! Fließkraft
c
c Anfangsbedingungen (Schritt 1.1)
u(0) = 0.0cd0 ! Verformung zum Zeitpunkt t_0
up(0) = 0.0cd0 ! plastische Verformung zum Zeitpunkt t_0
up(-1) = 0.0cd0 ! plastische Verformung zum Zeitpunkt t_{-1}
v(0) = 0.0cd0 ! Geschwindigkeit zum Zeitpunkt t_0
c
c Zeitdiskretisierung (Schritt 1.1)
t(0) = 0.0cd0 ! Anfangszeit
dt = 3.0cd-2 ! Zeitschritt
n = 1cd0 ! Anzahl Zeitschritte
c
c Vorberechnungen
Belastung zum Zeitpunkt t_0
call comp_fe(t(0), fe(0))
c
Reaktionskraft zum Zeitpunkt t_0
call comp_re(uy, ke, rey, u(-1), up(-1), u(0), up(0), re(0))
c
Beschleunigung zum Zeitpunkt t_0 (Schritt 1.2)
a(0) = (re(0) - re(-1))/me
c
Verformung zum Zeitpunkt t_{-1} (Schritt 1.3)
u(-1) = u(0) - dt*v(0) + dt*dt*a(0)/2
c
c Schleife über alle Inkremente i = 0 bis n
do i=0, n
c
Zeitpunkt t_{i+1} (Schritt 2.1)
t(i+1) = t(i) + dt
c
Belastung zum Zeitpunkt t_i (Schritt 2.2)
call comp_fe(t(i), re(i))
c
Reaktionskraft zum Zeitpunkt t_0 (Schritt 2.3)
call comp_re(uy, ke, rey, u(i-1), up(i-1), u(i), up(i), re(i))
c
Verformung zum Zeitpunkt t_{i+1} (Schritt 2.4)
u(i+1) = dt*dt/me*(re(i) - re(i-1)) - u(i-1) + 2.0cd0*u(i)
end do
end

```

In dem Programm werden zunächst die Federkennwerte und die Parameter der Zeitintegration festgelegt. Damit werden die Anfangsbeschleunigung \ddot{u}_0 und der Verschiebungswert u_{-1} ermittelt (Programmvariablen $a(0)$ und $u(-1)$). Die eigentliche Berechnung erfolgt innerhalb einer Schleife über alle Zeitschritte t_i für $i = 0, \dots, n$. Dabei werden in jedem Zeitschritt die Subroutinen $comp_fe$ und $comp_re$ aufgerufen. Die Routine $comp_fe$ soll hier nicht weiter betrachtet werden. Sie liefert zum jeweiligen Zeitpunkt t_i die zugehörige Belastung $F_E(t_i)$. Als Ergebnis liefert das Programm einen Vektor u^* , dessen i -ter Eintrag die Verformung u_i zum Zeitpunkt t_i enthält.

Das dargestellte Programm lässt sich leicht anpassen und erweitern. Auch die Überführung in andere Programmiersprachen sollte ohne weiteres möglich sein.

4.2.3 | Nicht-linearer Zwei-Massen-Schwinger

Formulierung

Mithilfe des im vorherigen Abschnitt beschriebenen Ein-Massen-Schwingers können je nach Problemstellung beliebige Mehr-Massen-Schwinger zusammengebaut werden. Der Anprall eines Fahrzeugs an ein Tragwerk lässt sich beispielsweise mit dem in Bild 40 dargestellten Zwei-Massen-Schwinger beschreiben. Sowohl das Fahrzeug, als auch die getroffene Tragstruktur werden jeweils durch eine Punktmasse und eine Feder abgebildet. Beide Punktmassen haben eine eigene Verschiebung u_1 bzw. u_2 . Die äquivalente Masse M_{E1} und die äquivalente Steifigkeit K_{E1} des Tragwerks können nach dem in Abschnitt 4.1 beschriebenen Verfahren ermittelt werden. Da Fahrzeuge bei einem Anprall kein ausgeprägtes dynamisches Schwingungsverhalten aufweisen, können als äquivalente Masse M_{E2} und als äquivalente Steifigkeit K_{E2} des Fahrzeugs direkt die Werte aus Abschnitt 3.2.1, Tabelle 6 übernommen werden.

Die Kontaktkraft R_{E2} zwischen dem Fahrzeug und der Struktur hängt von der beidseitigen Verschiebungsdifferenz $(u_2 - u_1)$ ab. Dagegen ist die Federkraft R_{E1} , die ein Maß für die Beanspruchung des Tragwerks darstellt, nur von der zugehörigen Verschiebung u_1 abhängig. Unter Zuhilfenahme des Schnittprinzips und des Prinzips von d'Alembert ergibt die Formulierung des dynamischen Gleichgewichts die folgende Bewegungsdifferentialgleichung für den Zwei-Massen-Schwinger aus Bild 40:

$$\underline{M}_E \cdot \ddot{\underline{u}} + \underline{R}_F(u_1, u_2) = \underline{F}_E(t) \quad (63)$$

$$\text{mit: } \underline{M}_E = \begin{bmatrix} M_{E1} & 0 \\ 0 & M_{E2} \end{bmatrix}$$

$$\ddot{\underline{u}} = \begin{bmatrix} \ddot{u}_1 \\ \ddot{u}_2 \end{bmatrix}$$

$$\underline{R}_F = \begin{bmatrix} R_{E1}(u_1) - R_{E2}(u_2 - u_1) \\ R_{E2}(u_2 - u_1) \end{bmatrix}$$

$$\underline{F}_E(t) = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Auch hier wurden Dämpfungseffekte vernachlässigt. Die Federkennlinien können analog zum nicht-linearen Ein-Massen-Schwinger angenommen werden. Die Reaktionskräfte $R_{E1}(u_1)$ und $R_{E2}(u_2 - u_1)$ können dann auf Grundlage der Gleichungen 56 und 57 berechnet werden. Die Anfangsbedingungen für das Anprallproblem lauten:

$$\underline{u}_0 = \begin{bmatrix} 0 \\ 0 \end{bmatrix}, \quad \dot{\underline{u}}_0 = \begin{bmatrix} 0 \\ \dot{u}_{2,0} \end{bmatrix} \quad (64)$$

Darin kennzeichnet $\dot{u}_{2,0}$ die Anprallgeschwindigkeit, mit der das Fahrzeug auf das Tragwerk trifft. Da sich das Tragwerk vor dem Anprall in Ruhe befindet, ist die zugehörige Anfangsgeschwindigkeit gerade Null.

Programmierung

Die Gleichung 63 lässt sich analog zur Gleichung 58 numerisch lösen, wenn in dem in Abschnitt 4.2.2 beschriebenen Berechnungsschema die skalaren Größen M_E , R_E , F_E , u und \dot{u} durch die zugehörigen matriziellen bzw. vektoriellen Größen \underline{M}_E , \underline{R}_E , \underline{F}_E , \underline{u} und $\dot{\underline{u}}$ des Zwei-Massen-Schwingers ersetzt werden. Auch die Programmierung kann völlig analog erfolgen.

Für weitere Hinweise zur Formulierung, Programmierung und Anwendung der beschriebenen Modelle sei auf die einschlägige Fachliteratur, z. B. (Chopra, 2006), verwiesen.

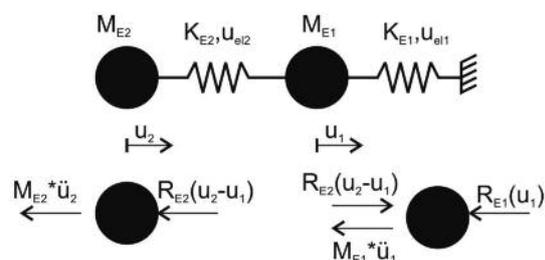


Bild 40: Zwei-Massen-Schwinger als dynamisches Ersatzsystem zur Beschreibung eines Fahrzeuganpralls

5 | Bemessungsbeispiel

Zur Veranschaulichung des in diesem Leitfaden vorgestellten Bemessungskonzepts wird der Ablauf für die Auslegung von Bauwerken gegen Anprall- und Explosionslasten an einem einfachen Beispiel erläutert.

Ausgangssituation

Eine international tätige Bank plant den Neubau ihrer Hauptniederlassung in einer deutschen Großstadt. Der Bauherr stellt erhöhte Sicherheitsanforderungen an sein Gebäude.

Schritt 1: Risikobewertung

In Gesprächen mit dem Bauherrn wurden folgende Kernfunktionen und Schutzgüter des zu planenden Gebäudes identifiziert:

- Mitarbeiter der Bank
- Ansehen des Unternehmens
- Vertrauliche Informationen
- Geschäftsbetrieb

Eine Analyse der Infrastruktur ergibt folgende kritische Infrastruktureinrichtungen, die für die Sicherheit der Schutzgüter relevant sind:

- Tragwerk
- Gebäudehülle
- Gebäudeeinrichtung
- IT-Einrichtungen
- Sicherheitssysteme
- Versorgungsleitungen

Die Infrastruktureinrichtungen werden den Schutzgütern zugeordnet und bezüglich ihrer Wichtigkeit in Absprache mit dem Bauherrn bewertet (Tabelle 13).

Im nächsten Schritt werden in Gesprächen mit der Dienststelle für Kriminalprävention des Landeskriminalamtes und privaten Sicherheitsberatern potentielle Gefährdungen erörtert und in Gefährdungsstufen eingeordnet. Es stellt sich heraus, dass eine terroristische Gruppe dem Unternehmen feindlich gesinnt ist. Es ist bekannt, dass bereits andere Unternehmen der Branche das Ziel von Angriffen dieser Gruppe wurden, wobei vor allem Autobomben aber auch Handfeuerwaffen zum Einsatz gekommen sind. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Terroristen mit einem erfolgreichen Anschlag auf das zu planende Gebäude eine hohe Medienpräsenz erreichen würden.

In der Verwundbarkeitsbewertung wird für identifizierte kritische Infrastruktureinrichtungen unter den angenommenen Gefährdungsszenarien das Schadensausmaß ermittelt. Dies macht zum Teil weitergehende Untersuchungen notwendig, auf die hier nicht weiter eingegangen wird.

Aus der Bewertung der Schutzgüter, der Gefährdung und der Verwundbarkeit wird schließlich für jede Kombination der Risikowert nach Gleichung 2 bestimmt. Das Ergebnis dieser Risikobewertung ist in Tabelle 14 zusammengefasst.

Die Risikobewertung ergibt für das Gefährdungsszenario „Autobombe“ den höchsten Risikofaktor bei Tragwerk, Gebäudehülle und IT-Einrichtungen. Die Auswirkungen dieses Szenarios sollten daher primär reduziert werden.

Nachfolgend wird daher beispielhaft die Auslegung des Tragwerks für das Szenario „Autobombe“ durchgeführt.

Schritt 2: Lastermittlung

Mit Hilfe von Barrieren ist ein minimaler Abstand des Explosionsherdes zum Gebäude von $R = 30$ m sichergestellt (Bild 41). Die Sprengstoffmasse der Autobombe wird zu 400 kg TNT abgeschätzt. Die effektive Masse Sprengstoff ist nach Gleichung 5:

$$m_{eff} = m \cdot k = 400 \cdot 1,8 = 720 \text{ kg}$$

Die Parameter der Belastung aus Explosion werden mit Gleichung 5 bis 11 berechnet.

Skalierter Abstandsparameter: $z = \frac{R}{m_{eff}^{1/3}} = 3,35$

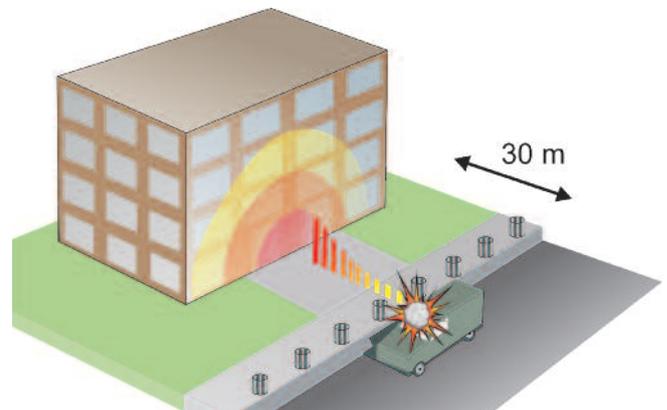


Bild 41: Beispiel Bankgebäude mit Gefährdungsszenario Autobombe

Infrastruktureinrichtung	betroffene Schutzgüter	Schutzgutwert „S“
Tragwerk	Mitarbeiter, Ansehen, Geschäftsbetrieb	5
Gebäudehülle	Mitarbeiter, Ansehen, Geschäftsbetrieb	4
Gebäudeeinrichtung	Geschäftsbetrieb	1
IT-Einrichtungen	Vertrauliche Informationen	3
Sicherheitssysteme	Mitarbeiter, Vertrauliche Informationen	5
Versorgungsleitungen	Mitarbeiter	4

Tabelle 13: Schutzgutbewertung (Beispiel Bankgebäude)

Infrastruktureinrichtung	Autobombe	Kofferbombe	Gefährdungsszenario		Mörser-Beschuß
			bewaffneter Überfall	Spionage	
1. Tragwerk	5	2	2	2	3
Wichtigkeit	5	5	5	5	5
Gefährdung	5	3	2	3	2
Verwundbarkeit	4	1	1	1	4
2. Gebäudehülle	5	3	3	2	3
Wichtigkeit	4	4	4	4	4
Gefährdung	5	3	2	3	2
Verwundbarkeit	5	3	2	1	5
3. Gebäudeeinrichtung	2	2	1	1	2
Wichtigkeit	1	1	1	1	1
Gefährdung	5	3	2	3	2
Verwundbarkeit	3	2	1	1	3
4. IT-Einrichtungen	5	3	2	4	3
Wichtigkeit	3	3	3	3	3
Gefährdung	5	3	2	3	2
Verwundbarkeit	3	2	1	5	3

Tabelle 14: Matrix zur Risikobewertung (Beispiel Bankgebäude)

Spitzenüberdruck:

$$P_{so} = P_0 \cdot \frac{808 \cdot (1 + (z/4,5)^2)}{\sqrt{1 + (z/0,048)^2} \cdot \sqrt{1 + (z/0,32)^2} \cdot \sqrt{1 + (z/1,35)^2}} = 64,8kPa$$

Dauer der Überdruckphase:

$$t_d = m_{eff}^{1/3} \cdot \frac{980 \cdot (1 + (z/0,54)^{10})}{(1 + (z/0,02)^3) \cdot (1 + (z/0,74)^6) \cdot \sqrt{1 + (z/6,9)^2}} = 16,5ms$$

Die höchste Belastung wird beim senkrechten Auftreffen der Druckwelle auf das Gebäude erreicht. Der Reflexionsspitzenüberdruck für diesen Fall ist nach Gleichung 10:

$$P_{ro} = 2 \cdot P_{so} \left(\frac{7P_0 + 4P_{so}}{7P_0 + P_{so}} \right) = 162,1kPa$$

Die fiktive Dauer der Überdruckphase wird nun für einen äquivalenten dreieckförmigen Druck-Zeitverlauf mit gleichem Impuls berechnet, Gleichung 11:

$$t_d^* = \frac{2 \cdot i_r}{P_{ro}} = 13,1ms$$

Aus Reflexionsspitzenüberdruck und Dauer der Überdruckphase wird der flächenbezogener Impuls nach Gleichung 9 berechnet

$$i_r = P_{ro} \cdot t_d \left(\frac{1}{\alpha} - \frac{1 - e^{-\alpha}}{\alpha^2} \right) = 1062,9Pa \cdot s$$

mit $\alpha = 0,73$ nach Tabelle 9

Anmerkung: Diese Werte können auch aus Bild 22 in Abschnitt 3.2.3 abgelesen werden.

Schritt 3: Last-Verformungskurve des Bauteils

Der vertikale Lastabtrags des Gebäudes ist über Pendelstützen geplant, die über die Deckenscheiben an dem aussteifenden Kern angeschlossen sind. Eine axiale Verformungsbehinderung der Stützen besteht nicht. Aus der Vorplanung des Tragwerks werden Stützen HEB400 in Stahlgüte S460 gewählt. Die Stockwerkshöhe (Bauteillänge L) beträgt 3,5 m und der Stützenabstand 6 m (siehe Bild 42). Die Fassade spannt von Stütze zu Stütze, wird explosions sicher ausgebildet und hat ein Flächen-gewicht von 80 kg/m².

Die Stützen werden so angeordnet, dass sie unter der Explosionslast um die schwache Achse beansprucht werden, um eine höhere Querkrafttragfähigkeit zu erreichen.

Das Bauteilverhalten kann über eine bilineare Last-Verformungs-kurve beschrieben werden. Die elastische Steifigkeit und die elastische Grenzlast werden nach Tabelle 12 bestimmt:

$$R_{el} = \frac{8M_{pl}}{L} = 1161 \text{ kN}$$

$$k_1 = \frac{384 \cdot EI}{5 \cdot L^3} = 40700 \text{ kN/m}$$

$$w_{el} = \frac{R_{el}}{k_1} = 0,029 \text{ m}$$

Die maximal zulässige Verformung wird durch Beulen begrenzt (Gleichung 15 und 16):

$$w_{cr} = d_c \cdot \frac{3,5 f_y}{c_1 \beta^3} \left(\frac{\kappa L}{d_c} \right)^2 = 0,197 \text{ m}$$

$$\text{mit } \beta = 2,5 \frac{b_f/t_f}{\sqrt{235/f_y}} = 43,7,$$

$$d_c = 0,3 \text{ m}, f_y = 460 \text{ N/mm}^2, c_1 = 1, \kappa = 0,5$$

Das Erreichen der Bruchdehnung in der Zugzone wird nicht maßgebend.

Anmerkung: Die Grenzverformung über das Duktilitätsverhältnis ($\mu = 12$) nach Tabelle 11 ist $w_{cr} = \mu \cdot w_{el} = 0,348 \text{ m}$.

HEB400, schwache Achse in S460

L = 3,5 m	f _y = 460 N/mm ²
m = 155 kg/m	W _{el,z} = 721 cm ³
A = 198 cm ²	M _{pl,z} = 508 kNm
I _z = 10820 cm ⁴	V _{pl,y} = 3816 kN

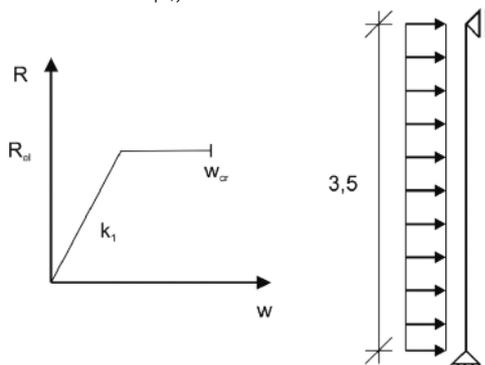


Bild 42: Eingangparameter für die Berechnung der Last-Verformungskurve

Schritt 4: Dynamische Bauteilantwort

Die maximale Verformung der Stütze unter der Explosionslast wird mit Hilfe des Nomogramms in Bild 43 ermittelt. Hierfür wird die Eigenperiode des Bauteils nach Gleichung 36 und mittels des Last-Masse-Faktors aus Tabelle 12 berechnet (beid-seitig gelenkig, Gleichlast, plastisch):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{K_{im,u} \cdot M_u}{k_1}} = 0,0377 \text{ s} = 37,7 \text{ ms}$$

$$\text{mit } M_u = (6 \cdot 80 + 155) \cdot 3,5 = 2223 \text{ kg} \text{ und } K_{im} = 0,66$$

Des Weiteren wird die resultierende Last des Reflexions-spitzendrucks F_{max} benötigt:

$$F_{max} = 6 \cdot 3,5 \cdot 162,1 = 3404 \text{ kN}$$

Die Dauer der Überdruckphase t_d wurde in Schritt 2 und die elastische Grenzlast R_{el} in Schritt 3 berechnet. Mit t_d*/T = 13,1/37,7 = 0,35 und R_{el}/F_{max} = 1162/3404 = 0,34 wird aus dem Nomogramm in Bild 43 der Wert w_{max}/w_{el} ≈ 4,7 abgelesen. Die maximale Verformung der Stütze unter der Explosions-belastung beträgt somit w_{max} = 4,7 · 0,029 = 0,136 m.

Anmerkung: Auf eine Anpassung des Last-Masse-Faktors auf-grund des elastisch-plastischen Verhaltens nach Gleichung 35 und iterative Verbesserung der Eigenperiode wird hier verzichtet.

Ein oberer Grenzwert für die maximale Auflagerkraft kann nach Tabelle 12 wie folgt bestimmt werden:

$$V = 0,38 \cdot R_{el} + 0,12 \cdot F = 850 \text{ kN}$$

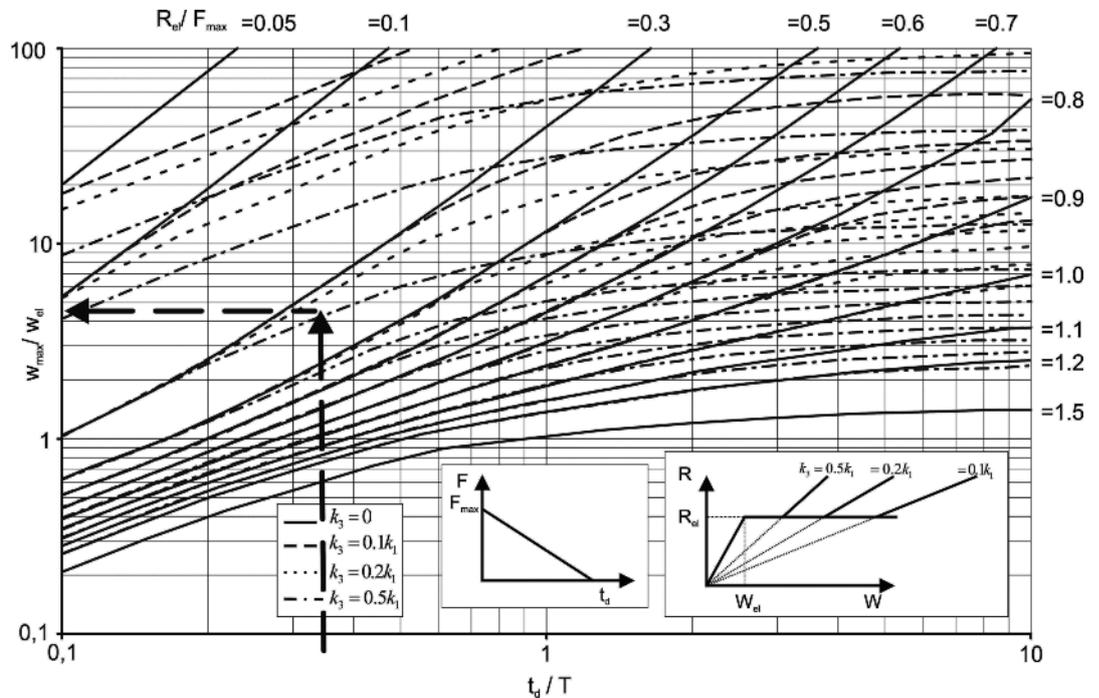


Bild 43: Ermittlung der maximalen Verformung der Stütze mit Hilfe des Nomogramms in Bild 32

Schritt 5: Tragsicherheitsnachweise

Im letzten Schritt sind schließlich die Tragsicherheitsnachweise für das Bauteil, die Anschlüsse und das Gesamttragwerk zu führen.

Zunächst ist die Bauteilintegrität während der kurzzeit-dynamischen Belastung zu verifizieren:

Nachweis der Grenzverformung (Beulen):

$$w_{max} = 0,136m \leq 0,197m = w_{cr}$$

Querkraftnachweis unter Berücksichtigung von Überfestigkeiten:

$$V_d = V \cdot 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \gamma_{\epsilon} = 850 \cdot 1,1 \cdot 1,25 \cdot 1,5 = 1753kN$$

$$V_d \leq 3816kN = V_{Rd}$$

Des Weiteren sind die Anschlüsse sowie die anschließende Struktur für die Auflagerkräfte unter Berücksichtigung der Überfestigkeiten zu bemessen.

Nach der Explosionseinwirkung ist die Stütze für Vertikallasten unter Berücksichtigung des dynamischen Lastfaktors und der plastischen Verformung nachzuweisen (Gleichung 61 und 62). Die Normalkraft der Stütze in der außergewöhnlichen Einwirkungskombination wird am Gesamtsystem ermittelt und beträgt 800 kN.

$$N_d = N \cdot v = 800 \cdot 3,5 = 2800kN$$

$$\Delta M_d = N_d \cdot w_{pl} \cdot \alpha = 343kNm$$

$$\text{mit } w_{pl} = w_{max} - w_{el} = 0,107m \text{ und } \alpha = 1/(1 - (N_d \cdot L^2)/(12EI)) = 1,144$$

Die Stütze wird schließlich für diese Lasten unter Berücksichtigung der Normalkraft-Momenten-Interaktion nachgewiesen:

$$\frac{M}{M_{pl}} + \left(\frac{N}{N_{pl}} \right)^{1,2} = 0,92 \leq 1$$

Die Stütze erfährt unter der Explosionsbelastung erhebliche plastische Verformungen, versagt aber nicht. Somit kann sie zur Standsicherheit des Gebäudes nach der außergewöhnlichen Einwirkung mit einer reduzierten Steifigkeit berücksichtigt werden.

6 | Verwendete Symbole

Allgemein verwendete Symbole

A	Querschnittsfläche
A_w	Schubfläche
E	Elastizitätsmodul
f_y	charakteristische Streckgrenze des Baustahls
f_{cm}	mittlere Zylinderdruckfestigkeit des Betons
G	Schubmodul
I	Flächenträgheitsmoment
L	Länge des Bauteils
M_{pl}	plastische Momenten Tragfähigkeit
N_{pl}	plastische Normalkrafttragfähigkeit
r_g	Trägheitsradius
W_{el}	elastisches Widerstandsmoment
W_{pl}	plastisches Widerstandsmoment

Verwendete Symbole in der Risikobewertung

G	Gefährdungswert
R	Risikowert
S	Schutzgutwert
V	Verwundbarkeitswert
X_1	Verwundbarkeitsfaktor Bekanntheitsgrad
X_2	Verwundbarkeitsfaktor Zugänglichkeit
X_3	Verwundbarkeitsfaktor Schadensausmaß

Verwendete Symbole in der Anpralllast-Berechnung

a	Höhe der Anprallfläche
A	Anprallfläche
b	Breite der Anprallfläche
d	Abstand der Mittellinie des Fahrstreifens zum Bauteil
d_b	Bremsabstand
F_{pl}	plastische Grenzlast des Anprallkörpers
h	Schwerpunktlage des Anprallortes über Geländeoberkante
k	Kontaktsteifigkeit des Anprallkörpers
M	Masse des Anprallkörpers
v_0	Anprallgeschwindigkeit
v_r	reduzierte Anprallgeschwindigkeit des Fahrzeuges

Verwendete Symbole in der Explosionslast-Berechnung

i_r	flächenbezogener Impuls des Reflexionsüberdrucks
i_s	flächenbezogener Impuls des einfallenden Überdrucks
k	Formfaktor der Druckwelle
m_{eff}	effektive Masse des Sprengstoffs
m	Masse des Sprengstoffs
P_0	Umgebungsluftdruck
P_o	Überdruck
P_{s0}	Spitzenüberdruck
P_{r0}	Reflexionsspitzenüberdruck
R	Abstand zum Explosionsherd
t	Zeit
t_d	Dauer der Überdruckphase
t_d^*	fiktive Dauer der Überdruckphase für dreieckförmigen Druck-Zeitverlauf
z	skaliertes Abstandsparameter
α	Völligkeitsbeiwert des Druck-Zeitverlaufs

Verwendete Symbole in der Berechnung der Last-Verformungskurven

b_f	Flanschbreite
c	dimensionslose Federsteifigkeit
c_1	Faktor für die Auflagerbedingung
c_f	axialer Steifigkeitsparameter
c_{lp}	Faktor für die Länge der plastischen Zone
c_w	Faktor für die Verformung
d_c	charakteristische Abmessung des Bauteils
$f_{y,dyn}$	erhöhte Streckgrenze von Stahl durch Dehnrateneffekte
$f_{c,dyn}$	erhöhte Betondruckfestigkeit durch Dehnrateneffekte
h_w	Steghöhe
H	dimensionslose plastische Steifigkeit
k	äquivalente elastische axiale Steifigkeit
k_{node}	Steifigkeit der umgebenden Struktur
m	materialabhängiger Exponent
R_0	plastische Biegetragfähigkeit bei mittigem Anprall
t_f	Flanschdicke
t_w	Stegdicke
T	Temperatur
w_{cr}	Grenzverformung des Bauteils
w_c	charakteristische Verformung
\bar{w}	dimensionslose Verformung
α	Exponent bei der Normalkraft-Momenten-Interaktion
α_s	materialabhängiger Exponent $\alpha_s = 1/(5 + 0.9 f_{cm,stat})$
β	Beulfaktor
ϵ_{cr}	Bruchdehnung des Stahls
ϵ_y	Fließdehnung des Stahls
$\dot{\epsilon}$	Dehnraten
$\dot{\epsilon}_{c0}$	Referenzdehnraten Beton
γ_s	materialabhängiger Faktor
κ	Abstand vom Aufprallpunkt zum nächsten Auflager
μ	Duktilitätsverhältnis

Verwendete Symbole in der dynamischen Berechnung

c_Q	Parameter zur Lastkonfiguration
c_s	Parameter für Auflagerbedingungen
F	resultierende Belastung
F_E	äquivalente Belastung des Ein-Massen-Schwingers
F_{max}	Maximalwert der resultierenden Belastung
I	Impuls
k_1	elastische Biegesteifigkeit des Bauteils
k_1'	modifizierte Bauteilsteifigkeit infolge Schubverformungen
k_3	Membransteifigkeit des Bauteils
K_E	äquivalente Steifigkeit des Ein-Massen-Schwingers
K_l	Lastfaktor
K_{lm}	Last-Massefaktor
$K_{m,c}$	Massefaktor für konzentrierte Masse
$K_{m,u}$	Massefaktor für verteilte Masse
$K_{lm,c}$	Last-Massefaktor für konzentrierte Masse
$K_{lm,u}$	Last-Massefaktor für verteilte Masse
k_Q	Schubsteifigkeit des Bauteils
M_{E1}	Masse des Anprallkörpers
M_E	äquivalente Masse des Ein-Massen-Schwingers
p	Bauteilbelastung
R_{el}	elastische Grenzlast des Bauteils
$R(w)$	nicht-linearer Bauteilwiderstand
t_d	Dauer der Überdruckphase
T	Eigenperiode
v_0	Geschwindigkeit des Anprallkörpers
w	Bauteilverformung
w_{max}	maximale Verformung des Bauteils
η	Einflussfaktor für Schubverformungen

Verwendete Symbole in den Tragsicherheitsnachweisen

a	Abstand vom Ort der maximalen Durchbiegung zum Auflager
A	Auflagerkraft aus der dynamischen Berechnung
A_d	Bemessungsaflagerkraft
k_N'	reduzierte axiale Steifigkeit des Bauteils
N	statische Drucknormalkraft
N_d	Bemessungsdrucknormalkraft
V	Querkraft aus der dynamischen Berechnung
V_d	Bemessungsquerkraft
w_{cr}	Grenzverformung des Bauteils
w_{el}	elastische Verformung des Bauteils
w_{max}	maximale Verformung des Bauteils
w_{pl}	plastische Verformung des Bauteils
$\gamma_{\dot{\epsilon}}$	Faktor für Überfestigkeit aus Dehnrateneffekten
γ_{ov}	Faktor für die Materialüberfestigkeit
v	dynamischer Lastfaktor
ϕ_{max}	maximale Auflagerverdrehung des Bauteils

Verwendete Symbole in der Programmierung von Ein- und Mehr-Massen-Schwingern

A	Auflagerkräfte
$F_E(t)$	äquivalente Belastung des Ein-Massen-Schwingers
i	Trägheitskräfte des Bauteils
K_E	äquivalente Steifigkeit des Ein-Massen-Schwingers
m	Bauteilmasse pro laufendem Meter
M_E	äquivalente Masse des Ein-Massen-Schwingers
$R_{E,el}$	zur Fließgrenze gehörige Reaktionskraft des Ein-Massen-Schwingers
Δt	Zeitschritt
Δt_{krit}	kritischer Zeitschritt
u	Verformung des Ein-Massen-Schwingers
u_{el}	Verformung des Ein-Massen-Schwingers an der Fließgrenze
u_{pl}	plastische Verformung des Ein-Massen-Schwingers
\dot{u}	Geschwindigkeit des Ein-Massen-Schwingers
\ddot{u}	Beschleunigung des Ein-Massen-Schwingers
w	Bauteilverformung
ψ	Formfunktion

7 | Literatur

- Baker, W. E.:
Explosions in the Air. Austin: University of Texas Press, 1973.
- Biggs, L. M.:
Introduction to Structural Dynamics. McGraw-Hill, 1964.
- Bignon, P. G., Riera, J. D.:
Verification of methods of analysis for soft missile impact problems. Nuclear Engineering and Design 60, 1980, S. 311–326.
- Bundesamt für Strahlenschutz:
Methoden zur probabilistischen Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke. Facharbeitskreis Probabilistische Sicherheitsanalyse für Kernkraftwerke. Stand: August 2005.
- Bundesministerium des Innern:
Schutz Kritischer Infrastrukturen – Risiko- und Krisenmanagement, Leitfaden für Unternehmen und Behörden. 2007.
- Bundesministerium des Innern:
Nationale Strategie zum Schutz Kritischer Infrastrukturen (KRITIS-Strategie). 2009.
- Burns, J., Abruzzo, J. und Tamaro, M.:
Structural Systems for Progressive Collapse Prevention. MMC workshop 2002: Prevention of progressive collapse. Rosemont, Illinois, USA, 10.–12. Juli 2002.
- BS5950:
Structural use of steelwork in building; Part 1: Code of practice for design – Rolled and welded sections. 2001.
- CEB: CEB FIB Model Code 1990. London: Thomas Telford Ltd. 1993.
- Chopra, A. K.: Dynamics of Structures: Theory and Application to Earthquake Engineering. Prentice Hall, 3. Auflage, 2006.
- DIN 1055-9:
Einwirkungen auf Tragwerke Teil 9: Außergewöhnliche Einwirkungen. 2003.
- DIN 25449:
Bauteile aus Stahl- und Spannbeton in kerntechnischen Anlagen – Sicherheitskonzept, Einwirkungen, Bemessung und Konstruktion. 2008.
- EN 1990: Eurocode 0:
Grundlagen der Tragwerksplanung. Deutsche Fassung EN 1990:2002, 2002.
- EN 1991-1-7: Eurocode 1:
Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 1–7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen. Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006, 2006.
- EN 1993-1-1: Eurocode 3:
Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1993-1-1:2005, 2005.
- EN 1993-1-8: Eurocode 3:
Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten – Teil 1–8: Bemessung von Anschlüssen. Deutsche Fassung EN 1993_1_8:2005, 2005.
- EN 1994-1-1: Eurocode 4:
Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau. Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004, 2006.
- FEMA 403:
World Trade Center buildings performance study. Federal Emergency Management Agency, 2002.
- FEMA 426:
Reference Manual to mitigate potential terroristic attacks against buildings. Risk Management Series, Federal Emergency Management Agency, 2003.
- FEMA 427:
Primer for Design of Commercial Buildings to Mitigate Terroristic Attacks. Risk Management Series, Federal Emergency Management Agency, 2003.
- Gebbeken, N., Döge, T.:
Von der Explosion zur Bemessungslast. Tagungsband 3. Workshop „BAU-PROTECT“. Bad Reichenhall 28.–29. Oktober 2008.
- Hauke, B. et al:
Composite column and wall-systems for Impact and Blast resistance. RFCS Contract-Number RFS-CR-04047, Forschungsbericht, 2008.
- HSK (Hauptabteilung für die Sicherheit der Kernanlagen):
Stellungnahme der HSK zur Sicherheit der schweizerischen Kernkraftwerke bei einem vorsätzlichen Flugzeugabsturz. 2003.
- Kinney, G. F., Kenneth, J. G.:
Explosive shocks in the air. 2. Ausgabe, Berlin: Springer-Verlag, 1985.
- Kühn, B.:
Beitrag zur Vereinheitlichung der europäischen Regelungen zur Vermeidung von Sprödbbruch. Diss. RWTH Aachen. 2005.
- Mayrhofer, C.:
Grundlagen zu den Methoden der dynamischen Grenztragfähigkeitsberechnung bei terroristischen Ereignissen. Tagungsband 3. Workshop „BAU-PROTECT“. Bad Reichenhall 28.–29. Oktober 2008.
- Mays, G. C., Smith, P. D.:
Blast Effects on Buildings. London: Thomas Telford Ltd. 1995.

Moore, D. B.:

The UK and European Regulations for Accidental Actions. MMC workshop 2002: Prevention of progressive collapse. Rosemont, Illinois, USA, 10.–12. Juli 2002.

N-004: NORSOK Standard: Design of steel structures. 2004

Riera, J. D.:

On the stress analysis of structures subjected to aircraft impact forces. Nuclear Engineering and Design 8, 1968, S. 415–426.

Sauer, M., Klomfass, A.:

Ge- und Entkoppelte Berechnungsverfahren zur Analyse der Fluid-Struktur-Interaktion bei hochdynamischen Lasten. Tagungsband 3. Workshop „BAU-PROTECT“. Bad Reichenhall 28.–29. Oktober 2008.

Scott, D., Lane, B., Gibbons, C.:

Fire Induced Progressive Collapse. MMC workshop 2002: Prevention of progressive collapse. Rosemont, Illinois, USA, 10.–12. Juli 2002.

Stepan, J., Maly, J.:

Consequences of the large commercial aircraft crash into the interim spent fuel storage facility. Tagungsband EURO DYN 2005 S. 1447–1452. Paris, Frankreich 4.–7. September 2005.

Starossek, U.:

Progressiver Kollaps von Bauwerken. Beton- und Stahlbetonbau 4, 2005, S. 305–317.

Summers, S.; Prasad, A.:

NHTSA's Recent Compatibility Test Program. Tagungsband 19th International Technical Conference on the Enhanced Safety of Vehicles (ESV), Washington D.C., 2005.

Zorn, N. F., Schueller, G. I.:

On the failure probability of the containment under accidental aircraft impact. Nuclear Engineering and Design 91, 1986, S. 277–286.

Die Autoren



Dipl.-Ing. Max Gündel

RWTH Aachen University, Institut für Stahlbau

Studium des Bauingenieurwesens an der TU Darmstadt; Tragwerksplanung im Bereich Kraftwerks- und Industriebau bei HOCHTIEF Consult IKS Energy; wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Stahlbau, RWTH Aachen University



Dr.-Ing. Benno Hoffmeister

RWTH Aachen University, Institut für Stahlbau

Oberingenieur des Instituts für Stahlbau, RWTH Aachen University; Leitung nationaler und europäischer Forschungsprojekten u. a. zu Erdbeben und Sonderlasten, Mitglied des deutschen Normenausschusses „Erdbeben und Sonderfragen“ und des ECCS Technical Committee 13 „Seismic design“



Dr.-Ing. Falko Bangert

HOCHTIEF Construction AG, Consult IKS Energy

Studium des Bauingenieurwesens an der Ruhr-Universität Bochum; Promotion am Lehrstuhl für Statik und Dynamik der Ruhr-Universität Bochum; Tragwerksplanung im Bereich Kraftwerks- und Industriebau bei HOCHTIEF Consult IKS Energy

»bauforumstahl e.V.

»bauforumstahl ist ein auf das Bauwesen spezialisiertes, unabhängiges Forum für Beratung und Wissenstransfer. Es wird getragen von Unternehmen und Organisationen aus dem Stahlbereich.

Das Leistungsspektrum umfasst Informationen und Publikationen, Arbeits- und Bemessungshilfen, Online-Planungstools, Veranstaltungen, Schulung und Nachwuchsförderung – vielfach in Kooperation mit Architekten- und Ingenieurkammern, Bauunternehmen, Fachverbänden und Hochschulen. Die Angebote richten sich an Architekten, Ingenieure und Bauausführende, private und öffentliche Bauherren, Investoren, Hochschulen und Studierende sowie die breite Fachöffentlichkeit. Die bundesweite Fachberatung in der Zentrale in Düsseldorf und den drei Regionalbüros West (Düsseldorf), Nordost (Berlin) und Süd (Garching/München) ist vertraulich, kostenlos, firmen- und produktneutral.

Die Themen reichen von Gestaltungsmöglichkeiten mit Stahl und Stahlverbund im Geschoss- und Brückenbau, Wirtschaftlichkeit, Innovationen, Brand- und Korrosionsschutz bis zur Fertigung und Bauausführung. Vor allem das Thema Nachhaltigkeit nimmt immer breiteren Raum ein. Die deutsche Stahlindustrie und der deutsche Stahlbau haben sich zur Nachhaltigkeit und ihrer Umsetzung in den Baubereich verpflichtet.

Gemeinsam mit dem Deutschen Stahlbau-Verband (DSTV) werden im zweijährigen Turnus die bedeutenden Wettbewerbe „Preis des Deutschen Stahlbaues“ für Architekten und „Förderpreis des Deutschen Stahlbaues“ für den studentischen Nachwuchs der Architekten und Ingenieure ausgelobt.

»bauforumstahl bietet eine offene Plattform für vielfältigste Aktivitäten rund um das Bauen und steht im ständigen Erfahrungsaustausch und Meinungsbildungsprozess mit allen Baubeteiligten, mit Hochschulen und Forschungseinrichtungen, Sachverständigen, Fach- und Normenausschüssen, behördlichen Gremien sowie nationalen und internationalen Organisationen.

»bauforumstahl e.V.

Sohnstraße 65
40237 Düsseldorf
Postfach 10 48 42
40239 Düsseldorf
T: +49(0)211.6707.828
F: +49(0)211.6707.829
zentrale@bauforumstahl.de
www.bauforumstahl.de

»Zentrale
Sohnstraße 65
40237 Düsseldorf
zentrale@bauforumstahl.de
T: 0211.6707.828
F: 0211.6707.829

Geschäftsführer
Dr. Bernhard Hauke
T: 0211.6707.828

Öffentlichkeitsarbeit
Dipl.-Vw. Angelika Demmer
angelika.demmer@bauforumstahl.de
T: 0211.6707.830

Brandschutz
Dipl.-Ing. Hans-Werner Girkes
hans.girkes@bauforumstahl.de
T: 0211.6707.826

Nachhaltigkeit
Dr. Bernhard Hauke
T: 0211.6707.828
M.Sc. Raban Siebers
raban.siebers@bauforumstahl.de
T: 0211.6707.560

»Büro West
Dipl.-Ing. Hans-Werner Girkes
hans.girkes@bauforumstahl.de
T: 0211.6707.826
Dipl.-Ing. Ronald Kocker
ronald.kocker@bauforumstahl.de
T: 0211.6707.842

»Büro Nordost
Gutsmuthsstraße 23
12163 Berlin (Steglitz)
berlin@bauforumstahl.de
T: 030.7901394.0
F: 030.7901394.3
Dipl.-Ing. Sivo Schilling
sivo.schilling@bauforumstahl.de
T: 030.7901394.1
Dipl.-Ing. Michael Schmidt
michael.schmidt@bauforumstahl.de
T: 030.7901394.2

»Büro Süd
Carl-Zeiss-Straße 6
85748 Garching
muenchen@bauforumstahl.de
T: 089.360363.0
F: 089.360363.10
Dipl.-Ing. Wolfgang Buchner
wolfgang.buchner@bauforumstahl.de
T: 089.360363.11
Dr.-Ing. Julija Ruga
julija.ruga@bauforumstahl.de
T: 089.360363.13





Mitglieder »bauforumstahl



Interessengemeinschaft Bauforum Stahl (IGBS)

