

DIN EN 1991-1-7

DIN

ICS 91.010.30

Ersatz für
DIN EN 1991-1-7:2007-02;
mit DIN EN
1991-1-7/NA:2010-12
Ersatz für
DIN 1055-9:2003-08

**Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke –
Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen –
Außergewöhnliche Einwirkungen;
Deutsche Fassung EN 1991-1-7:2006 + AC:2010**

Eurocode 1: Actions on structures –
Part 1-7: General actions –
Accidental actions;
German version EN 1991-1-7:2006 + AC:2010

Eurocode 1: Actions sur les structures –
Partie 1-7: Actions générales –
Actions accidentelles;
Version allemande EN 1991-1-7:2006 + AC:2010

Gesamtumfang 67 Seiten

DIN EN 1991-1-7:2010-12

Nationales Vorwort

Dieses Dokument enthält die Deutsche Fassung der vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau“ (Sekretariat: BSI, Vereinigtes Königreich) ausgearbeiteten EN 1991-1-7:2006 + AC:2010.

Die Arbeiten wurden auf nationaler Ebene vom Arbeitsausschuss NA 005-51-02 AA „Einwirkungen auf Bauten“ (Sp CEN/TC 250/SC 1) im Normenausschuss Bauwesen (NABau) begleitet.

Dieses Dokument enthält die Europäische Berichtigung, die vom CEN am 17. Februar 2010 angenommen wurde.

Die Norm ist Bestandteil einer Reihe von Einwirkungs- und Bemessungsnormen, deren Anwendung nur im Paket sinnvoll ist. Dieser Tatsache wird durch das Leitpapier L der Kommission der Europäischen Gemeinschaft für die Anwendung der Eurocodes Rechnung getragen, indem Übergangsfristen für die verbindliche Umsetzung der Eurocodes in den Mitgliedstaaten vorgesehen sind. Die Übergangsfristen sind im Vorwort dieser Norm angegeben.

Die Anwendung dieser Norm gilt in Deutschland in Verbindung mit dem Nationalen Anhang.

Es wird auf die Möglichkeit hingewiesen, dass einige Texte dieses Dokuments Patentrechte berühren können. Das DIN [und/oder die DKE] sind nicht dafür verantwortlich, einige oder alle diesbezüglichen Patentrechte zu identifizieren.

Anfang und Ende der durch die Berichtigung eingefügten oder geänderten Texte sind jeweils durch die Textmarkierungen **[AC]** **[AC]** angegeben.

Änderungen

Gegenüber DIN V ENV 1991-2-7:2000-07 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Änderung der Normnummer von DIN V ENV 1991-2-7 in DIN EN 1991-1-7;
- b) Vornormcharakter aufgehoben;
- c) Stellungnahmen der nationalen Normungsinstitute eingearbeitet und den Text vollständig überarbeitet.

Gegenüber DIN EN 1991-1-7:2007-02 und DIN 1055-9:2003-08 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) auf europäisches Bemessungskonzept umgestellt;
- b) Ersatzvermerke korrigiert;
- c) Vorgänger-Norm mit der europäischen Berichtigung EN 1991-1-7/AC:2010 konsolidiert;
- d) redaktionelle Änderungen durchgeführt.

Frühere Ausgaben

DIN 1055-9: 2003-08

DIN V ENV 1991-2-7: 2000-07

DIN EN 1991-1-7: 2007-02

EUROPÄISCHE NORM
EUROPEAN STANDARD
NORME EUROPÉENNE

EN 1991-1-7
Juli 2006
+AC
Februar 2010

ICS 91.010.30

Deutsche Fassung

**Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke —
Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen —
Außergewöhnliche Einwirkungen**

Eurocode 1: Actions on structures —
Part 1-7: General actions —
Accidental actions

Eurocode 1: Actions sur les structures —
Partie 1-7: Actions générales —
Actions accidentelles

Diese Europäische Norm wurde vom CEN am 9. Januar 2006 angenommen.

Die Berichtigung tritt am 17. Februar 2010 in Kraft und wurde in EN 1991-1-7:2006 eingearbeitet.

Die CEN-Mitglieder sind gehalten, die CEN/CENELEC-Geschäftsordnung zu erfüllen, in der die Bedingungen festgelegt sind, unter denen dieser Europäischen Norm ohne jede Änderung der Status einer nationalen Norm zu geben ist. Auf dem letzten Stand befindliche Listen dieser nationalen Normen mit ihren bibliographischen Angaben sind beim Management-Zentrum des CEN oder bei jedem CEN-Mitglied auf Anfrage erhältlich.

Diese Europäische Norm besteht in drei offiziellen Fassungen (Deutsch, Englisch, Französisch). Eine Fassung in einer anderen Sprache, die von einem CEN-Mitglied in eigener Verantwortung durch Übersetzung in seine Landessprache gemacht und dem Management-Zentrum mitgeteilt worden ist, hat den gleichen Status wie die offiziellen Fassungen.

CEN-Mitglieder sind die nationalen Normungsinstitute von Belgien, Bulgarien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Kroatien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, den Niederlanden, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, der Schweiz, der Slowakei, Slowenien, Spanien, der Tschechischen Republik, Ungarn, dem Vereinigten Königreich und Zypern.



EUROPÄISCHES KOMITEE FÜR NORMUNG
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION
COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION

Management-Zentrum: Avenue Marnix 17, B-1000 Brüssel

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

Inhalt

	Seite
Vorwort	4
Hintergrund des Eurocode-Programms	4
Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes	5
Nationale Fassungen der Eurocodes	6
Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETAZ)	6
Zusätzliche Informationen zu EN 1991-1-7.....	6
Nationaler Anhang	7
1 Allgemeines	9
1.1 Anwendungsbereich	9
1.2 Normative Verweisungen	9
1.3 Annahmen	10
1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln.....	10
1.5 Begriffe	10
1.6 Symbole	12
2 Klassifizierung der Einwirkungen.....	13
3 Bemessungssituationen	14
3.1 Allgemeines	14
3.2 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Strategien bei identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen	15
3.3 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Strategien zur Begrenzung lokalen Versagens	16
3.4 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Anwendung der Versagensfolgeklassen.....	16
4 Anprall.....	17
4.1 Anwendungsbereich	17
4.2 Darstellung der Einwirkungen.....	18
4.3 Außergewöhnliche Einwirkungen aus dem Anprall von Straßenfahrzeugen	19
4.3.1 Anprall auf stützende Unterbauten	19
4.3.2 Anprall auf Überbauungen.....	20
4.4 Außergewöhnliche Einwirkungen aus Gabelstaplern.....	22
4.5 Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Entgleisung von Eisenbahnfahrzeugen auf Bauwerke neben oder über Gleisen.....	22
4.5.1 Tragwerke neben oder über Gleisanlagen	22
4.5.2 Bauwerke hinter dem Gleisende	24
4.6 Außergewöhnliche Einwirkungen aus Schiffsverkehr.....	25
4.6.1 Allgemeines	25
4.6.2 Anprall von Binnenschiffen	25
4.6.3 Anprall von Seeschiffen	26
4.7 Außergewöhnliche Einwirkungen aus Helikoptern	27
5 Innenraumexplosionen	27
5.1 Anwendungsbereich	27
5.2 Darstellung der Einwirkung	28
5.3 Entwurfsgrundsätze	29
Anhang A (informativ) Entwurf zur Begrenzung von Schadensfolgen lokalen Versagens aus unspezifizierte Ursache in Hochbauten	30
A.1 Anwendungsbereich	30
A.2 Einleitung.....	30
A.3 Versagensfolgeklassen für Hochbauten	30

	Seite
A.4 Strategieempfehlungen.....	31
A.5 Wirksame horizontale Zugverankerungen.....	33
A.5.1 Rahmenbauweise	33
A.5.2 Tragende Wandbauweise	34
A.6 Wirksame vertikale Zugverankerungen	36
A.7 Nennquerschnitt einer tragenden Wand	37
A.8 Haupttragelemente	37
Anhang B (informativ) Hinweise zur Risikoanalyse	38
B.1 Einleitung	38
B.2 Begriffe	39
B.3 Beschreibung des Umfangs der Risikoanalyse	39
B.4 Methoden der Risikoanalyse	40
B.4.1 Qualitative Risikoanalyse	40
B.4.2 Quantitative Risikoanalyse.....	40
B.5 Risikoakzeptanz und Schutzmaßnahmen.....	42
B.6 Maßnahme zur Risikominderung.....	44
B.7 Veränderungen	44
B.8 Verständigung über die Resultate und Schlussfolgerungen.....	44
B.9 Anwendung im Hochbau und bei Ingenieurbauwerken	44
B.9.1 Allgemeines	44
B.9.2 Bauliche Risikoanalyse.....	46
B.9.3 Modellierung der Risiken aus extremen Lastereignissen.....	47
B.9.4 Hinweise zur Anwendung der Risikoanalyse auf den Anprall von Eisenbahnfahrzeugen.....	50
Anhang C (informativ) Dynamische Anprallberechnung	52
C.1 Allgemeines	52
C.2 Stoßdynamik	52
C.2.1 Harter Stoß	52
C.2.2 Weicher Stoß.....	54
C.3 Anprall von abirrenden Straßenfahrzeugen	54
C.4 Schiffsanprall.....	57
C.4.1 Schiffasanprall auf Binnenwasserstraßen.....	57
C.4.2 Schiffasanprall auf Seewasserstraßen.....	58
C.4.3 Weitergehende Anpralluntersuchung für Schiffe auf Binnenwasserstraßen	58
C.4.4 Weitergehende Anpralluntersuchung für Schiffe auf Seewasserstraßen	61
Anhang D (informativ) Innenraumexplosionen	62
D.1 Staubexplosionen in Innenräumen, Behältern und Bunkern.....	62
D.2 Erdgasexplosionen	64
D.3 Explosionen in Straßen- und Eisenbahntunneln	64

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

Vorwort

Dieses Dokument (EN 1991-1-7:2006 + AC:2010) wurde vom Technischen Komitee CEN/TC 250 „Eurocodes für den konstruktiven Ingeneurbau“ erarbeitet, dessen Sekretariat vom BSI gehalten wird.

CEN/TC 250 ist für alle Eurocodes für den konstruktiven Ingenieurbau verantwortlich.

Diese Europäische Norm muss den Status einer nationalen Norm erhalten, entweder durch Veröffentlichung eines identischen Textes oder durch Anerkennung bis Januar 2007, und etwaige entgegenstehende nationale Normen müssen bis März 2010 zurückgezogen werden.

Dieses Dokument ersetzt ENV 1991-2-7:1998.

Entsprechend der CEN/CENELEC-Geschäftsordnung sind die nationalen Normungsinstitute der folgenden Länder gehalten, diese Europäische Norm zu übernehmen: Belgien, Dänemark, Deutschland, Estland, Finnland, Frankreich, Griechenland, Irland, Island, Italien, Lettland, Litauen, Luxemburg, Malta, Niederlande, Norwegen, Österreich, Polen, Portugal, Rumänien, Schweden, Schweiz, Slowakei, Slowenien, Spanien, Tschechische Republik, Ungarn, Vereinigtes Königreich und Zypern.

Hintergrund des Eurocode-Programms

1975 beschloss die Kommission der Europäischen Gemeinschaften, für das Bauwesen ein Programm auf der Grundlage des Artikels 95 der Römischen Verträge durchzuführen. Das Ziel des Programms war die Beseitigung technischer Handelshemmnisse und die Harmonisierung technischer Normen.

Im Rahmen dieses Programms leitete die Kommission die Bearbeitung von harmonisierten technischen Regelwerken für die Tragwerksplanung von Bauwerken ein, die im ersten Schritt als Alternative zu den in den Mitgliedsländern geltenden Regeln dienen und sie schließlich ersetzen sollten.

15 Jahre lang leitete die Kommission mit Hilfe eines Steuerkomitees mit Repräsentanten der Mitgliedsländer die Entwicklung des Eurocode-Programms, das zu der ersten Eurocode-Generation in den 80'er Jahren führte.

Im Jahre 1989 entschieden sich die Kommission und die Mitgliedsländer der Europäischen Union und der EFTA, die Entwicklung und Veröffentlichung der Eurocodes über eine Reihe von Mandaten an CEN zu übertragen, damit diese den Status von Europäischen Normen (EN) erhielten. Grundlage war eine Vereinbarung¹⁾ zwischen der Kommission und CEN. Dieser Schritt verknüpft die Eurocodes de facto mit den Regelungen der Ratsrichtlinien und Kommissionsentscheidungen, die die Europäischen Normen behandeln (z. B. die Ratsrichtlinie 89/106/EWG zu Bauprodukten, die Bauproduktenrichtlinie, die Ratsrichtlinien 93/37/EWG, 92/50/EWG und 89/440/EWG zur Vergabe öffentlicher Aufträge und Dienstleistungen und die entsprechenden EFTA-Richtlinien, die zur Einrichtung des Binnenmarktes eingeleitet wurden).

1) Vereinbarung zwischen der Kommission der Europäischen Gemeinschaft und dem Europäischen Komitee für Normung (CEN) zur Bearbeitung der Eurocodes für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken (BC/CEN/03/89).

Das Eurocode-Programm umfasst die folgenden Normen, die in der Regel aus mehreren Teilen bestehen:

- EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*
- EN 1991, *Eurocode 1: Einwirkung auf Tragwerke*
- EN 1992, *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauten*
- EN 1993, *Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten*
- EN 1994, *Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Stahl-Beton-Verbundbauten*
- EN 1995, *Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten*
- EN 1996, *Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten*
- EN 1997, *Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik*
- EN 1998, *Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben*
- EN 1999, *Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumkonstruktionen*

Die Europäischen Normen berücksichtigen die Verantwortlichkeit der Bauaufsichtsorgane in den Mitgliedsländern und haben deren Recht zur nationalen Festlegung sicherheitsbezogener Werte berücksichtigt, so dass diese Werte von Land zu Land unterschiedlich bleiben können.

Status und Gültigkeitsbereich der Eurocodes

Die Mitgliedsländer der EU und von EFTA betrachten die Eurocodes als Bezugsdokumente für folgende Zwecke:

- als Mittel zum Nachweis der Übereinstimmung der Hoch- und Ingenieurbauten mit den wesentlichen Anforderungen der Richtlinie 89/106/EWG, besonders mit der wesentlichen Anforderung Nr. 1: Mechanischer Festigkeit und Standsicherheit und der wesentlichen Anforderung Nr. 2: Brandschutz;
- als Grundlage für die Spezifizierung von Verträgen für die Ausführung von Bauwerken und dazu erforderlichen Ingenieurleistungen;
- als Rahmenbedingung für die Herstellung harmonisierter, technischer Spezifikationen für Bauprodukte (ENs und ETAs)

Die Eurocodes haben, da sie sich auf Bauwerke beziehen, eine direkte Verbindung zu den Grundlagendokumenten²⁾, auf die in Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hingewiesen wird, wenn sie auch anderer Art sind als die harmonisierten Produktnormen³⁾. Daher sind die technischen Gesichtspunkte, die sich aus den Eurocodes ergeben, von den Technischen Komitees von CEN und den Arbeitsgruppen von EOTA, die an Produktnormen arbeiten, zu beachten, damit diese Produktnormen mit den Eurocodes vollständig kompatibel sind.

-
- 2) Entsprechend Artikel 3.3 der Bauproduktenrichtlinie sind die wesentlichen Angaben in Grundlagendokumenten zu konkretisieren, um damit die notwendigen Verbindungen zwischen den wesentlichen Anforderungen und den Mandaten für die Erstellung harmonisierter Europäischer Normen und Richtlinien für die Europäische Zulassungen selbst zu schaffen.
 - 3) Nach Artikel 12 der Bauproduktenrichtlinie hat das Grundlagendokument
 - a) die wesentliche Anforderung zu konkretisieren, in dem die Begriffe und, soweit erforderlich, die technische Grundlage für Klassen und Anforderungshöhen vereinheitlicht werden,
 - b) die Methode zur Verbindung dieser Klasse oder Anforderungshöhen mit technischen Spezifikationen anzugeben, z. B. rechnerische oder Testverfahren, Entwurfsregeln,
 - c) als Bezugsdokument für die Erstellung harmonisierter Normen oder Richtlinien für Europäische Technische Zulassungen zu dienen.

Die Eurocodes spielen de facto eine ähnliche Rolle für die wesentliche Anforderung Nr. 1 und einen Teil der wesentlichen Anforderung Nr. 2.

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

Die Eurocodes liefern Regelungen für den Entwurf, die Berechnung und Bemessung von kompletten Tragwerken und Baukomponenten, die sich für die tägliche Anwendung eignen. Sie gehen auf traditionelle Bauweisen und Aspekte innovativer Anwendungen ein, liefern aber keine vollständigen Regelungen für ungewöhnliche Baulösungen und Entwurfsbedingungen, wofür Spezialistenbeiträge erforderlich sein können.

Nationale Fassungen der Eurocodes

Die nationale Fassung eines Eurocodes enthält den vollständigen Text des Eurocodes (einschließlich aller Anhänge), so wie von CEN veröffentlicht, mit möglicherweise einer nationalen Titelseite und einem nationalen Vorwort sowie einem Nationalen Anhang.

Der Nationale Anhang darf nur Hinweise zu den Parametern geben, die im Eurocode für nationale Entscheidungen offen gelassen wurden. Diese national festzulegenden Parameter (NDP) gelten für die Tragwerksplanung von Hochbauten und Ingenieurbauten in dem Land, in dem sie erstellt werden. Sie umfassen:

- Zahlenwerte und/oder Klassen, für die die Eurocodes Alternativen eröffnen;
- Zahlenwerte, für die die Eurocodes nur Symbole angeben;
- Landesspezifische, geographische und klimatische Daten, die nur für ein Mitgliedsland gelten, z. B. Schneekarten;
- Vorgehensweise, wenn die Eurocodes mehrere zur Wahl anbieten;

Der Nationale Anhang darf auch enthalten:

- Festlegungen zur Anwendung informativer Anhänge;
- Verweise zur Anwendung des Eurocodes, soweit diese ergänzen und nicht widersprechen.

Verbindung zwischen den Eurocodes und den harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte (EN und ETAZ)

Die harmonisierten Technischen Spezifikationen für Bauprodukte und die technischen Regelungen für die Tragwerksplanung⁴⁾ müssen konsistent sein. Insbesondere sollten die Hinweise, die mit den CE-Zeichen an den Bauprodukten verbunden sind und die die Eurocodes in Bezug nehmen, klar erkennen lassen, welche national festzulegenden Parameter (NDP) zugrunde liegen.

Zusätzliche Informationen zu EN 1991-1-7

EN 1991-1-7 liefert Grundsätze und Anwendungsregeln für die Bestimmung von außergewöhnlichen Einwirkungen für Hochbauten und Brücken und behandelt folgende Fälle

- Anpralllasten aus Straßenfahrzeugen, Schienen- und Schifffahrtsverkehr sowie Aufpralllasten von Hubschraubern,

4) Siehe Artikel 3.3 und Art. 12 der Bauproduktenrichtlinie, ebenso wie 4.2, 4.3.1, 4.3.2 und 5.2 des Grundlagen-dokumentes Nr. 1.

- Innenraumexplosionen,
- Einwirkungen aus lokalem Versagen durch eine nicht spezifizierte Ursache.

EN 1991-1-7 richtet sich an

- Auftraggeber (z. B. zur Festlegung spezifischer Anforderungen an das Schutzniveau)
- Planer,
- Bauausführende und
- zuständige Behörden.

Die Anwendungen von EN 1991-1-7 erfolgt zusammen mit EN 1990, den anderen Teilen von EN 1991 und mit EN 1992 bis EN 1999 für den Entwurf und die Berechnung von Tragwerken.

Nationaler Anhang

Die Norm bietet alternative Verfahren, Zahlenwerte und Empfehlungen für Klassen an, die mit Öffnungsklauseln für Nationale Festlegungen versehen sind. Daher sollte die Nationale Fassung von EN 1991-1-7 einen Nationalen Anhang haben, der alle diejenigen national festgelegten Parameter enthält, die für den Entwurf und die Berechnung von Hochbauten und Ingenieurbauwerken, die auf dem Territorium des jeweiligen Landes errichtet werden, zu beachten sind.

Nationale Festlegungen sind in EN 1991-1-7 durch folgende Öffnungsklauseln möglich:⁵⁾

Abschnitt	Punkt
2 (2)	Klassifizierung außergewöhnlicher Einwirkungen
3.1(2)	Ereignisse, die zu berücksichtigen sind
3.2(1)	Risikoniveau
3.3(2)	Festgelegte außergewöhnliche Einwirkung für Hochbauten
3.3(2)	Begrenzung lokalen Versagens
3.3(2)	Wahl der Sicherheitsstrategie
3.4(1)	Schadensfolgeklassen
3.4(2)	Bemessungsansätze
4.1(1)	Außergewöhnliche Einwirkungen für Leichtbauten
4.1(1)	Hinweise zur Übertragung von Anpralllasten auf Fundamente
4.3.1(1)	Bemessungswerte für Fahrzeuganpralllasten
4.3.1(1)	Anpralllasten abhängig vom Abstand zu den Fahrspuren

5) Es wird vorgeschlagen zu jedem Abschnitt dieser Liste anzugeben welche Wahl getroffen werden darf: Wertangaben, Verfahren, Klassifizierungen.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

Abschnitt	Punkt
4.3.1(1)	Tragwerke und Tragwerksteile für die keine Anpralllast berücksichtigt werden muss
4.3.1(2)	Alternative Regeln für Anpralllasten
4.3.1(3)	Bedingungen für den Anprall infolge Straßenfahrzeugen
4.3.2(1)	Durchfahrthöhen, Schutzmaßnahmen und Bemessungswerte für Überbau
4.3.2(1)	Abminderungsbeiwert r_F für Anpralllast Überbau
4.3.2(1)	Anpralllasten auf die Brückenunterseite
4.3.2(2)	Anwendung von F_{dy}
4.3.2(3)	Abmessungen und Anordnung der Anprallfläche
4.4(1)	Bemessungswert der Anpralllast aus Gabelstaplern
4.5(1)	Art des Zugverkehrs
4.5.1.2(1)	Klassifizierung von Tragwerken für Anpralllasten
4.5.1.2(1)	Klassifizierung von temporären Bauwerken und Behelfskonstruktionen
4.5.1.4(1)	Bemessungswerte für Anpralllasten aus Entgleisung
4.5.1.4(2)	Abminderung der Anpralllasten
4.5.1.4(3)	Angriffspunkt der Anpralllasten
4.5.1.4(4)	Statische äquivalente Anpralllast
4.5.1.4(5)	Anpralllasten bei Geschwindigkeiten größer als 120 km/h
4.5.1.5(1)	Anforderungen an Tragwerke der Klasse B
4.5.2(1)	Bereiche an Gleisenden
4.5.2(4)	Bemessungswerte Anpralllasten auf Anprallwände
4.6.1(3)	Klassifizierung von Seeschiffen
4.6.2(1)	Bemessungswerte für Anpralllasten bei Binnenschiffen
4.6.2(2)	Reibungsbeiwert
4.6.2(3)	Angriffshöhe und Angriffsfläche der Anpralllast von Binnenschiffen
4.6.2(4)	Anpralllasten von Binnenschiffen auf Brückenüberbauten
4.6.3(1)	Bemessungswerte für Anpralllasten von Seeschiffen
4.6.3(3)	Reibungsbeiwert
4.6.3(4) <small>(AC)</small> P <small>(AC)</small>	Größe und Lage von Anprallflächen bei Seeschiffen
4.6.3(5)	Anpralllast von Seeschiffen auf Brückenüberbauten
5.3 (1)P	Verfahren bei Innenraumexplosion
A.4(1)	Einzelheiten für eine wirksame Verankerung

1 Allgemeines

1.1 Anwendungsbereich

(1) EN 1991-1-7 enthält Strategien und Regelungen für die Sicherung von Hochbauten und anderen Ingenieurbauwerken gegen identifizierbare und nicht-identifizierbare außergewöhnliche Einwirkungen.

(2) EN 1991-1-7 liefert :

- Strategien bei identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen;
- Strategien für die Begrenzung lokalen Versagens.

(3) Die folgenden Punkte werden in dieser Norm behandelt;

- Begriffe und Bezeichnungen (Abschnitt 1);
- Klassifizierung der Einwirkungen (Abschnitt 2);
- Bemessungssituationen (Abschnitt 3);
- Anprall (Abschnitt 4);
- Explosion (Abschnitt 5);
- Robustheit im Hochbau — Bemessung für die Folgen lokalen Versagens ohne spezifizierte Ursache (informativer Anhang A);
- Hinweise zu Risikoabschätzungen (informativer Anhang B);
- dynamische Bemessung für Anprall (informativer Anhang C);
- Explosionen in Gebäuden (informativer Anhang D).

(4) Regelungen zu Staubexplosionen in Silos sind in EN 1991-4 enthalten.

(5) Regelungen für Anpralllasten aus Fahrzeugen auf einer Brücke sind in EN 1991-2 zu finden.

(6) EN 1991-1-7 behandelt keine außergewöhnlichen Einwirkungen aus Explosionen außerhalb von Gebäuden und aus Kriegs- und terroristischen Handlungen. Die Resttragfähigkeit von Hochbauten oder anderen Ingenieurbauwerken, die durch seismische Einwirkungen oder Brand beschädigt wurden, wird ebenfalls nicht behandelt usw..

ANMERKUNG Siehe auch 3.1

1.2 Normative Verweisungen

(1) Diese Norm enthält durch datierte oder undatierte Verweisungen Festlegungen aus anderen Publikationen. Diese normativen Verweisungen sind an den jeweiligen Stellen im Text zitiert, und die Publikationen sind nachstehend aufgeführt. Bei datierten Verweisungen gehören spätere Änderungen oder Überarbeitungen dieser Publikationen nur zu dieser Norm, falls sie durch Änderung oder Überarbeitung eingearbeitet sind. Bei undatierten Verweisungen gilt die letzte Ausgabe der in Bezug genommenen Publikation (einschließlich Änderung).

ANMERKUNG Die Eurocodes werden als EN-Normen veröffentlicht. Auf die folgenden Europäischen Normen, die veröffentlicht sind oder sich in Vorbereitung befinden, wird im normativen Text oder in Anmerkungen zum normativen Text verwiesen.

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

EN 1990	<i>Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung</i>
EN 1991-1-1	<i>Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-1: Wichten, Eigengewicht, Nutzlasten im Hochbau</i>
EN 1991-1-6	<i>Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-6: Einwirkungen während der Bauausführung</i>
EN 1991-2	<i>Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 2: Verkehrslasten auf Brücken</i>
EN 1991-4	<i>Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 4: Silos und Tankbauwerke</i>
EN 1992	<i>Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbetonbauten</i>
EN 1993	<i>Eurocode 3 : Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten</i>
EN 1994	<i>Eurocode 4 : Bemessung und Konstruktion von Stahl-Beton-Verbundbauten</i>
EN 1995	<i>Eurocode 5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten</i>
EN 1996	<i>Eurocode 6: Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten</i>
EN 1997	<i>Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik</i>
EN 1998	<i>Eurocode 8: Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben</i>
EN 1999	<i>Eurocode 9: Bemessung und Konstruktion von Aluminiumkonstruktionen</i>

1.3 Annahmen

(1)P Die allgemeinen Annahmen in EN 1990, 1.3 gelten auch für diesen Teil der EN 1991.

1.4 Unterscheidung nach Grundsätzen und Anwendungsregeln

(1) P Die Regelungen in EN 1990, 1.4 gelten auch für diesen Teil von EN 1991.

1.5 Begriffe

(1) Für die Anwendung dieser Europäischen Norm gelten die Begriffe nach EN 1990, 1.5 sowie die folgenden Begriffe.

1.5.1

Verbrennungsgeschwindigkeit

Verhältnis der Flammausbreitgeschwindigkeit zur Geschwindigkeit des unverbrannten Staubs, Gases oder Dampfes vor der Flamme

1.5.2

Schadensfolgeklasse

Klassifizierung nach Schadensfolgen bei Tragwerksversagen

1.5.3

Deflagration

Verbrennungswelle infolge einer Explosion, die sich im Unterschallbereich ausbreitet

1.5.4

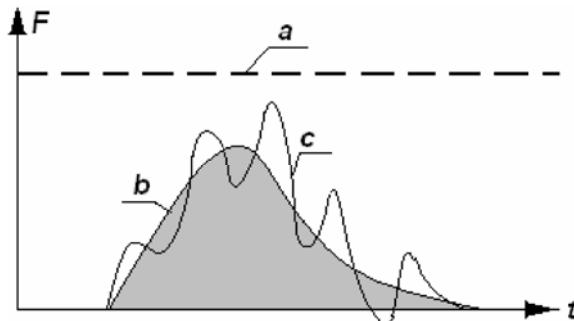
Detonation

Verbrennungswelle infolge einer Explosion, die sich im Überschallbereich ausbreitet

1.5.5

dynamische Kraft

Kraft im Kraft-Zeitverlauf, der eine dynamische Bauwerksreaktion zur Folge haben kann. Bei Anprall ist die dynamische Kraft mit einer Kontaktfläche an der Anprallstelle verbunden (siehe Bild 1.1).



Legende

- a statisch äquivalente Kraft
- b dynamische Kraft
- c Bauwerksantwort

Bild 1.1

1.5.6

statisch äquivalente Kraft

Darstellung für eine dynamische Kraft, die die dynamische Bauwerksreaktion einschließt (siehe Bild 1.1)

1.5.7

Flammgeschwindigkeit

Geschwindigkeit der Flammenfront relativ zu einem festen Bezugspunkt

1.5.8

Entflammgrenze

Mindest- oder Höchstkonzentration brennbarer Materials in einem homogenen Gemisch mit gasförmigem Oxidiermittel, das die Flamme vorantreibt

1.5.9

Anprallobjekt

Objekt, das Anprall verursacht (d. h. Fahrzeug, Schiff, usw.)

1.5.10

Haupttragelement

Bauelement, dessen Versagen das Versagen des Resttragwerkes verursacht

1.5.11

tragende Wandkonstruktion

Wandkonstruktion aus Mauerwerk ohne Ausfachung, die hauptsächlich vertikale Lasten abträgt. Dazu gehören auch Leichtbau — Paneelbauweisen aus vertikalen Ständern aus Holz oder Stahl mit Spanplatten, Streckmetall- oder anderen Verschalungen

1.5.12

lokales Versagen

örtlich durch eine außergewöhnliche Einwirkung ausgefallenes oder schwer beeinträchtigtes Tragwerksteil

1.5.13

Risiko

Maß für das Zusammenwirken (üblicherweise als Produkt) von Auftretenswahrscheinlichkeit einer definierten Gefährdung und der Größe der Schadensfolge

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

1.5.14

Robustheit

Eigenschaft eines Tragwerks, Ereignisse wie Brand, Explosion, Anprall oder Folgen menschlichen Versagens so zu überstehen, dass keine Schäden entstehen, die in keinem Verhältnis zur Schadensursache stehen

1.5.15

Unterbau

Teil eines Bauwerks, der die Überbauung stützt. Bei Hochbauten üblicherweise die Gründung und weitere Bauwerksteile, die sich unter dem Geländeniveau befinden. Bei Brücken die Gründungen, Widerlager, Pfeiler, Stützen, usw.

1.5.16

Überbauung

Teil des Bauwerks, der von dem Unterbau getragen wird. Bei Hochbauten ist dies üblicherweise das Bauwerk über Gelände. Bei Brücken ist dies normalerweise der Brückenüberbau.

1.5.17

Öffnungselement

nicht tragender Teil der Gebäudehülle (Wand, Boden oder Decken), der infolge begrenzter Beanspruchbarkeit bei Druckentstehung infolge Deflagration nachgeben soll, um den Druck auf Tragwerksteile zu begrenzen

1.6 Symbole

(1) Für die Anwendung dieser Norm gelten die folgenden Symbole (siehe auch EN 1990).

Lateinische Großbuchstaben

F	Anprallkraft
F_{dx}	Bemessungswert der horizontalen statisch äquivalenten oder dynamischen $\langle \text{AC} \rangle$ Kraft an der Vorderseite des stützenden Unterbaus (Kraft in Verkehrsrichtung des anprallenden Objekts) $\langle \text{AC} \rangle$
F_{dy}	Bemessungswert der horizontalen statisch äquivalenten oder dynamischen $\langle \text{AC} \rangle$ Kraft an der Seite des stützenden Unterbaus (Kraft quer zur Verkehrsrichtung des anprallenden Objekts) $\langle \text{AC} \rangle$
F_R	Reibungskraft
$\langle \text{AC} \rangle$	gestrichener Text $\langle \text{AC} \rangle$
K_{St}	Deflagrationsindex einer Staubwolke
P_{max}	maximaler Druck, der sich bei Deflagration unter Abschluss bei einem optimalen Gemisch entwickelt
P_{red}	abgeminderter Druck, der sich bei Deflagration mit Öffnung entwickelt
P_{stat}	statischer Aktivierungsdruck, der ein Öffnungselement öffnet, wenn der Druck langsam gesteigert wird.

Lateinische Kleinbuchstaben

- a Höhe der Angriffsfläche einer Anpralllast
 - b Breite eines Hindernisses (z. B. Brückenspans)
 - $\square A\!C\! d$ Abstand des Bauteils von der Mittellinie der Verkehrsspur oder des Gleises $\square A\!C\!$
 - h
 - Durchfahrtshöhe gemessen zwischen Straßenoberkante bis Unterkante Brückenkonstruktion,
 - Höhe der Anprallkraft über der Fahrbahn
 - ℓ Schiffslänge
 - r_F Abminderungsbeiwert
 - s $\square A\!C\!$ Abstand des Bauteils von dem Punkt, an dem das Fahrzeug den Fahrstreifen verlässt $\square A\!C\!$
 - m Masse
 - v_v Geschwindigkeit
- Griechische Kleinbuchstaben
- μ Reibungsbeiwert

2 Klassifizierung der Einwirkungen

(1)P Einwirkungen nach dem Anwendungsbereich dieser Norm sind als außergewöhnliche Einwirkungen im Sinne von EN 1990, 4.1.1 einzustufen.

ANMERKUNG Tabelle 2.1 legt die maßgebenden Abschnitte in EN 1990 fest, die bei der Bemessung von Tragwerken auf die außergewöhnlichen Einwirkungen wirken, zu berücksichtigen sind.

Tabelle 2.1 — Abschnitte in EN 1990, die auf außergewöhnliche Einwirkungen hinweisen

Gegenstand	Abschnitte
Begriffe	1.5.2.5, 1.5.3.5, 1.5.3.15
Grundlegende Anforderungen	2.1(4), 2.1(5)
Bemessungssituationen	3.2(2)P
Klassifizierung von Einwirkungen	4.1.1(1)P, 4.1.1(2), 4.1.2(8)
Andere repräsentative Werte veränderlicher Einwirkungen	4.1.3(1)P
Lastkombination für außergewöhnliche Bemessungssituationen	6.4.3.3
Bemessungswerte von Einwirkungen in außergewöhnlichen und seismischen Bemessungssituationen	A1.3.2

(2) Außergewöhnliche Einwirkungen auf Anprall sollten, soweit nicht anders geregelt, als freie Einwirkungen behandelt werden.

ANMERKUNG Im Nationalen Anhang oder im Einzelfall dürfen Abweichungen von der Behandlung außergewöhnlicher Einwirkungen als freie Einwirkungen festgelegt werden.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

3 Bemessungssituationen

3.1 Allgemeines

(1)P Tragwerke sind für die maßgebenden außergewöhnlichen Bemessungssituationen zu bemessen, die in EN 1990, 3.2(2)P klassifiziert sind.

(2) Die Strategien, die in Betracht zu ziehen sind, gehen aus Bild 3.1 hervor.

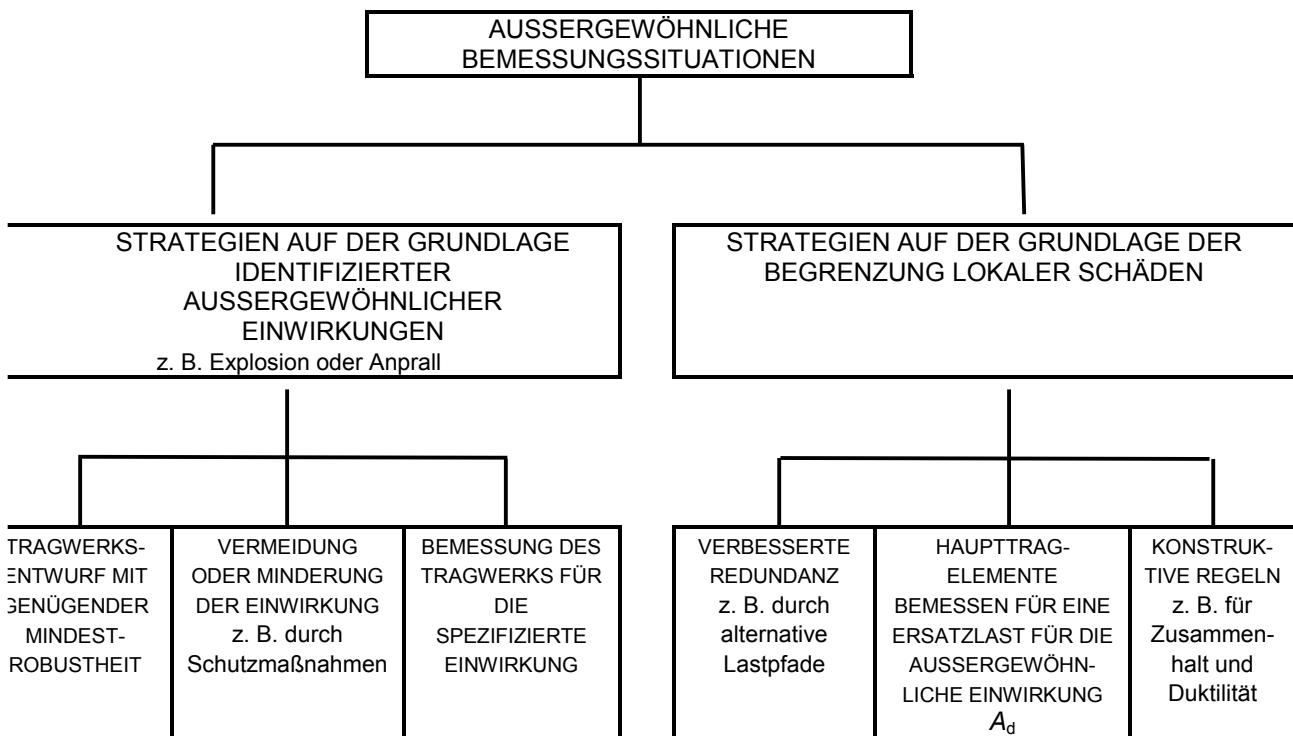


Bild 3.1 — Strategien zur Behandlung außergewöhnlicher Bemessungssituationen

ANMERKUNG 1 Die erforderlichen Strategien und Regeln werden im Einzelfall mit dem Bauherrn und der zuständigen Behörde abgestimmt.

ANMERKUNG 2 Außergewöhnliche Einwirkungen können identifizierte oder nicht identifizierte Einwirkungen sein.

ANMERKUNG 3 Strategien auf der Grundlage nicht identifizierter außergewöhnlicher Einwirkungen decken eine große Anzahl möglicher Ereignisse ab. Sie zielen auf die Begrenzung lokaler Schäden hin. Die Strategien dürfen zu ausreichender Robustheit auch für identifizierte außergewöhnliche Einwirkungen nach 1.1(6) oder für jede andere Einwirkung ohne spezifizierte Ursache führen. Hinweise für Hochbauten sind im Anhang A enthalten.

ANMERKUNG 4 Ersatzlasten für identifizierte außergewöhnliche Einwirkungen in dieser Norm sind Vorschläge. Die Werte dürfen im Nationalen Anhang oder im Einzelfall verändert und mit dem Bauherrn und der zuständigen Behörde vereinbart werden.

ANMERKUNG 5 Für bestimmte Bauwerke (z. B. für Bauten, bei denen keine Personengefährdung besteht und wirtschaftliche, soziale und Umweltfolgen vernachlässigbar sind) darf bei außergewöhnlichen Einwirkungen der Einsturz des Tragwerks in Kauf genommen werden. Die Bedingungen dafür dürfen im Einzelfall mit dem Bauherrn und der zuständigen Behörde vereinbart werden.

3.2 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Strategien bei identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen

(1) Die Größen der außergewöhnlichen Einwirkungen hängen von Folgendem ab:

- Maßnahmen zur Vermeidung oder Minderung der Auswirkungen außergewöhnlicher Einwirkungen;
- Auftretenswahrscheinlichkeit der identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen;
- mögliche Schadensfolgen identifizierter außergewöhnlicher Einwirkungen;
- öffentliche Einschätzung;
- Größe des akzeptablen Risikos.

ANMERKUNG 1 Siehe auch EN 1990, 2.1(4)P, Anmerkung 1.

ANMERKUNG 2 In der Praxis kann die Auftretenswahrscheinlichkeit und die Schadensfolge außergewöhnlicher Einwirkungen mit einem bestimmten Risikoniveau verknüpft werden. Wird dieses Niveau nicht akzeptiert, sind zusätzliche Maßnahmen erforderlich. Ein Nullrisiko kann jedoch kaum erreicht werden; meistens muss ein bestimmtes Risikoniveau akzeptiert werden. Solch ein Risikoniveau wird durch bestimmte Faktoren bestimmt, z. B. der möglichen Anzahl von Unfallopfern, wirtschaftlichen Folgen, Kosten von Sicherungsmaßnahmen usw.

ANMERKUNG 3 Das akzeptierbare Risikoniveau darf im Nationalen Anhang als nicht widersprüchliche ergänzende Information enthalten sein.

(2) Lokales Versagen infolge außergewöhnlicher Einwirkungen darf akzeptiert werden, wenn die Stabilität des Tragwerks nicht gefährdet wird, die Gesamttragfähigkeit erhalten bleibt und diese erlaubt, die notwendigen Sicherungsmaßnahmen durchzuführen.

ANMERKUNG 1 Im Hochbau dürfen solche Sicherungsmaßnahmen die sichere Evakuierung der Personen vom Grundstück und aus der Umgebung bedeuten.

ANMERKUNG 2 Im Brückenbau dürfen solche Sicherungsmaßnahmen das Sperren der Straßenstrecke oder Eisenbahlinie innerhalb eines bestimmten Zeitraumes bedeuten.

(3) Die Maßnahmen zur Risikominderung von außergewöhnlichen Einwirkungen sollten je nach Fall eine oder mehrere folgender Strategien einschließen:

- a) Vermeiden der Einwirkung (z. B. durch geeignete lichte Höhen zwischen Fahrzeug und Bauwerk bei Brücken) oder Reduzierung der Auftretenswahrscheinlichkeit und/oder Größe der Einwirkung auf ein akzeptables Niveau durch geeignete Konstruktionen (z. B. bei Gebäuden durch verlorene Öffnungselemente mit geringer Masse und Festigkeit, die Explosionswirkungen reduzieren);
- b) Schutz des Tragwerkes gegen Überbelastung durch Reduktion der außergewöhnlichen Einwirkung (z. B. durch Poller oder Schutzplanken);
- c) Vorsehen ausreichender Robustheit mittels folgender Maßnahmen :
 - 1) Bemessung von bestimmten Bauwerksteilen, von denen die Stabilität des Tragwerks abhängt, als Haupttragelemente (siehe 1.5.10), um die Überlebenswahrscheinlichkeit nach außergewöhnlichen Einwirkungen zu vergrößern.
 - 2) Bemessung von Bauteilen und Auswahl von Materialien, um mit genügender Duktilität die Energie aus der Einwirkung ohne Bruch absorbieren zu können.
 - 3) Vorsehen ausreichender Tragwerksredundanzen, um im Falle außergewöhnlicher Ereignisse alternative Lastpfade zu ermöglichen.

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG 1 Es ist möglich, dass ein Tragwerk durch Verminderung der Auswirkungen einer (außergewöhnlichen) Einwirkung nicht zu schützen oder das Auftreten einer (außergewöhnlichen) Einwirkung nicht zu verhindern ist. Die Einwirkungen können nämlich von Faktoren abhängen, die nicht notwendigerweise Teil der für die Nutzungsdauer gedachten Bemessungsannahmen sind. Präventative Maßnahmen dürfen regelmäßige Inspektionen und Unterhaltungsmaßnahmen während der Nutzungsdauer umfassen.

ANMERKUNG 2 Zum Entwurf von Bauteilen mit ausreichender Duktilität siehe Anhang A und C zusammen mit EN 1992 bis EN 1999.

(4)P Die außergewöhnlichen Einwirkungen sind je nach Fall zusammen mit den gleichzeitig wirkenden ständigen und veränderlichen Einwirkungen nach EN 1990, 6.4.3.3 anzusetzen.

ANMERKUNG Zu den γ -Werten, siehe EN 1990, Anhang A.

(5)P Auch die Sicherheit des Tragwerks unmittelbar nach Eintreffen der außergewöhnlichen Einwirkung ist zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Dies schließt die Möglichkeit progressiven Einsturzes (Reißverschlußeffekt) ein, siehe Anhang A.

3.3 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Strategien zur Begrenzung lokalen Versagens

(1)P Beim Entwurf ist darauf zu achten, dass mögliches Versagen aus unspezifizierter Ursache klein bleibt.

(2) Dabei sollten folgende Strategien verwendet werden:

a) Bemessung der Haupttragelemente, von denen die Sicherheit des Tragwerks abhängt, für ein bestimmtes Modell der außergewöhnlichen Einwirkungen A_d ;

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf ein Modell für den Bemessungswert A_d als verteilte Last oder Einzellast angeben. Die Empfehlung für das Modell für Hochbauten ist eine gleichmäßig verteilte Ersatzbelastung aus einer rechnerischen Druckwelle in jeder Richtung auf das Haupttragteil und die angeschlossenen Bauelemente (z. B. Fassaden usw.) wirkend. Empfohlen wird im Hochbau eine gleichmäßig verteilte Belastung von 34 kN/m^2 . **[AC]** Siehe A.8. **[AC]**

b) Tragwerksentwurf mit erhöhter Redundanz, so dass bei lokalem Versagen (z. B. Einzelbauteilversagen) kein Einsturz des Tragwerks oder eines wichtigen Tragwerksteils möglich ist ;

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf den akzeptablen geometrischen Umfang des „lokalen Versagens“ angeben. Empfohlen wird im Hochbau eine Begrenzung auf nicht mehr als 100 m^2 oder 15 % der Deckenfläche von zwei benachbarten Decken, die durch den Ausfall einer beliebigen Stütze, Pfeiler oder Wand entstanden sein kann. Dies führt wahrscheinlich zu einem Tragwerk mit genügender Robustheit unabhängig davon, ob eine identifizierte außergewöhnliche Einwirkung berücksichtigt wurde.

c) Anwendung von Bemessungs- und Konstruktions-Regeln, die eine annehmbare Robustheit des Tragwerks bewirken (z. B. Zugverankerungen in allen 3 Richtungen, um einen zusätzlichen Zusammenhalt zu gewährleisten, oder ein Mindestmaß an Duktilität von Bauteilen, die von Anprall betroffen sind).

ANMERKUNG 3 Der Nationale Anhang darf für verschiedene Tragwerke die erforderlichen Strategien nach 3.3 festlegen. **[AC]** gestrichener Text **[AC]**

3.4 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Anwendung der Schadensfolgeklassen

(1) Die Strategien für außergewöhnliche Bemessungssituationen dürfen folgende Schadensfolgeklassen, die in EN 1990 aufgeführt sind, nutzen.

- CC1 Geringe Versagensfolgen
- CC2 Mittlere Versagensfolgen
- CC3 Hohe Versagensfolgen

ANMERKUNG 1 EN 1990, Anhang B liefert weitere Informationen.

ANMERKUNG 2 Unter Umständen ist es zweckmäßig, verschiedene Teile des Tragwerks unterschiedlichen Schadensfolgeklassen zuzuordnen, z. B. bei einem niedrig geschossigen Seitenflügel eines Hochhauses, der von den Funktionen her weniger kritisch als das Hauptgebäude ist.

ANMERKUNG 3 Die Wirkung verhindernder oder schützender Maßnahmen liegt in der Beseitigung oder Verminderung der Schadenswahrscheinlichkeit. Beim Entwurf führt dies manchmal zur Zuordnung in eine geringere Schadensfolgeklasse. Zweckmäßiger erscheint eine Abminderung der Lasten auf das Tragwerk.

ANMERKUNG 4 Der Nationale Anhang darf eine Kategorisierung von Tragwerken in Schadensfolgeklassen nach 3.4 (1) enthalten. Ein Vorschlag für Schadensfolgeklassen für den Hochbau ist in Anhang A angegeben.

(2) Außergewöhnliche Bemessungssituationen dürfen für verschiedene Schadensfolgeklassen nach 3.4 (1) in folgender Weise behandelt werden:

- CC1: Eine spezielle Berücksichtigung von außergewöhnlichen Einwirkungen über die Robustheit- und Stabilitätsregeln in EN 1992 bis EN 1999 hinaus ist nicht erforderlich.
- CC2: Abhängig vom Einzelfall des Tragwerks darf eine vereinfachte Berechnung mit statisch äquivalenten Ersatzlasten durchgeführt werden oder es dürfen Bemessungs- bzw. Konstruktionsregeln angewendet werden.
- CC3: Der Einzelfall sollte besonders untersucht werden, um das erforderliche Zuverlässigkeitselement und die Tiefe der Tragwerksberechnung zu bestimmen. Das kann eine Risikoanalyse erfordern, ebenso die Anwendung weitergehender Methoden wie eine dynamische Berechnung, nicht lineare Modelle und die Berücksichtigung der Interaktion von Einwirkung und Tragwerk.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf für höhere oder niedrigere Schadensfolgeklassen Hinweise zu geeigneten Entwurfsmethoden als widerspruchsfreie, ergänzende Information liefern.

4 Anprall

4.1 Anwendungsbereich

(1) Dieser Abschnitt behandelt außergewöhnliche Einwirkungen für die folgenden Ereignisse:

- Anprall von Straßenfahrzeugen (ausgenommen Kollisionen mit Leichtbautragwerken) (siehe 4.3);
- Anprall von Gabelstaplern (siehe 4.4);
- Anprall von Eisenbahnfahrzeugen (ausgenommen Kollisionen mit Leichtbautragwerken) (siehe 4.5);
- Anprall von Schiffen (siehe 4.6);
- harte Landung von Helikoptern auf Dächern (siehe 4.7).

ANMERKUNG 1 Außergewöhnliche Einwirkungen auf Leichtbautragwerke (z. B. Gerüste, Beleuchtungsmasten, Fußgängerbrücken) dürfen im Nationalen Anhang als widerspruchsfreie, zusätzliche Information in Bezug genommen werden.

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG 2 Zu Anpralllasten auf Schrammborde oder Geländer, siehe EN 1991-2.

ANMERKUNG 3 Der Nationale Anhang darf als widerspruchsfreie, zusätzliche Information Hinweise zu der Übertragung der Anpralllasten in die Tragwerksfundamente geben. Siehe EN 1990, 5.1.3 (4).

(2)P Im Hochbau sind Anpralllasten in folgenden Fällen anzusetzen:

- Parkhäuser;
- Bauwerke mit zugelassenem Verkehr von Fahrzeugen oder Gabelstaplern und
- Bauwerke, die an Straßenverkehr oder Schienenverkehr angrenzen.

(3) Bei Brücken sollten die Anpralllasten und die vorgesehenen Schutzmaßnahmen u.a. die Art des Verkehrs auf und unter der Brücke und die Folgen des Anpralls berücksichtigen.

(4)P Anpralllasten aus Helikoptern sind bei Gebäuden mit Landeplattform auf dem Dach anzusetzen.

4.2 Darstellung der Einwirkungen

(1) Anpralllasten sind mit einer dynamischen Analyse zu ermitteln oder als äquivalente statische Kraft festzulegen.

ANMERKUNG 1 Die Kräfte auf die Grenzflächen zwischen dem Anprallobjekt und dem Tragwerk hängen von dem Zusammenwirken von Anprallobjekt und Tragwerk ab.

ANMERKUNG 2 Die Basisvariablen für eine Anprallanalyse sind die Geschwindigkeit des Anprallobjektes und die Masseverteilung, das Verformungsverhalten und die Dämpfungscharakteristik des Anprallobjektes und des Tragwerks. Auch die Berücksichtigung anderer Faktoren wie des Anprallwinkels, der Konstruktion des Anprallobjektes und der Bewegung des Anprallobjektes nach der Kollision kann notwendig sein.

ANMERKUNG 3 Anhang C gibt weitere Informationen.

(2) Es darf angenommen werden, dass nur das Anprallobjekt die gesamte Energie absorbiert.

ANMERKUNG Diese Annahme liefert im Allgemeinen Ergebnisse auf der sicheren Seite.

(3) Für die Stoffeigenschaften des Anprallobjektes und des Tragwerks sollten, sofern maßgebend, untere und obere charakteristische Werte verwendet werden. Wirkungen der Dehnungsgeschwindigkeit sind bei Bedarf zu berücksichtigen.

(4) Für die Bemessung dürfen die Anpralllasten als äquivalente statische Kräfte aufgrund äquivalenter Wirkungen auf das Tragwerk dargestellt werden. Dieses vereinfachte Modell darf für den Nachweis des statischen Gleichgewichtes, die Festigkeitsnachweise und die Bestimmung der Verformungen des Tragwerks unter Anprall verwendet werden.

(5) Werden Tragwerke für die Absorption der Anprallenergie durch elastisch-plastische Verformungen der Bauteile (so genannter weicher Stoß) bemessen, dürfen die äquivalenten statischen Lasten mit der Annahme plastischer Festigkeiten in Verbindung mit der Deformationskapazität der Bauteile ermittelt werden.

ANMERKUNG Für weitere Hinweise, siehe Anhang C.

(6) Bei Tragwerken, bei denen die Energieabsorption im Wesentlichen beim Anprallobjekt liegt (so genannter harter Stoß) dürfen die dynamischen oder äquivalenten statischen Kräfte 4.3 bis 4.7 entnommen werden.

ANMERKUNG Hinweise zu Bemessungswerten für Massen und Geschwindigkeiten kollidierender Objekte für dynamische Berechnungen gibt es im Anhang C.

4.3 Außergewöhnliche Einwirkungen aus dem Anprall von Straßenfahrzeugen

4.3.1 Anprall auf stützende Unterbauten

(1) Die Bemessungswerte von Anpralllasten auf stützende Unterbauten (z. B. Stützen und Wände von Brücken oder Hochbauten) an Straßen unterschiedlicher Kategorie sind zu spezifizieren.

ANMERKUNG 1 Die Bemessungswerte für harten Stoß (siehe 4.2 (6)) aus Straßenverkehr dürfen im Nationalen Anhang angegeben werden.

Anhaltswerte für äquivalente statische Anpralllasten dürfen der Tabelle 4.1 entnommen werden. Die Entscheidung für den Bemessungswert darf von den Anprallfolgen, der Art und Stärke des Verkehrs und evtl. Schutzmaßnahmen abhängig gemacht werden, siehe EN 1991-2 und Anhang C. Hinweise zur Risikoanalyse sind in Anhang B enthalten.

Tabelle 4.1 — Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte aus Straßenverkehr auf Stützkonstruktionen von Tragwerken an und über Straßenverkehrs wegen

Kategorie	Kraft F_{dx}^a kN	Kraft F_{dy}^a kN
Autobahnen und Bundesstraßen	1 000	500
Landstraßen außerhalb von Ortschaften	750	375
Innerstädtische Straßen	500	250
Privatstraßen und Parkgaragen für:		
— Pkws	50	25
— Lkws ^b	150	75

a x = in Fahrtrichtung, y = quer zur Fahrtrichtung.
b Lkws mit Leergewicht größer als 3,5 t.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf die Anprallkraft abhängig vom Abstand s des Bauteils von dem Punkt, an dem das Fahrzeug den Fahrstreifen verlässt, und vom Abstand d des Bauteils von der Mittellinie der Verkehrsspur oder des Gleises festlegen. Hinweise zur Wirkung des Abstandes s, sofern zutreffend, enthält Anhang C. (AC)

ANMERKUNG 3 Der Nationale Anhang darf angeben, unter welchen Bedingungen Fahrzeuganprall nicht berücksichtigt zu werden braucht.

ANMERKUNG 4 Bei Anprallkräften aus Verkehr auf Brücken ist EN 1991-2 zu beachten.

ANMERKUNG 5 Hinweise zu außergewöhnlichen Einwirkungen aus Straßenverkehr an Eisenbahnbrücken liefert UIC-Merkblatt 777.1R.

(2) Die Anwendung der Kräfte F_{dx} und F_{dy} sollte spezifiziert werden.

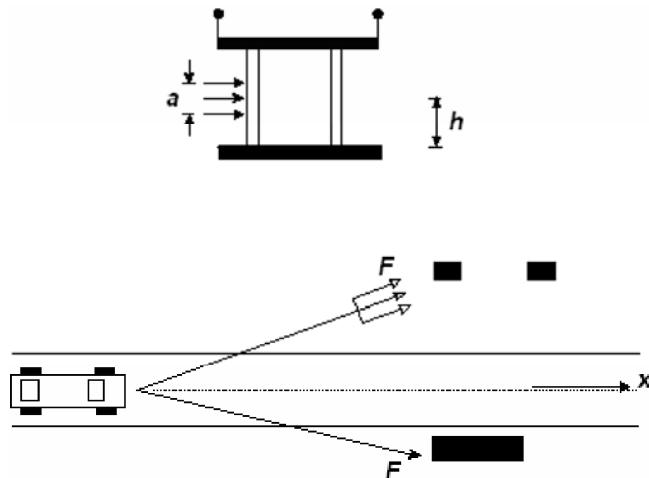
ANMERKUNG Regeln für die Anwendung von F_{dx} und F_{dy} dürfen im Nationalen Anhang spezifiziert oder im Einzelfall festgelegt werden. Es wird empfohlen, die Kräfte F_{dx} und F_{dy} nicht gleichzeitig wirkend anzusetzen.

(3) Bei Anprall auf tragende Bauteile sollte die Angriffsfläche der resultierende Anprall-Kraft F spezifiziert werden.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf die Bedingungen für den Anprall von Straßenfahrzeugen spezifizieren. Empfohlen werden folgende Bedingungen (siehe Bild 4.1):

- Die Anprallkraft F von Lkws auf Stützkonstruktionen darf in einer Höhe h zwischen 0,5 m und 1,5 m über Straßenoberkante angesetzt werden. Bei Schutzplanken gelten größere Werte. Die empfohlene Anprallfläche ist $a = 0,5$ m hoch und so breit wie das Bauteil, maximal 1,5 m breit.
- Die Anprallkraft F von Pkws darf in einer Höhe $h = 0,5$ m über Straßenoberkante angesetzt werden. Die empfohlene Anprallfläche ist 0,25 m hoch und so breit wie das Bauteil, maximal 1,50 m breit.



Legende

- a empfohlene Höhe der Anprallfläche; liegt zwischen 0,25 m (für Pkws) und 0,50 m (für Lkws)
- h Angriffshöhe der Anprallkraft über Straßenoberkante; liegt zwischen 0,5 m (für Pkws) und 1,5 m (für Lkws)
- x Mittellinie der Fahrspur

Bild 4.1 — Anprallkraft auf Stützkonstruktion neben Fahrspuren

4.3.2 Anprall auf Überbauungen

(1) Anpralllasten auf Überbauungen aus dem Anprall von Lkws oder deren Ladegut sind zu spezifizieren, wenn diese nicht durch ausreichende Durchfahrtshöhen oder wirksame Schutzmaßnahmen verhindert werden können.

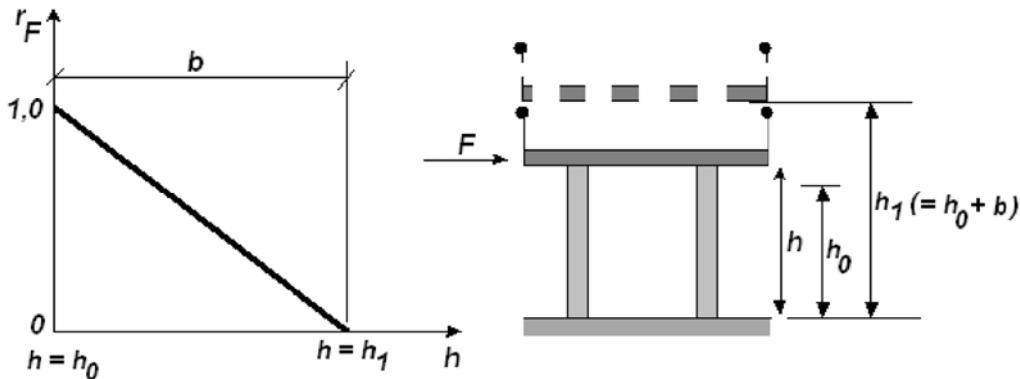
ANMERKUNG 1 Bemessungswerte für den Anprall in Verbindung mit Werten für eine ausreichende Durchfahrtshöhe und geeigneten Schutzmaßnahmen dürfen im Nationalen Anhang spezifiziert werden. Empfohlen wird ein Wert für die ausreichende Durchfahrtshöhe, unter Beachtung eventueller Straßendeckenerhöhungen für Straßenverkehr, unter einer Brücke zwischen 5,0 m und 6,0 m. Anhaltswerte zu der äquivalenten statischen Anprallkraft sind in Tabelle 4.2 angegeben.

Tabelle 4.2 — Anhaltswerte für äquivalente statische Anprallkräfte auf Überbauten

Kategorie	Äquivalente statische Ersatzkraft F_{dx}^a kN
Autobahnen und Bundesstraßen	500
Landstraßen außerhalb von Ortschaften	375
Innerstädtische Straßen	250
Privatstraßen und Parkgaragen	75
^a $x =$ in Fahrtrichtung	

ANMERKUNG 2 Die Entscheidung für den Bemessungswert darf von den Anprallfolgen, der Art und erwartete Stärke des Verkehrs und eventuellen Sicherungs- und Schutzmaßnahmen abhängig gemacht werden.

ANMERKUNG 3 Die Anpralllasten auf vertikale Flächen sind mit denen in Tabelle 4.2 identisch. Bei $h_0 \leq h \leq h_1$ können die Anpralllasten mit dem Abminderungsbeiwert r_F abgemindert werden. Der Nationale Anhang darf Werte für r_F , h_0 und h_1 festlegen. Empfehlungen zu den Werten r_F , h_0 und h_1 sind Bild 4.2 zu entnehmen.

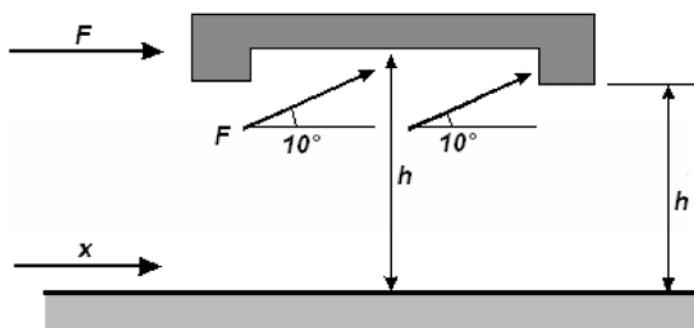


Legende

- b Höhenunterschied zwischen h_1 und h_0 ; $b = h_1 - h_0$. Der empfohlene Wert ist $b = 1,0$ m. Die Reduktion von F ist möglich bei Werten b zwischen 0 m und 1 m; d. h. zwischen h_0 und h_1 .
- h \square lichter Abstand zwischen der Straßenoberkante und der Brückenunterkante am Aufprallpunkt. \square
- h_0 \square Mindestabstand zwischen der Straßenoberkante und der Brückenunterkante, unterhalb dessen der Anprall auf den Überbau voll berücksichtigt werden muss: Der empfohlene Wert ist $h_0 = 5,0$ m (+ Zuschläge für Gradienten, Brückendurchbiegung und voraussichtliche Setzungen). \square
- h_1 \square der Wert des lichten Abstandes zwischen der Straßenoberkante und der Brückenunterkante, von dem ab die Anprallkraft nicht berücksichtigt werden muss. Der empfohlene Wert ist $h_1 = 6,0$ m + Zuschläge für zukünftige Fahrbahndecken-Erneuerungen, Gradienten, Brückendurchbiegung und voraussichtliche Setzungen. \square

Bild 4.2 — Empfehlungen für den Abminderungsbeiwert r_F für Anpralllasten auf Überbauungen von Straßen, abhängig von der Durchfahrtshöhe h

ANMERKUNG 4 Auf der Unterseite der Brücke dürfen die gleichen Anpralllasten wie auf vertikalen Flächen in schräger Richtung eingesetzt werden. Der Nationale Anhang darf die Bedingungen festlegen. Empfohlen wird eine Neigung der Kräfte von 10° , siehe Bild 4.3.



Legende

- x Fahrtrichtung
- h Abstand der Straßenoberkante von der Unterkante der Brücke

Bild 4.3 — Anpralllast auf Bauteile des Überbaus

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG 5 Bei der Bestimmung der Höhe h sollten zukünftige eventuelle Veränderungen z. B. durch Deckenerhöhung der Straße berücksichtigt werden.

(2) Sofern notwendig sollten auch Anprallkräfte F_{dy} quer zur Fahrtrichtung berücksichtigt werden.

ANMERKUNG Die Anwendung von F_{dy} darf im Nationalen Anhang oder im Einzelfall festgelegt werden. Es wird empfohlen, F_{dy} nicht gleichzeitig mit F_{dx} anzusetzen.

(3) Die Anprallfläche für die Anprallkraft F auf Bauteile des Überbaus ist zu spezifizieren.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf die Lage und die Abmessungen der Anprallfläche festlegen. Als Anprallfläche wird ein Quadrat mit der Seitenlänge 0,25 m empfohlen.

4.4 Außergewöhnliche Einwirkungen aus Gabelstaplern

(1) Die Bemessungswerte für außergewöhnliche Einwirkungen aus Anprall von Gabelstaplern sind unter Berücksichtigung des dynamischen Verhaltens von Gabelstapler und Tragwerk festzulegen. Die Tragwerksantwort kann nichtlinear sein. Anstelle einer dynamischen Berechnung darf eine äquivalente statische Kraft F angesetzt werden.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf den Wert für die äquivalente statische Ersatzlast F angeben. Es wird empfohlen, den Wert F mit dem dynamischen Verfahren für weichen Stoß nach C.2.2 zu ermitteln. Alternativ wird empfohlen, die Ersatzlast mit $F = 5W$ anzusetzen, wobei W die Summe aus Leergewicht und Stapellast des Staplers ist (siehe EN 1991-1, Tabelle 6.5); die Kraft greift in einer Höhe von 0,75 m über dem Fußboden an. In einigen Fällen dürften größere oder kleinere Werte geeignet sein.

4.5 Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Entgleisung von Eisenbahnfahrzeugen auf Bauwerke neben oder über Gleisen

(1) Die außergewöhnlichen Einwirkungen infolge Zugverkehr sind zu spezifizieren.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf die Art des Zugverkehrs festlegen, für die die Regeln in diesem Abschnitt gelten.

4.5.1 Tragwerke neben oder über Gleisanlagen

4.5.1.1 Allgemeines

(1) Anprallkräfte auf Stützkonstruktionen (z. B. Stützen oder Pfeiler) bei Entgleisung von Zügen, die unter oder neben Bauwerken verkehren, sollten festgelegt sein, siehe 4.5.1.2. Die Entwurfsplanung kann auch andere Vorbeuge- oder Schutzmaßnahmen zur Verringerung der Anprallkräfte auf die Stützkonstruktionen enthalten. Die gewählten Werte sollten von der Bauwerksklassifizierung abhängen.

ANMERKUNG 1 Lasten aus Entgleisungen, die auf einer Brücke stattfinden, sind in EN 1991-2 geregelt.

ANMERKUNG 2 Weiterführende Hinweise zu außergewöhnlichen Einwirkungen aus Zugverkehr sind im UIC-Merkblatt 777-2 zu finden.

4.5.1.2 Bauwerksklassifizierung

(1) Tragwerke, die aus Entgleisungen anprallgefährdet sind, sind nach Tabelle 4.3 zu klassifizieren..

Tabelle 4.3 — Bauwerksklassifizierung für Anprallnachweise aus Entgleisung

Klasse A	Bauwerke über oder neben Gleisanlagen, die dem ständigen Aufenthalt von Menschen dienen oder in denen zeitweise Menschenansammlungen stattfinden sowie mehrgeschossige Anlagen, die nicht dem ständigen Aufenthalt von Menschen dienen.
Klasse B	Massive Tragwerke über Gleisanlagen, wie Brücken mit Straßenverkehr oder einstöckige Hochbauten, die nicht dem dauernden Aufenthalt von Menschen dienen.

ANMERKUNG 1 Die Zuordnung von Bauwerken in die Klasse A und B darf im Nationalen Anhang oder für das einzelne Projekt erfolgen.

ANMERKUNG 2 Der Nationale Anhang darf auch ergänzende Hinweise zur Klassifizierung temporärer Bauwerke, wie z. B. temporärer Fußgängerbrücken oder ähnlicher Anlagen für den öffentlichen Verkehr oder für Behelfskonstruktionen, als widerspruchsfreie, zusätzliche Information liefern, siehe EN 1991-1-6.

ANMERKUNG 3 Zum Hintergrund und weiteren Hinweisen zur Bauwerksklassifizierung wird auf die entsprechenden UIC-Dokumente hingewiesen.

4.5.1.3 Außergewöhnliche Bemessungssituationen und Bauwerksklassen

(1) Entgleisungen unter oder neben einem Bauwerk, das in Klasse A oder B klassifiziert ist, sind als außergewöhnliche Bemessungssituationen nach EN 1990, 3.2 zu behandeln.

(2) Aus Entgleisungen unter oder neben einem Bauwerk braucht in der Regel kein Anprall auf die Überbauung berücksichtigt zu werden.

4.5.1.4 Bauwerke der Klasse A

(1) Für Bauwerke der Klasse A, bei denen Geschwindigkeiten 120 km/h nicht übersteigen, sind Bemessungswerte für die statisch äquivalenten Kräfte auf Stützkonstruktionen (z. B. Pfeiler, Wände) zu spezifizieren.

ANMERKUNG Die statisch äquivalenten Lasten und ihre Zuordnung dürfen im Nationalen Anhang angegeben werden. Anhaltswerte sind in Tabelle 4.4 zu finden.

Tabelle 4.4 — Anhaltswerte für horizontale statisch äquivalente Anprallkräfte auf Bauwerke der Klasse A über oder neben Gleisanlagen

Abstand „d“ des Hindernisses von der Gleisachse des nächstliegenden Gleises m	Kraft F_{dx}^a kN	Kraft F_{dy}^a kN
Bauelement: $d < 3 \text{ m}$	Im Einzelfall zu spezifizieren. Weitere Hinweise liefert der Anhang B	Im Einzelfall zu spezifizieren. Weitere Hinweise liefert der Anhang B
Bei durchlaufenden Wänden und wandähnlichen Konstruktionen: $3 \text{ m} \leq d \leq 5 \text{ m}$	4 000	1 500
$d > 5 \text{ m}$	0	0

^a x = in Fahrtrichtung ; y = quer zur Fahrtrichtung.

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

(2) Werden Stützen durch massive Sockel oder Bahnsteige geschützt, dürfen die Anpralllasten abgemindert werden.

ANMERKUNG Abminderungen dürfen im Nationalen Anhang angegeben werden.

(3) Die Kräfte F_{dx} und F_{dy} sind in festgelegter Höhe über der Gleisebene anzusetzen, siehe Tabelle 4.4. Die Kräfte sind unabhängig voneinander zu berücksichtigen.

ANMERKUNG Der Angriffspunkt der Kraft darf im Nationalen Anhang spezifiziert sein. Empfohlen wird der Wert 1,8 m.

(4) Beträgt die maximale Zuggeschwindigkeit nicht mehr als 50 km/h, dürfen die Kräfte der Tabelle 4.4 reduziert werden.

ANMERKUNG Die Reduzierung darf im Nationalen Anhang angegeben sein, die empfohlene Reduzierung ist 50 %. Weitere Hinweise liefert das Merkblatt UIC 777-2.

(5) Liegt die maximale Zuggeschwindigkeit über 120 km/h, sollten die horizontalen statisch äquivalenten Kräfte zusammen mit zusätzlichen Vorbeuge- oder Schutzmaßnahmen nach den Annahmen für die Schadensfolgeklasse CC3 ermittelt werden, siehe 3.4 (1).

ANMERKUNG Die Kräfte F_{dx} und F_{dy} , dürfen ggf. unter Berücksichtigung zusätzlicher vorbeugender oder schützender Maßnahmen, im Nationalen Anhang angegeben sein oder im Einzelfall bestimmt werden.

4.5.1.5 Bauwerke der Klasse B

(1) Bei Bauwerken der Klasse B sind besondere Anforderungen zu spezifizieren.

ANMERKUNG Hinweise dürfen im Nationalen Anhang angegeben sein oder im Einzelfall festgelegt werden. Die besonderen Anforderungen dürfen auf der Grundlage einer Risikoabschätzung bestimmt werden. Hinweise zu den zu berücksichtigenden Faktoren und Maßnahmen sind im Anhang B zu finden.

4.5.2 Bauwerke hinter dem Gleisende

(1) Das Überfahren eines Gleisendes (z. B. in Kopfbahnhöfen) ist nach EN 1990 als außergewöhnliche Bemessungssituation zu berücksichtigen, wenn sich das Tragwerk oder die Stütze unmittelbar hinter dem Gleisende befinden.

ANMERKUNG Der Bereich hinter dem Gleisende, der zu berücksichtigen ist, darf im Nationalen Anhang angegeben sein oder im Einzelfall entschieden werden.

(2) Maßnahmen zur Begrenzung des Risikos sollten den Bereich hinter dem Gleisende einbeziehen und die Wahrscheinlichkeit des Überfahrens der Gleisenden reduzieren.

(3) Stützen von Bauwerken sollten grundsätzlich nicht im Bereich hinter Gleisenden angeordnet werden.

(4) Müssen Stützen im Bereich der Gleisenden angeordnet werden, ist trotz eines Prellbocks zusätzlich eine Anpralleinrichtung vorzusehen. Werte für statische Ersatzlasten infolge Anprall gegen eine Anprallvorrichtung sollten für den jeweiligen Einzelfall festgelegt werden.

ANMERKUNG Besondere Maßnahmen und alternative Bemessungswerte für statisch äquivalente Anprallkräfte dürfen im Nationalen Anhang oder im Einzelfall festgelegt werden. Empfohlen wird eine statisch äquivalente Anprallkraft $F_{dx} = 5\,000\text{ kN}$ für Personenzüge und $F_{dx} = 10\,000\text{ kN}$ für Güterzüge. Diese Kräfte sind horizontal und in einer Höhe von 1,0 m über Gleisoberkante anzuordnen.

4.6 Außergewöhnliche Einwirkungen aus Schiffsverkehr

4.6.1 Allgemeines

(1) Die außergewöhnlichen Einwirkungen aus Schiffskollisionen sind unter Berücksichtigung u.a. folgender Punkte zu bestimmen:

- Typ der Wasserstraße;
- Wasserstands- und Fließbedingungen;
- Schiffstiefgänge, Schiffstypen und deren Anprallverhalten;
- Tragwerkstyp und dessen Energiedissipationsverhalten.

(2) Die Schiffstypen auf Binnengewässern sollten für Schiffsanprall nach dem CEMT-Klassifizierungssystem klassifiziert werden.

ANMERKUNG Das CEMT-Klassifizierungssystem ist in Tabelle C.3 im Anhang C angegeben.

(3) Bei Seeschiffen sind die Kennwerte der Schiffe für Schiffsanprall zu spezifizieren.

ANMERKUNG 1 Der Nationale Anhang darf die Klassifizierung von Schiffen auf Seewasserstraßen festlegen. Anhaltswerte für Seeschiffe sind in Tabelle C.4 im Anhang C enthalten.

ANMERKUNG 2 Hinweise zur probabilistischen Modellbildung für Schiffskollisionen liefert Anhang B.

(4) Bei der Bestimmung der Lasten aus Schiffsstoß mit weitergehenden Methoden ist die mitwirkende hydrodynamische Masse mit zu berücksichtigen.

(5) Der Schiffsstoß sollte durch zwei nicht gleichzeitig wirkende Kräfte bestimmt werden:

- eine frontal wirkende Kraft F_{dx} (in Fahrtrichtung, gewöhnlich quer zur Längsachse der Überbauung (bzw. des Brücküberbaus));
- eine laterale wirkende Kraft mit der Komponente F_{dy} senkrecht zu F_{dx} und der Reibungskomponente F_R in Richtung von F_{dx} .

(6) Bauwerke, die einen Schiffsanlegestoß planmäßig aufnehmen müssen (z. B. Kaimauern und Dalben) liegen außerhalb des Anwendungsbereichs dieses Teils von EN 1991.

4.6.2 Anprall von Binnenschiffen

(1) Frontale und laterale dynamische Anprallkräfte von Binnenschiffen sind, sofern erforderlich, festzulegen.

ANMERKUNG Frontale und laterale dynamische Anprallkräfte dürfen im Nationalen Anhang oder im Einzelfall festgelegt werden. Angaben sind in Anhang C (Tabelle C.3) für eine Reihe von Standardfällen einschließlich mitwirkender hydraulischer Masse und auch für Schiffe mit anderen Massen zu finden.

(2) Die Reibungskraft F_R , die gleichzeitig mit der Anprallkraft F_{dy} wirkt, sollte aus Gleichung (4.1) bestimmt werden:

$$F_R = \mu F_{dy} \quad (4.1)$$

Dabei ist

μ der Reibungsbeiwert.

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

ANMERKUNG Der Reibungsbeiwert darf im Nationalen Anhang angegeben sein. Der empfohlene Wert ist $\mu = 0,4$.

(3) Die Anpralllasten sollten abhängig vom Tiefgang des beladenen oder leeren Schiffes in einer bestimmten Höhe über dem höchsten schiffbaren Wasserstand angesetzt werden. Die Angriffshöhe und die Angriffsfläche $b \times h$ der Anprallkraft sollten festgelegt werden.

ANMERKUNG 1 Die Angriffshöhe und die Angriffsfläche $b \times h$ der Anpralllast dürfen im Nationalen Anhang oder im Einzelfall festgelegt werden. Liegen keine genaueren Angaben vor, darf die Kraft in Höhe von 1,50 m über dem maßgebenden Wasserstand angesetzt werden. Die Anprallflächen $b \times h$ dürfen mit $b = b_{\text{Pfeiler}}$ und $h = 0,5$ m für Frontalstoß und mit $b = 1,0$ m und $h = 0,5$ m für den Seitenstoß angenommen werden. b_{Pfeiler} ist die Breite des Hindernisses in der Wasserstraße, z. B. des Brückenpfeilers.

ANMERKUNG 2 In bestimmten Fällen darf angenommen werden, dass das Schiff erst durch ein Widerlager oder einen Gründungsblock so angehoben wird, dass es an Stützen anprallt.

(4) Sofern erforderlich, ist der Brückenüberbau für eine äquivalente statische Kraft aus Schiffsanprall zu bemessen, die senkrecht zur Brückenlängsachse wirkt.

ANMERKUNG Der Wert der äquivalenten statischen Kraft darf im Nationalen Anhang oder im Einzelfall festgelegt werden. Ein Anhaltswert ist 1 MN.

4.6.3 Anprall von Seeschiffen

(1) Frontal anzusetzende statisch äquivalente Anpralllasten aus Seeschiffen sollten festgelegt werden.

ANMERKUNG Zahlenwerte der frontal anzusetzenden dynamischen Anpralllasten dürfen im Nationalen Anhang oder im Einzelfall festgelegt werden. Anhaltswerte sind in Tabelle C.4 enthalten. Interpolationen sind gestattet. Die Werte gelten für typische Schifffahrtswege und dürfen außerhalb dieses Bereichs abgemindert werden. Für kleinere Schiffe dürfen die Kräfte nach Anhang C.4 ermittelt werden.

(2) Der Anprall des Buges, Hecks und der Breitseite sollte, sofern notwendig, berücksichtigt werden. Buganprall sollte in der Hauptfahrttrichtung mit einer Winkelabweichung von max. 30° angesetzt werden.

(3) Die Reibungskraft F_R , die gleichzeitig mit der seitlichen Anprallkraft wirkt, sollte nach Gleichung (4.2) bestimmt werden :

$$F_R = \mu F_{dy} \quad (4.2)$$

Dabei ist

μ der Reibungsbeiwert.

ANMERKUNG μ darf im Nationalen Anhang angegeben sein. Der empfohlene Wert ist $\mu = 0,4$.

(4) Der Angriffspunkt und die Angriffsfläche der Anpralllast hängen von den Abmessungen des Tragwerks und der Größe und Ausbildung des Schiffes (z. B. mit oder ohne Burgwulst), seinem Tiefgang und Trimm und den Gezeiten ab. Der Bereich der Angriffshöhe sollte von ungünstigsten Annahmen für die Schiffsbewegung ausgehen.

ANMERKUNG Der Bereich des Anpralls darf im Nationalen Anhang angegeben sein. Für die Höhe wird $0,05 \ell$ und für die Breite $0,1 \ell$ empfohlen (ℓ = Schiffslänge). Der Angriffspunkt kann im Bereich von $0,05 \ell$ über und unter den Bemessungswasserständen angesetzt werden, siehe Bild 4.4.

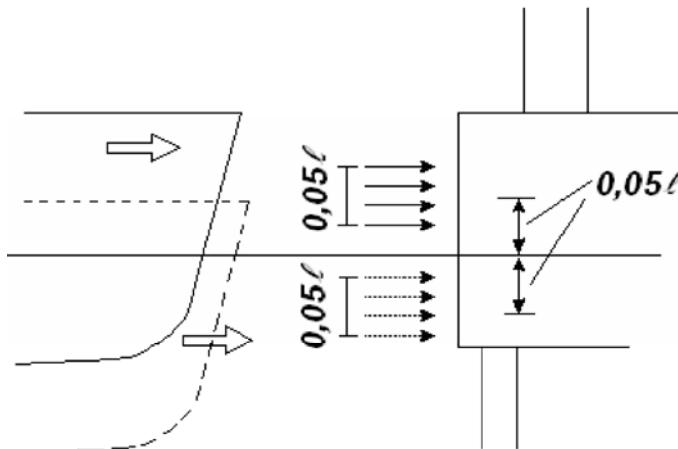


Bild 4.4 — Angaben zu Stoßflächen für Schiffsanprall

(5) Kräfte auf den Überbau sollten unter Berücksichtigung der Durchfahrtshöhe und des erwarteten Schiffstyps festgelegt werden. Im Allgemeinen wird die Kraft auf den Überbau durch die plastische Verformungen der Schiffsaufbauten beschränkt.

ANMERKUNG 1 Die Anpralllast darf im Nationalen Anhang oder im Einzelfall festgelegt werden. Die Größenordnung von 5 % bis 10 % der Buganpralllast kann als Anhalt dienen.

ANMERKUNG 2 Wenn nur der Mast an den Überbau anprallen kann, gilt eine Anpralllast von 1 MN als Anhaltswert.

4.7 Außergewöhnliche Einwirkungen aus Helikoptern

(1) Bei Gebäuden mit Hubschrauberlandeplatz auf dem Dach ist eine Kraft aus Notlandung anzusetzen. Die vertikale äquivalente statische Kraft F_d sollte nach Gleichung (4.3) bestimmt werden.

$$F_d = C \sqrt{m} \quad (4.3)$$

Dabei ist

$$C = 3 \text{ kN kg}^{-0,5}$$

m die Masse des Helikopters, in kg.

(2) Die Anprallkraft sollte an jedem Punkt der Landefläche und auf dem Dach im Bereich von 7 m Abstand vom Rand der Landefläche angesetzt werden. Die Stoßfläche sollte mit $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ angenommen werden.

5 Innenraumexplosionen

5.1 Anwendungsbereich

(1)P Bei Gebäuden und Ingenieurbauwerken mit Gasanschluss oder Lagerung explosiver Stoffe wie explosiver Gase, Flüssigkeiten (z. B. in chemischen Anlagen, Behältern, Bunkern, Abwasseranlagen, Wohnungen, Energieleitungen, Straßen- und Eisenbahntunneln) sind Explosionen beim Entwurf zu berücksichtigen.

(2) Die Wirkungen von Sprengstoffen sind in dieser Norm nicht geregelt.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

(3) Der Einfluss einer möglichen Kaskadenwirkung infolge mehrerer nebeneinander liegender, verbundener Räume, die mit explosiven Stäuben, Gas oder Dämpfen gefüllt sind, auf die Höhe der Explosion wird in dieser Norm nicht behandelt.

(4) In diesem Abschnitt werden Einwirkungen aus Innenraumexplosionen bestimmt.

5.2 Darstellung der Einwirkung

(1) Die Übertragung des Explosionsdrucks von nichttragenden Bauteilen auf die tragenden Bauteile ist zu berücksichtigen.

ANMERKUNG 1 Als Explosion wird eine schnelle chemische Reaktion von Staub, Gas oder Dampf in der Luft bezeichnet. Sie führt zu hohen Temperaturen und hohen Überdrücken. Explosionsdrücke breiten sich als Druckwellen aus.

ANMERKUNG 2 Die bei einer Innenraumexplosion erzeugten Drücke hängen im wesentlichen ab von

- Typ des Staubs, Gases oder Dampfes,
- Anteil von Staub, Gas oder Dampf in der Luft,
- der Gleichförmigkeit des Staub-, Gas- oder Dampf-Luft-Gemisches,
- der Zündquelle,
- der Anwesenheit von Hindernissen im Raum,
- der Größe, Form und Festigkeit des Raumabschlusses,
- dem Umfang an verfügbaren Öffnungen und Druckablässen.

(2) Das wahrscheinliche Vorhandensein von Staub, Gas oder Dampf in verschiedenen Innenräumen oder Gruppen von Innenräumen ist im gesamten Gebäude zu prüfen; die Öffnungswirkungen und die Geometrie des Innenraums oder der Gruppe von Innenräumen sind zu berücksichtigen.

(3) Bei baulichen Anlagen, die den Versagensfolgeklassen CC1 (siehe Abschnitt 3) zugeordnet sind, brauchen Explosionseffekte nicht besonders berücksichtigt zu werden; es genügt die Bemessung der Anschlüsse und Verbindungen zwischen den Bauteilen nach EN 1992 bis EN 1999.

(4) Bei baulichen Anlagen, die den Versagensfolgeklasse CC2 oder CC3 zugeordnet sind, müssen Haupttragteile so bemessen werden, dass sie den Einwirkungen genügen, entweder durch einen Nachweis mit äquivalenten statischen Lastmodellen oder durch Anwendung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln. Zusätzlich ist bei Bauwerken mit der Klasse CC3 in der Regel eine dynamische Berechnung erforderlich.

ANMERKUNG 1 Die in den Anhängen A und D beschriebenen Methoden dürfen angewendet werden.

ANMERKUNG 2 Weitergehende Berechnungen für Explosionen dürfen folgendes enthalten:

- Explosionsdruckberechnungen unter Berücksichtigung von Raumabschlüssen und Öffnungsflächen;
- dynamische nichtlineare Modelle;
- Probabilistische Aspekte und Untersuchungen der Schadensfolgen;
- Wirtschaftliche Optimierung druckmindernder Maßnahmen.

5.3 Entwurfsgrundsätze

(1)P Tragwerke sind so zu entwerfen, dass progressiver Kollaps aus Innenraumexplosionen entsprechend EN 1990, 2.1(4)P verhindert wird.

ANMERKUNG Der Nationale Anhang darf die notwendigen Verfahren für die verschiedene Innraumexplosionen angeben. Hinweise zu folgenden Innraumexplosionen liefert der Anhang D:

- Staubexplosionen in Räumen, Behältern oder Bunkern;
- Naturgasexplosion in Räumen;
- Gas- und Dampf-Luftexplosionen (festgelegt in 5.1(1)P in Straßen- und Eisenbahntunneln).

(2) Der Entwurf darf das Versagen von Teiltragwerken unter der Voraussetzung zulassen, dass Haupttragelemente, von denen die Stabilität des gesamten Tragwerk abhängt, nicht betroffen sind.

(3) Zur Begrenzung der Schadensfolgen von Explosionen dürfen die folgenden Maßnahmen einzeln oder in Kombination genutzt werden:

- Bemessung des Tragwerks für den Explosionsspitzenldruck;

ANMERKUNG Da Spitzendrücke höher sind als die mit den Methoden in Anhang D ermittelten Werte, sind solche Spitzenwerte in Verbindung mit einer maximalen Einwirkungszeit von 0,2 s und dem plastischen duktilen Verhalten des Baustoffs zu berücksichtigen.

- Nutzung von Öffnungselementen mit definierter Öffnungsdruck;
- Abtrennung von Bauwerksbereichen, in denen explosive Stoffe lagern;
- Begrenzung der Bauwerksbereiche, die Explosionsrisiken ausgesetzt sind;
- Vorsehen von besonderen Schutzmaßnahmen zwischen benachbarten Bauwerken mit Explosionsrisiko, um Druckausbreitung zu vermeiden.

(4) Der Explosionsdruck sollte als auf alle Raumabschlussteile gleichzeitig wirkend angesetzt werden.

(5) Öffnungselemente sollten in der Nähe möglicher Zündquellen oder hoher Drücke angeordnet werden. Ihre Aktivierung sollte nicht zur Gefährdung von Personen oder zur Zündung von anderen Stoffen führen. Die Öffnungselemente sollten zur Vermeidung von Geschosswirkungen befestigt werden. Die Bemessung sollte mögliche Beeinträchtigungen der Umgebung durch Feuer und die Bildung weiterer Explosionen in Nachbarräumen ausschließen.

(6) Öffnungsklappen sollten so leicht wie möglich und bei niedrigen Drücken offenbar sein.

ANMERKUNG Bei Verwendung von Fenstern als Öffnungselemente wird empfohlen, die Gefährdung von Personen durch Glassplitter oder andere Bauteile zu berücksichtigen.

(7)P Bei der Bestimmung der Öffnungskräfte für die Öffnungselemente ist auf ausreichende Dimensionierung und Verankerung des Rahmens der Öffnungselemente zu achten.

(8) Nach der ersten Überdruckphase der Explosion schließt sich eine Unterdruckphase an. Darauf ist beim Entwurf zu achten, sofern erforderlich.

ANMERKUNG Fachlicher Rat wird empfohlen.

Anhang A
(informativ)

**Entwurf zur Begrenzung von Schadensfolgen lokalen Versagens
aus unspezifizierte Ursache in Hochbauten**

A.1 Anwendungsbereich

(1) Dieser Anhang A liefert Regeln und Verfahren für den Entwurf von Hochbauten, so dass sie ein bestimmtes lokales Versagen aus unspezifizierter Ursache ohne unverhältnismäßige Versagensfolge (z. B. Einsturz) überstehen. Neben anderen geeigneten Methoden führt diese Strategie unter Berücksichtigung der Schadensfolgeklasse (siehe 3.4) zu einer ausreichenden Robustheit im Hochbau, um einen begrenzten Umfang an Schäden und Versagen ohne Einsturz aufzufangen.

A.2 Einleitung

(1) Mit Hilfe der Bemessung für ein bestimmtes lokales Versagen, das globale Versagen des gesamten Gebäudes oder eines bedeutenden Teils davon zu verhindern, gehört zu den zulässigen Strategien nach Abschnitt 3 dieser Norm. Dadurch verschafft man dem Gebäude genügend Robustheit, um einen angemessenen Bereich von undefinierten außergewöhnlichen Einwirkungen zu überstehen.

(2) Der Mindestzeitraum, den das Gebäude nach einem außergewöhnlichen Ereignis überstehen muss, ist die Zeit für die sichere Evakuierung und Rettung von Personen aus dem Gebäude und der Umgebung. Längere Zeiträume dürfen für Bauwerke mit Gefahrgütern, wichtigen öffentlichen Aufgaben oder aus Gründen öffentlicher Sicherheit erforderlich sein.

A.3 Schadensfolgeklassen für Hochbauten

(1) Tabelle A.1 liefert einen Zusammenhang zwischen Gebäudetyp und -Nutzung und der Schadensfolgeklasse. Dabei wird auf die niedrige, mittlere und hohe Schadensfolgeklasse nach 3.4 (1) Bezug genommen.

Tabelle A.1 — Zuordnung zu Schadensfolgeklassen

Schadens- folgeklasse	Beispiel für Zusammenhang von Gebäudetyp und -Nutzung
1	Einfamilienhäuser mit bis zu 4 Stockwerken. Landwirtschaftliche Gebäude. Gebäude, die selten von Personen betreten werden, wenn der Abstand zu anderen Gebäuden oder Flächen mit häufiger Nutzung durch Personen mindestens das 1,5-fache der Gebäudehöhe beträgt.
2a Untere Risiko- Gruppe	5-stöckige Gebäude mit einheitlicher Nutzung. Hotels mit bis 4 Stockwerken. Wohn- und Apartmentgebäude mit bis 4 Stockwerken. Bürogebäude mit bis 4 Stockwerken. Industriebauten mit bis 3 Stockwerken. Einzelhandelsgeschäfte mit bis 3 Stockwerken und bis 1 000 m ² Geschoßfläche in jedem Geschoss. Einstöckige Schulgebäude Alle Gebäude mit bis zu 3 Stockwerken mit Publikumsverkehr und Geschoßflächen bis 2 000 m ² in jedem Geschoss.
2b Obere Risiko- Gruppe	Hotels, Wohn- und Apartmentgebäude mit mehr als 4 und bis 15 Stockwerken. Schulgebäude mit mehr als einem und bis 15 Stockwerken. Einzelhandelsgeschäfte mit mehr als 3 und bis 15 Stockwerken. Krankenhäuser mit bis 3 Stockwerken. Bürogebäude mit mehr als 4 und bis zu 15 Stockwerken. Alle Gebäude mit Publikumsverkehr mit Geschoßflächen von mehr als 2 000 m ² und bis 5 000 m ² in jedem Geschoss. Parkhäuser mit bis 6 Stockwerken.
3	Alle Gebäude, die die Stockwerksanzahl und Flächengrenzen der Klasse 2 übersteigen. Alle Gebäude mit starkem Publikumsverkehr. Stadien mit mehr als 5 000 Zuschauern. Gebäude mit lagernden Gefahrgütern oder gefährlichen Verfahren

ANMERKUNG 1 Bei Gebäuden mit Kenngrößen, die verschiedenen Schadensfolgeklassen zuzuordnen sind, gilt die höchste Klasse.

ANMERKUNG 2 Bei der Bestimmung der Anzahl der Stockwerke dürfen die Untergeschosse vernachlässigt werden, wenn die Untergeschosse die Bedingungen für die Schadensfolgeklasse 2b — Obere Risikogruppe — erfüllen.

ANMERKUNG 3 Tabelle A.1 ist nicht erschöpfend und kann ergänzt werden.

A.4 Strategieempfehlungen

(1) Die folgende Strategieempfehlung stellt die Errichtung eines Gebäudes mit akzeptabler Robustheit sicher, das lokalem Versagen ohne unverhältnismäßige Einsturzfolgen widersteht.

a) für Hochbauten der Klasse 1:

Bei Bemessung und Ausführung nach den Regeln in EN 1990 bis EN 1999 für Tragfähigkeit unter normalen Nutzungsbedingungen ist keine weitere Betrachtung außergewöhnlicher Einwirkungen aus unidentifizierter Ursache erforderlich.

b) für Hochbauten der Klasse 2a (Untere Risikogruppe):

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

Ergänzend zu der für die Schadensfolgeklasse 1 empfohlenen Vorgehensweisen sind wirksame horizontale Zugverankerungen und wirksame vertikale Verankerungen abgehängter Decken an die Wände, bestimmt wie in den Abschnitten A.5.1 für Rahmenbauweise und A.5.2 für die tragende Wandbauweise, vorzusehen.

ANMERKUNG 1 Einzelheiten einer wirksamen Verankerung dürfen im Nationalen Anhang genannt werden.

c) für Hochbauten der Klasse 2b (Obere Risikogruppe):

Ergänzend zu der für die Klasse 1 empfohlenen Vorgehensweise sind:

- wirksame horizontale Zugverankerungen wie in A.5.1 für Rahmenbauweise und A.5.2 für die tragende Wandbauweise definiert (siehe 1.5.11) sowie wirksame vertikale Verankerungen in allen Stützen und Wänden nach A.6 vorzusehen, oder alternativ,
- das Gebäudetragwerk geschossweise daraufhin zu überprüfen, ob bei der rechnerischen Entfernung jeder einzelnen Stütze und jedes Trägers, der eine Stütze trägt, oder jedes Abschnitts der lasttragenden Wände, wie in A.7 definiert, das Gebäude standsicher bleibt und der lokale Schaden ein bestimmtes Maß nicht überschreitet.

Wenn die rechnerische Entfernung der einzelnen Stützen und Wandabschnitte zu einer Überschreitung des vereinbarten Schadensmaßes führt, dann sollten diese Elemente als Haupttragelemente bemessen werden, siehe A.8.

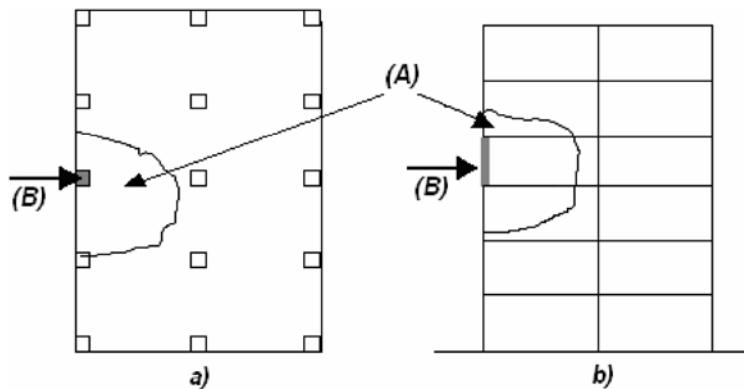
Bei Gebäuden mit der tragenden Wandbauweise ist die Methode der rechnerischen Entfernung von jeweils nur einem Wandabschnitt die praktischste Strategie für Robustheit.

d) für Hochbauten der Klasse 3:

Für das Gebäude ist eine systematische Risikoabschätzung unter Berücksichtigung vorhersehbarer und unvorhersehbarer Gefährdungen erforderlich.

ANMERKUNG 2 Hinweise zur Durchführung einer Risikoanalyse sind in Anhang B enthalten.

ANMERKUNG 3 Die Grenze für zulässiges lokales Versagen darf von Bauwerkstyp zu Bauwerkstyp verschieden sein. Empfohlen wird als Mindestwert 15 % der Geschossfläche, aber nicht mehr als 100 m² gleichzeitig in zwei benachbarten Geschossen **(AC)** nach 3.3.(1)P **(AC)**, siehe Bild A.1.



Legende

- (A) Lokaler Schaden unter 15 % der Geschossfläche, gleichzeitig in zwei angrenzenden Geschossen
- (B) Stütze, die rechnerisch entfernt wird
- a) Aufsicht
- b) Ansicht mit Schnitt

Bild A.1 — Empfohlene Begrenzung eines akzeptablen Schadens

A.5 Wirksame horizontale Zugverankerungen

A.5.1 Rahmenbauweise

(1) Um jede Geschossdecke und um die Dachebene sollten wirksame horizontale Zuganker angeordnet werden; dazu kommen Zuganker in der Deckenebene in zwei Richtungen, um die Stützen und Wände sicher an das Gebäudetragwerk anzubinden. Die Zuganker sollten durchlaufend sein und so nah wie möglich an den Ränder der Decke und in den Achsen der Stützen und Wänden verlaufen. Mindestens 30 % der Zuganker sollten in enger Nachbarschaft der Rasterlinien für Stützen und Wänden liegen.

ANMERKUNG Siehe Beispiel in Bild A.2.

(2) Wirksame horizontale Zuganker dürfen aus Walzprofilen, der Stahlbewehrung in Betonplatten oder Mattenbewehrung und Profilblechen in Verbunddecken bestehen (wenn diese mit den Stahlträgern schubfest verbunden sind). Die Zuganker dürfen aus einer Kombination dieser Bauteile bestehen.

(3) Jeder der durchlaufenden Zuganker, einschließlich der Endanschlüsse, sollten im Falle der internen Zuganker für die Bemessungszugkraft „ T_i “ und der Randzuganker für die Bemessungszugkraft „ T_p “ als außergewöhnliche Einwirkung bemessen werden. Die Zugkräfte nehmen folgende Werte an:

$$\text{Interne Zuganker } T_i = 0,8(g_k + \psi q_k)sL \text{ oder } 75 \text{ kN, wobei der größere Wert gilt.} \quad (\text{A.1})$$

$$\text{Randzuganker } T_p = 0,4(g_k + \psi q_k)sL \text{ oder } 75 \text{ kN, wobei der größere Wert gilt.} \quad (\text{A.2})$$

Dabei ist

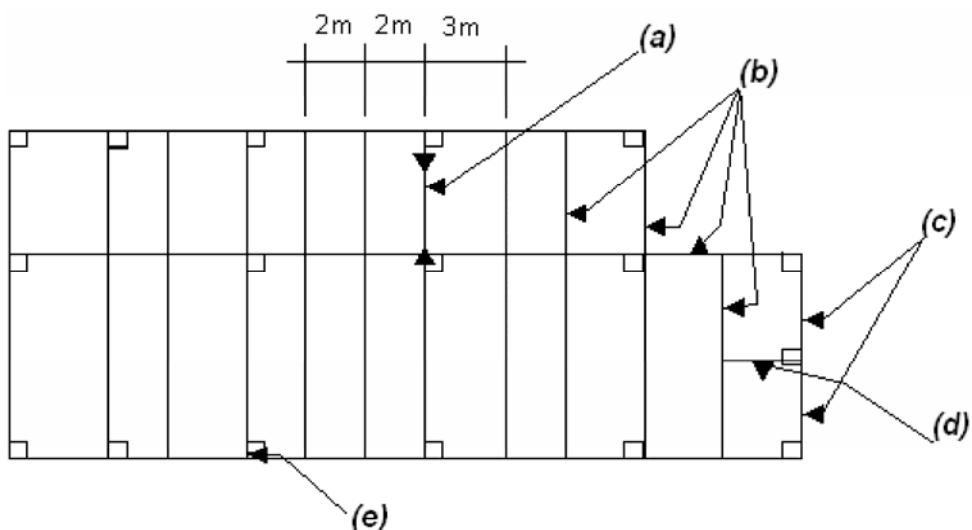
s der Abstand der Anker;

L die Spannweite der Anker;

ψ der Kombinationsbeiwert in der Einwirkungskombination für außergewöhnliche Bemessungssituationen (d. h. ψ_1 oder ψ_2 nach EN 1990, Gleichung (6.11b)).

ANMERKUNG Siehe Beispiel in Bild A.2.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**



Legende

- (a) Träger mit 6 m Spannweite als interner Zuganker
- (b) alle Träger als Zuganker bemessen
- (c) Randzuganker
- (d) Zuganker, der eine Stütze verankert
- (e) Randstütze

BEISPIEL Berechnung der Zugankerkraft T_i in einem Deckenträger mit 6 m Spannweite, siehe Bild A.2 (z. B. für ein Stahlskelettgebäude) mit folgenden Lastannahmen:

Characteristische Belastung : $g_k = 3,0 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$
Annahme für Kombinationsbeiwert ψ_1 (d. h. = 0,5) in Gleichung (6.11a)

$$T_i = 0,8(3,00 + 0,5 \times 5,00) \frac{3+2}{2} \times 6,0 = 66 \text{ kN} < 75 \text{ kN}$$

Bild A.2 — Beispiel für eine wirksame horizontale Verankerung für ein 6-geschossiges Bürogebäude in Rahmenbauweise

(4) Es dürfen auch Bauteile, die andere Einwirkungen als außergewöhnliche Einwirkungen aufnehmen, für die Zugverankerung eingesetzt werden.

A.5.2 Tragende Wandbauweise

(1) Für Hochbauten der Klasse 2a (Untere Risikogruppe), siehe Tabelle A.1:

Ausreichende Robustheit sollte durch eine Zellenbauweise vorgesehen werden, deren Bemessung das Zusammenwirken aller Bauteile einschließlich geeigneter Verankerungen der Wände mit der Decke beinhaltet.

(2) Für Hochbauten der Klasse 2b (Obere Risikogruppe) siehe Tabelle A.1:

In den Decken sollten durchlaufende horizontale Anker angeordnet werden. Diese bestehen aus einem orthogonalen Netz von gleichmäßig verteilten internen Ankern und Randankern an den Rändern der Decke innerhalb eines Randstreifens von 1,20 m. Die Bemessungs-Ankerzugkraft sollte wie folgt ermittelt werden :

$$\text{Für interne Zuganker } T_i = \frac{F_t(g_k + \psi q_k)}{7,5} \cdot \frac{z}{5} \cdot F_t \text{ kN/m}$$

(A.3)

Für Randzuganker: $T_p = F_t$ (A.4)

Dabei ist

F_t 60 kN/m oder $20 + 4n_s$ kN/m, der kleinere Wert gilt;

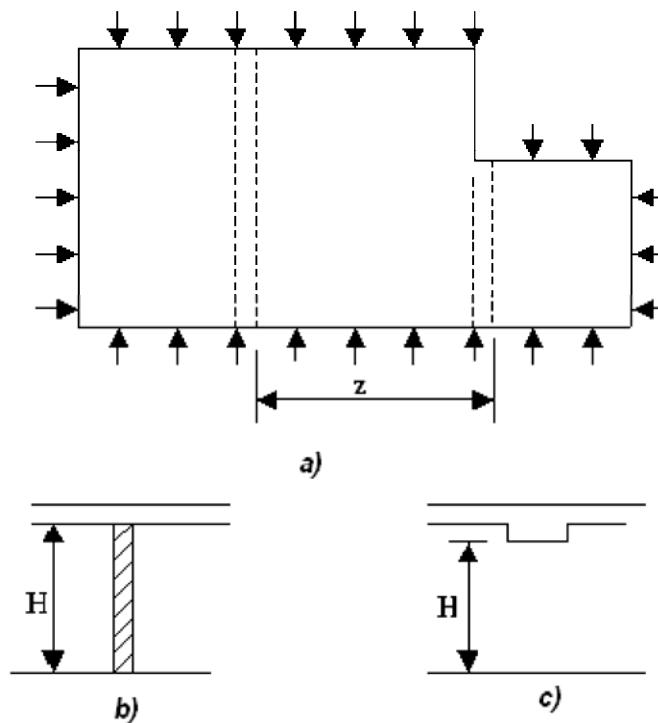
n_s die Geschossanzahl;

z Faktor, der kleiner als die nachfolgende Bedingung ist:

- 5 H mit H = lichte Geschosshöhe oder
- der größte Achsabstand der Stützen oder der anderen vertikalen Tragelemente in Meter, in Richtung der Zuganker; der Abstand kann durch:
 - eine einzelne Platte, oder durch
 - ein System aus Unterzügen und Platten überspannt sein.

ANMERKUNG Werte H (m) und z (m) sind in Bild A.3 dargestellt.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**



Legende

- a) Aufsicht
- b) Querschnitt mit Flachdecke
- c) Querschnitt mit Decke und Unterzügen

Bild A.3 — Darstellung der Werte H und z

A.6 Wirksame vertikale Zugverankerungen

- (1) Jede Stütze oder Wand sollte von der Gründung bis zum Dach durchgehend zugverankert sein.
- (2) Bei der Rahmenbauweise (Stahl- oder Stahlbetontragwerke) sollten die Stützen und Wände, die die vertikalen Lasten tragen, in der Lage sein, eine außergewöhnliche Zugkraft in Höhe der größten von einem Geschoss in die Stütze geleiteten Belastung aus ständigen und veränderlichen Einwirkungen zu tragen. Diese außergewöhnliche Zugkraft braucht nicht mit den sonstigen Schnittgrößen überlagert zu werden.
- (3) Bei der tragenden Wandbauweise, siehe [AC 1.5.11](#), dürfen die vertikalen Zuganker unter folgenden Bedingungen als wirksam angesehen werden:
 - a) Bei Mauerwerkswänden ist die Wanddicke mindestens 150 mm und die maximale Druckfestigkeit nach EN 1996-1-1 beträgt 5 N/mm^2 .
 - b) Die lichte Wandhöhe H in Meter, gemessen zwischen der Ober- und Unterfläche der Decken oder der Decke und des Daches, ist nicht größer als $20t$, wobei t die Wanddicke in Meter ist.

c) Sie werden für die vertikale Ankerzugkraft T :

$$T = \frac{34A}{8000} \left(\frac{H}{t} \right)^2 \text{ in N oder } 100 \text{ kN/m} \quad (\text{A.5})$$

bemessen.

Dabei ist

- A die Querschnittsfläche in mm^2 der Wand im Grundriss ohne die nicht lasttragende Schale von Hohlwänden.
- d) Die vertikalen Zuganker sind maximal alle 5 m entlang der Wand gruppiert und haben vom freien Ende der Wand einen Maximalabstand von 2,5 m.

A.7 Nennquerschnitt einer tragenden Wand

(1) Die Nennlänge der tragenden Wand nach A.4.(1)c sollte wie folgt bestimmt werden:

- bei Stahlbetonwänden eine Länge $\leq 2,25H$,
- bei Außenmauerwerk oder Holz- oder Stahlständerbauweise eine Länge L gemessen als Abstand zwischen seitlichen Unterstützungen durch andere vertikale Bauelemente (z. B. Rahmenstützen oder querlaufende Zwischenwände),
- bei Innenmauerwerk oder Holz- oder Stahlständerbauweise eine Länge $\leq 2,25H$,

Dabei ist

H die Stockwerkshöhe in Meter.

A.8 Haupttragelemente

(1) Entsprechend 3.3 (1)P sollte ein „Haupttragelement“ eines Gebäudes nach A.4 (1)c in der Lage sein, eine außergewöhnliche Einwirkung A_d abzutragen, die in horizontalen und vertikalen Richtungen (jeweils nur in einer Richtung gleichzeitig) auf das Element selbst und angeschlossene Bauteile einwirkt, wobei die Tragfähigkeit dieser Komponenten und ihrer Verbindungen zu berücksichtigen ist. Eine solche außergewöhnliche Bemessungslast sollte nach EN 1990, Gleichung (6.11b) als Einzellast oder gleichmäßig verteilte Last aufgebracht werden.

ANMERKUNG Der empfohlene Wert für Hochbauten ist $A_d = 34 \text{ kN/m}^2$.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

Anhang B
(informativ)

Hinweise zur Risikoanalyse⁶⁾

B.1 Einleitung

(1) Dieser Anhang B enthält Hinweise zur Planung und Durchführung von Risikoabschätzungen für Hochbau und für Ingenieurbauwerke. Einen generellen Überblick zeigt Bild B.1.

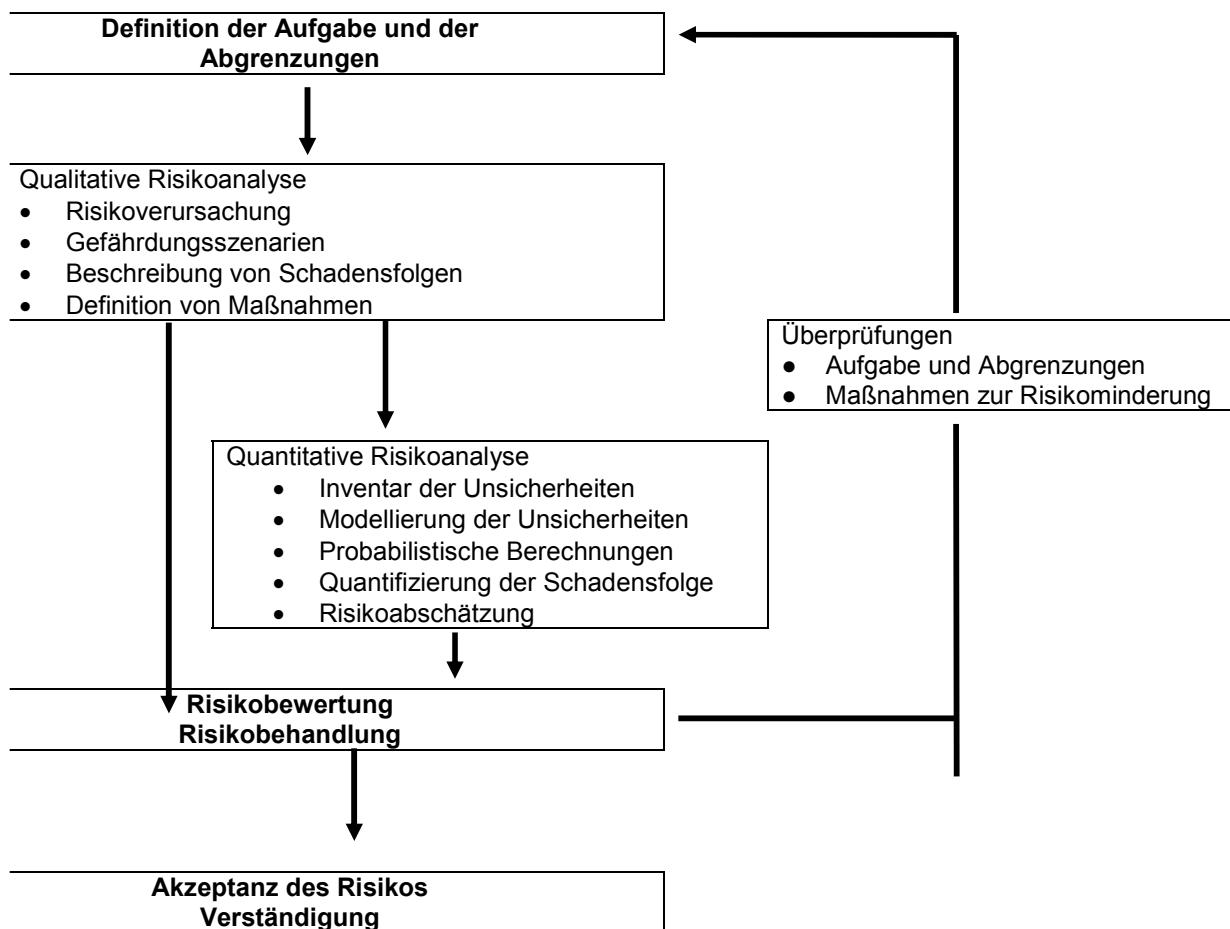


Bild B.1 — Überblick über die Risikoanalyse

6) Teile des Inhalts dieses Anhangs werden voraussichtlich in weiter entwickelter Form in eine spätere Ausgabe von EN 1990, *Eurocode: Grundlagen der Tragwerksplanung*, überführt werden.

B.2 Begriffe

B.2.1

Schadensfolge

Ein mögliches Ergebnis eines (in der Risikoanalyse üblicherweise unerwünschten) Ereignisses. Schadensfolgen können mit Worten oder mit Zahlen ausgedrückt werden; sie betreffen Tote und Verletzte, wirtschaftliche Verluste, Umweltschäden, Nutzungsausfall für Benutzer und die Öffentlichkeit usw. Es werden sowohl unmittelbare Folgen als auch solche, die sich mit der Zeiteinstellen, betrachtet.

B.2.2

Gefährdungsszenarium

eine kritische Situation zu einer bestimmten Zeit, die durch eine Leitgefahr zusammen mit einer oder mehreren begleitenden Bedingungen bestimmt wird und das unerwünschte Ereignis bewirken kann (z. B. vollständiger Einsturz eines Tragwerks)

B.2.3

Risiko

(siehe 1.5.13)

B.2.4

Risikoakzeptanzkriterien

Akzeptierbare Wahrscheinlichkeitsgrenzen für das Eintreten bestimmter Schadensfolgen eines unerwünschten Ereignisses. Sie werden als Häufigkeiten je Jahr ausgedrückt. Diese Kriterien werden üblicherweise von den Bauaufsichtsbehörden bestimmt, um das Risikoniveau wiederzugeben, das für Menschen einerseits und die Gesellschaft andererseits akzeptabel ist.

B.2.5

Risikoanalyse

Eine systematische Vorgehensweise zur Beschreibung und Berechnung von Risiken. Die Risikoanalyse umfasst die Identifizierung unerwünschter Ereignisse, Ursachen, Wahrscheinlichkeiten und Schadensfolgen dieser Ereignisse (siehe Bild B.1).

B.2.6

Risikobewertung

ein Vergleich der Ergebnisse der Risikoanalyse mit den Risikoakzeptanzkriterien und anderen Entscheidungskriterien

B.2.7

Risikomanagement

systematische Maßnahmen einer Organisation, mit denen ein Sicherheitsniveau erreicht oder erhalten wird, das mit den definierten Zielsetzungen übereinstimmt

B.2.8

Unerwünschtes Ereignis

ein Ereignis oder ein Zustand, die die Verletzung von Personen oder Umweltschäden oder materielle Verluste verursachen können

B.3 Beschreibung des Umfangs der Risikoanalyse

(1) Der Gegenstand, der Hintergrund und die Zielsetzung der Risikoanalyse müssen vollständig beschrieben werden.

(2) Alle technischen, umweltbedingten, organisatorischen und personenbezogenen Umstände, die für die in der Risikoanalyse behandelte Aktivität und das Problem wichtig sind, sollten in ausreichender Ausführlichkeit festgehalten werden.

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

(3) Alle Voraussetzungen, Annahmen und Vereinfachungen, die in Verbindung mit der Risikoanalyse gemacht werden, sollten aufgeführt werden.

B.4 Methoden der Risikoanalyse

(1) Die Risikoanalyse hat einen beschreibenden (qualitativen) Teil und darf, wenn erforderlich und durchführbar, auch einen rechnerischen (quantitativen) Teil haben.

B.4.1 Qualitative Risikoanalyse

(1) In dem *qualitativen* Teil der Risikoanalyse sollten alle Gefährdungen und zugehörigen Gefährdungs-szenarien identifiziert werden. Diese Identifizierung ist eine Hauptaufgabe der Risikoanalyse. Sie erfordert eine eingehende Prüfung und ein genaues Verständnis des Systems. Zu diesem Zweck wurden eine Reihe von Techniken entwickelt, die dem Ingenieur bei diesem Teil der Analyse zur Verfügung stehen (z. B. PHA, HAZOP, Versagensbaum, Ereignisbaum, Entscheidungsbaum, Ursachennetzwerk, usw.).

In der baulichen Risikoanalyse können z. B. folgende Bedingungen Gefährdungen für ein Tragwerk darstellen:

- große Werte der gewöhnlichen Einwirkungen,
- geringe Werte der Beanspruchbarkeiten, möglicherweise infolge von Irrtümern oder unvorhergesehener Verschleiß,
- baugrundbedingungen und Umwelteinflüsse, die nicht beim Entwurf zugrunde gelegt wurden;
- außergewöhnliche Einwirkungen wie Brand, Explosion, Überflutung (einschließlich Kolkung), Anprall oder Erdbeben;
- nicht spezifizierte außergewöhnliche Einwirkungen.

Folgendes sollte bei der Definition von Gefährdungsszenarien berücksichtigt werden :

- die erwarteten oder bekannten veränderlichen Einwirkungen auf das Tragwerk;
- die Umgebungsbedingungen für das Tragwerk;
- das beabsichtigte oder bekannte Inspektionsprogramm für das Tragwerk;
- das bauliche Konzept, die konstruktive Gestaltung, verwendete Baustoffe und mögliche Schwachpunkte für Schäden oder Verschleiß;
- die Folgen verschiedener Schäden und die Höhe der Schäden infolge der identifizierten Gefähr-dungsszenarien.

Die Hauptnutzung des Tragwerks sollte bekannt sein, um die Folgen für die Sicherheit ermitteln zu können, wenn das Tragwerk bei dem Eintreten der Leitgefährdung zusammen mit wahrscheinlichen begleitenden Einwirkungen versagt.

B.4.2 Quantitative Risikoanalyse

(1) Im *quantitativen* Teil der Risikoanalyse sollten für alle unerwünschten Ereignisse und deren Folgen Wahrscheinlichkeiten abgeschätzt werden. Die Wahrscheinlichkeitswerte beruhen zumindest teilweise auf Ingenieurabschätzungen und weichen deshalb wesentlich von wirklichen Versagenshäufigkeiten ab. Wenn Versagen zahlenmäßig ausgedrückt werden kann, darf das Risiko als mathematische Erwartung der Schadensfolgen eines unerwünschten Ereignisses ausgedrückt werden. Eine Möglichkeit, Risiken darzu-stellen, liefert Bild B.2a (AC).

Zahlenunsicherheiten und Modellunsicherheiten sollten erschöpfend diskutiert werden. Die Risikoanalyse wird abgeschlossen, wenn ein bestimmtes Niveau erreicht ist. Dabei wird berücksichtigt:

- die Zielsetzung der Risikoanalyse und die notwendigen Entscheidungen;
- die Grenzen, die in einem früheren Stadium der Analyse gezogen wurden;
- die Verfügbarkeit der wichtigen Daten oder genauer Daten;
- die Schadensfolgen unerwünschter Ereignisse.

Die ursprünglichen Annahmen sollten überprüft werden, wenn die Analyseergebnisse verfügbar sind. Die Sensitivität der verwendeten Faktoren sollte quantifiziert werden.

Schwer	X				
Hoch	X				
Mittel		X			
Niedrig			X		
Sehr niedrig				X	
↑ Schadensfolge → Wahrscheinlichkeit	0,00001	0,0001	0,001	0,01	> 0,1
X stellt Beispiele für die größten akzeptablen Risiken dar					

[AC] Klassifizierung **[AC]**: Die Schwere eines möglichen Versagens wird für jedes Gefährdungsszenarium bestimmt und nach schwer, hoch, mittel, niedrig und sehr niedrig eingestuft. Die Schweregrade können wie folgt definiert werden:

- | | |
|--------------|---|
| Schwer | Ein plötzliches Versagen des Tragwerks mit großer Möglichkeit von Personenverlusten und Personenschäden. |
| Hoch | Versagen von Teilen des Tragwerks mit großer Möglichkeit eines Teileinsturzes mit Möglichkeiten von Personenschäden und Nutzungsausfall für die Nutzer und die Öffentlichkeit. |
| Mittel | Teilversagen des Tragwerks. Total- oder Teileinsturz des Tragwerks unwahrscheinlich. Geringe Möglichkeit von Personenschäden und Nutzungsausfall für Nutzer und Öffentlichkeit. |
| Niedrig | Lokaler Schaden |
| Sehr Niedrig | Geringfügiger lokaler Schaden |

[AC] Bild B.2a [AC] — Mögliche Darstellung des Ausgangs einer quantitativen Risikoanalyse

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

B.5 Risikoakzeptanz und Schutzmaßnahmen

(1) Nach Festlegung des Risikoniveaus sollte entschieden werden, ob Schutzmaßnahmen (baulicher oder nicht baulicher Art) spezifiziert werden sollten.

(2) Bei der Risikoakzeptanz wird meistens das ALARP-Prinzip (as low as reasonably practical/so niedrig wie vernünftigerweise durchführbar) angewendet. Nach diesem Prinzip werden zwei Risikoniveaus spezifiziert: Liegt das Risiko unter der unteren Grenze des allgemein tolerierbaren (ALARP)-Bereichs, brauchen keine Maßnahmen ergriffen werden; liegt es oberhalb der oberen Grenze, wird das Risiko als nicht akzeptierbar betrachtet. Liegt das Risiko zwischen der unteren und oberen Grenze, sollte eine wirtschaftlich optimale Lösung gesucht werden.

(3) Bei der Risikobewertung für eine bestimmte Zeitspanne und für ein Versagensereignis mit der Schadensfolge sollte eine Abzugsrate berücksichtigt werden.

(4) Die Niveaus für die Risikoakzeptanz sollten spezifiziert werden. Sie werden normalerweise mit den folgenden zwei Akzeptanzkriterien formuliert:

- Das akzeptierbare Risikoniveau für das Individuum: Risiken für das Individuum werden gewöhnlich als Rate von Unfällen mit Todesfolge ausgedrückt. Sie können als jährliche Todeswahrscheinlichkeit oder als wahrscheinliche Zeitspanne für einen Todesfall ausgedrückt werden, wenn einer bestimmten Tätigkeit nachgegangen wird.
- Das akzeptierbare Risikoniveau für die Gesellschaft: die gesellschaftliche Akzeptanz von Risiken für das menschliche Leben, die sich mit der Zeit ändern kann, wird oft als F-N-Schaubild dargestellt, das die maximale jährliche Wahrscheinlichkeit F für einen Unfall mit mehr als N Personenverlusten angibt.

Alternativ können auch Konzepte wie VPF (Value of prevented fatality/Geldwert von verhinderten tödlichen Unfällen) oder  life quality index (LQI) /Index der Lebensqualität herangezogen werden.

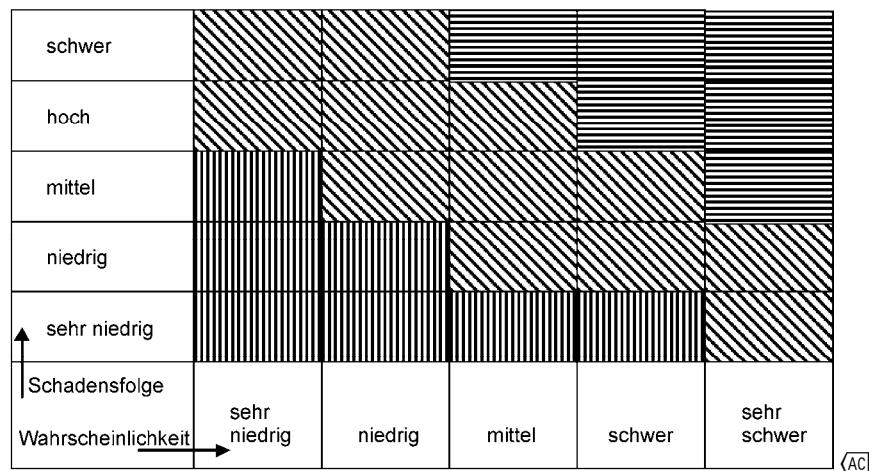
ANMERKUNG Niveaus für die Risikoakzeptanz dürfen für den Einzelfall festgelegt werden.

Die Akzeptanzkriterien dürfen durch bestimmte nationale Bestimmungen oder Anforderungen, bestimmte Normen und Standards oder durch Erfahrungen und/oder technische Vorkenntnisse , die als Grundlage für Entscheidungen für akzeptable Risiken herangezogen werden können, festgelegt werden. Akzeptanzkriterien dürfen qualitativ oder mit Zahlenwerten ausgedrückt werden.

(5) Im Falle qualitativer Risikoanalysen können folgende Kriterien gelten:

- a) Allgemeines Ziel sollte die Minimierung des Risikos sein, ohne erhebliche Zusatzkosten zu verursachen.
- b) Hinsichtlich der Auswirkungen nach der im  Bild B.2b  angelegten senkrechten Fläche, kann das mit dem Szenario verbundene Risiko üblicherweise akzeptiert werden.
- c) Hinsichtlich der Auswirkungen nach des im  Bild B.2b  diagonal angezeigten Bereichs, sollte eine Entscheidung getroffen danach getroffen werden, ob das Risiko beim angenommen Szenario akzeptiert werden kann oder ob die Risiko abschwächenden Maßnahmen im Rahmen annehmbarer Kosten akzeptiert werden können.
- d) Bei Auswirkungen die nicht akzeptiert werden können (dies sind solche, die in den horizontal angelegten Bereich des Bildes  Bild B.2b  fallen) sollten geeignete Risiko abschwächende Maßnahmen (siehe Bild B.6) vorgesehen werden.

AC



AC

Bild B.2b —Mögliche Darstellung des Ausgangs einer quantitativen Risikoanalyse

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

B.6 Maßnahme zur Risikominderung

- (1) Folgende Maßnahme zur Risikominderung dürfen gewählt werden:
- a) Vermeidung oder Verminderung der Gefährdung z. B. durch eine angemessene Bemessung, Veränderung des Entwurfskonzepts und durch Maßnahmen zur Bekämpfung der Gefährdung usw..
 - b) Umgehung der Gefährdung durch Änderung des Tragwerkskonzepts oder der Nutzung, z. B. durch Schutzmaßnahmen für das Tragwerk, Einbau von Sprinklern usw..
 - c) Überwachung der Gefährdung z. B. durch kontrollierte Prüfungen, Frühwarnsysteme und Überwachungsanlagen.
 - d) Überwindung der Gefährdung durch z. B. erhöhte Festigkeiten und Robustheit, Verfügbarkeit alternativer Lastpfade durch Redundanzen oder Widerstand gegen Verschleiß usw..
 - e) Zulassung eines kontrollierten Versagens des Tragwerks, wenn Gefährdungen für Leib und Leben klein gehalten werden, z. B. bei Anprall auf Beleuchtungsmaste oder Schilder.

B.7 Veränderungen

(1) Der überarbeitete Umfang der Analyse, der Entwurf und die Annahmen sollten gegenüber den Szenarien wiederholt bewertet werden, bis das Tragwerk mit den ausgewählten Risikominderungsmaßnahmen akzeptiert werden kann.

B.8 Verständigung über die Resultate und Schlussfolgerungen

- (1) Die Resultate der qualitativen und, falls verfügbar, der quantitativen Analyse sollten als Liste mit Schadensfolgen und Wahrscheinlichkeiten dargestellt und der Grad der Akzeptanz sollte mit den betroffenen Parteien kommuniziert werden.
- (2) Alle Daten und ihre Quellen, die für die Risikoanalyse verwendet wurden, sollten einzeln angegeben werden.
- (3) Alle wesentlichen Annahmen, Voraussetzungen und Vereinfachungen sollten zusammengefasst werden, so dass die Gültigkeit und die Grenzen der Risikoanalyse erkennbar sind.
- (4) Empfehlungen für Risikominderungsmaßnahmen sollten aufgeführt und auf Schlussfolgerungen der Risikoanalyse basieren.

B.9 Anwendung im Hochbau und bei Ingenieurbauwerken

B.9.1 Allgemeines

- (1) Für die Risikominderung in Bezug auf extreme Ereignisse im Hochbau und bei Ingenieurbauwerken sollten eine oder mehrere der folgenden Maßnahmen betrachtet werden:
- Bauliche Maßnahmen, wenn das Tragwerk und seine Bauteile so entworfen wurden, dass sie Festigkeitsreserven oder alternative Lastpfade für den Fall lokalen Versagens aufweisen.
 - Nicht bauliche Maßnahmen, die die Reduktion der
 - Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des Ereignisses,

- Stärke der Einwirkung oder
- Versagensfolge einschließen.

(2) Wahrscheinlichkeiten und Auswirkungen aller außergewöhnlicher und extremer Einwirkungen (z. B. Einwirkungen aus Brand, Erdbeben, Anprall, Explosion, extreme klimatische Einwirkungen) sollten für eine geeignete Anzahl möglicher Gefährdungsszenarien betrachtet werden. Die Schadensfolgen sollten dann in Form von der Anzahl von Opfern und wirtschaftlichen Verlusten abgeschätzt werden. Genauere Hinweise liefern B.9.2 und B.9.3.

(3) Die Vorgehensweise in B.9.1(2) dürfte für unvorhersehbare Gefährdungen (Bemessungs- und Ausführungsirrtümer, unerwarteter Verschleiß, usw.) weniger geeignet sein. Daher wurden mehr globale Entwurfsstrategien für die Schadenstoleranz entwickelt (siehe Anhang A), z. B. die klassische Anforderung an ausreichende Duktilität und an die Verankerung von Bauteilen. Eine spezielle Vorgehensweise in diesem Zusammenhang ist die Betrachtung einer Situation, dass ein Bauteil (Träger, Stütze), woher auch immer, in einem solchen Umfang geschädigt ist, in der ein Bauteil für die Tragwirkung als ausgefallen betrachtet wird. Für den restlichen Teil des Tragwerks wird dann gefordert, dass es für eine relativ kurze Zeit (definiert als Reparaturperiode T) den „normalen“ Belastungen mit einer vorgegebenen Ziel-Zuverlässigkeit widerstehen kann:

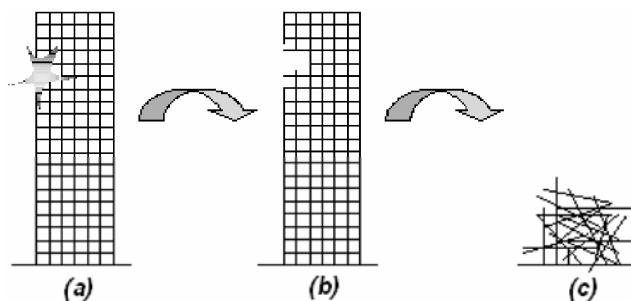
$$P(R < E \text{ in } T \mid \text{ein Bauteil ausgefallen}) < p_{\text{Ziel}} \quad (\text{B.1})$$

Die Ziel-Zuverlässigkeit hängt von dem normalen Sicherheitsniveau für Gebäude, der Bezugs-Zeitspanne T (Stunden, Tage oder Monate) und der Wahrscheinlichkeit, dass das betrachtete Bauelement (aus nicht im bisherigen Entwurf berücksichtigten Gründen) entfernt wird, ab.

(4) Bei konventionellen Tragwerken sollten alle maßgebenden Versagensmöglichkeiten beim Entwurf berücksichtigt werden. Sofern diese gerechtfertigt ist, dürfen Versagensursachen, die nur eine sehr geringe Auftretenswahrscheinlichkeit haben, vernachlässigt werden. Der Ansatz in B.9.1(2) sollte berücksichtigt werden. In vielen Fällen und um komplizierte Analysen zu vermeiden, darf die Strategie nach B.9.1(3) herangezogen werden.

(5) Bei unkonventionellen Tragwerken (z. B. sehr große Tragwerke, solche mit neuen Entwurfskonzepten oder neuen Werkstoffen) sollte die Versagenswahrscheinlichkeit aus unspezifizierter Ursache als wesentlich betrachtet werden. Eine Vorgehensweise mit Kombination der Methoden nach B.9.1(2) und B.9.1(3) sollte in Betracht gezogen werden.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**



Legende

- Schritt 1: Identifizierung und Modellierung maßgebender außergewöhnlicher Gefährdungen. Abschätzung der Auftretenswahrscheinlichkeit verschiedener Gefährdungen mit verschiedenen Intensitäten.
- Schritt 2: Abschätzung des Schadenzustands des Tragwerks aus verschiedenen Gefährdungen. Abschätzung der Wahrscheinlichkeit verschiedener Schadenzustände und der zugehörigen Folgen für die gegebenen Gefährdungen.
- Schritt 3: Abschätzung des Verhaltens des geschädigten Tragwerks. Abschätzung der Wahrscheinlichkeit nicht ausreichenden Verhaltens und der zugehörigen Schadensfolge(n).

Bild B.3 — Darstellung der Schritte in einer Risikoanalyse für Tragwerke unter außergewöhnlichen Einwirkungen

B.9.2 Bauliche Risikoanalyse

(1) Risikoanalysen für Tragwerke mit außergewöhnlichen Einwirkungen dürfen mit den drei folgenden Schritten, siehe Bild B.3, angegangen werden:

Schritt 1: Abschätzung der Auftretenswahrscheinlichkeit verschiedener Gefährdungen mit ihrer Intensitäten.

Schritt 2: Abschätzung der Wahrscheinlichkeit verschiedener Schadenzustände und der zugehörigen Schadensfolgen für die gegebenen Gefährdungen.

Schritt 3: Abschätzung der Wahrscheinlichkeit für ungenügendes Verhalten des geschädigten Tragwerks zusammen mit den zugehörigen Schadensfolgen.

(2) Das vollständige Risiko R kann ermittelt werden durch

$$\boxed{\text{AC}} \quad R = \sum_{i=1}^{N_H} p(H_i) \sum_j^{N_D} \sum_{k=1}^{N_S} P(D_j | H_i) p(S_k | D_j) C(S_k) \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{B.2})$$

Dabei wird unterstellt, dass das Tragwerk einer Anzahl N_H verschiedener Gefährdungen ausgesetzt ist, dass die Gefährdungen das Tragwerk auf N_D verschiedene Arten schädigen können (von der betrachteten Gefährdung abhängig) und dass das Verhalten des beschädigten Tragwerks in N_S verschiedene Zustände S_k mit zugehörigen Schadensfolgen $C(S_k)$ ausgedrückt werden kann. $P(H_i)$ ist die Auftretenswahrscheinlichkeit der i -ten Gefährdung (innerhalb des Bezugszeitraumes). $P(D_j | H_i)$ ist die bedingte Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des j -ten Schadenzustandes des Tragwerks für die i -te Gefährdung, und $P(S_k | D_j)$ ist die bedingte Wahrscheinlichkeit für das Auftreten des k -ten nachteiligen Verhaltens S für den i -ten Schadenzustand.

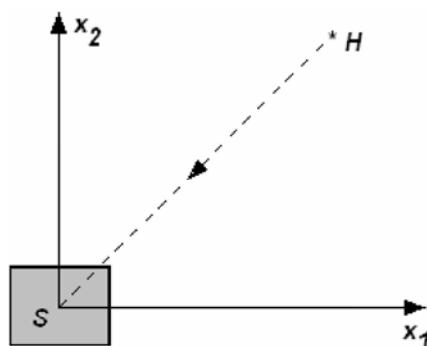
ANMERKUNG 1 $P(S_k | D_j)$ und $C(S_k)$ können stark von der Zeit abhängig sein (z. B. im Fall von Brand mit Evakuierung) und das Gesamtrisiko sollte abgeschätzt und mit dem akzeptierbaren Risikoniveau verglichen werden.

ANMERKUNG 2 Die Gleichung (B.2) kann nicht nur Grundlage für eine Risikoabschätzung für Tragwerke mit seltenen und außergewöhnlichen Belastungen sein, sondern auch für Tragwerke mit gewöhnlichen Belastungen.

(3) Im Rahmen der Risikoabschätzung müssen verschiedene mögliche Strategien für die Risikosteuerung und Risikominderung aus Gründen der Wirtschaftlichkeit untersucht werden:

- Risiken dürfen durch Verringerung der Auftretenswahrscheinlichkeit für die Gefährdung, d. h. durch Verringerung von $P(H)$, reduziert werden. Z. B. kann die Gefährdung von Brückenpfeilern durch Schiffsanprall durch den Bau künstlicher Inseln vor den Brückenpfeilern verhindert werden. Ebenso darf das Explosionsrisiko in Gebäuden durch Auslagerung explosiver Stoffe aus den Gebäuden beseitigt werden.
- Risiken dürfen durch Verringerung der Wahrscheinlichkeit bedeutender Schäden aus gegebenen Gefährdungen, d. h. durch Verringerung von $P(D|H)$ reduziert werden. Z. B. darf der Schaden, der als Folge der Brandinitiierung entsteht, durch passive und aktive Feuerbekämpfungsmaßnahmen gemindert werden (z. B. Brandschutzanstriche oder Sprinkler Systeme).
- Risiken dürfen durch Verringerung der Wahrscheinlichkeit ungenügenden Bauwerksverhaltens aufgrund vorgegebener Schäden, d. h. durch Verringerung von $P(S|D)$, reduziert werden. Das darf durch einen Entwurf mit genügenden Redundanzen erreicht werden, mit denen alternative Lastpfäden entstehen, wenn sich das statische System bedingt durch die Schäden ändert.

B.9.3 Modellierung der Risiken aus extremen Lastereignissen



Legende

S Tragwerk

H Gefährdungereignis mit der Größe M zur Zeit t

Bild B.4 — Komponenten für die Modellierung eines extremen Lastereignisses

B.9.3.1 Allgemeines Format

(1) Als Teil der Risikoanalyse sollten extreme Gefährdungen wie Erdbeben, Explosionen, Anprall usw. untersucht werden. Das allgemeine Modell für ein solches Ereignis besteht aus den folgenden Komponenten (Bild B.4):

- ein auslösendes Ereignis an einem bestimmten Ort zu einer gewissen Zeit;
- die Größe M einer mit dem Ereignis verbundenen Energie und möglicherweise weitere Parameter;
- die physikalische Interaktion zwischen dem Ereignis, der Umgebung und dem Tragwerk, die zu einer Überschreitung von Grenzzuständen im Tragwerk führen kann.

(2) Das Auftreten des auszulösenden Ereignisses der Gefährdung H nach B.9.3.1(1) wird oft als Ereignis nach dem Poisson-Prozess der Intensität $\lambda(t,x)$ für eine Wegeinheit x und eine Zeiteinheit t modelliert, wobei t dabei einen Zeitpunkt und x einen Ort im Raum (x_1, x_2, x_3) bezeichnet. Die Auftretenswahrscheinlichkeit für

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

Versagen in einem Zeitraum bis zu der Zeit T ist dann (für Konstante λ und kleine Wahrscheinlichkeiten) durch die Gleichung (B.3) beschrieben.

$$P_f(T) \approx N \int_0^{\infty} P(F|M=m) f_M(m) dm \quad (\text{B.3})$$

Dabei ist

$N = \lambda T$ Gesamtzahl maßgebender auslösender Ereignisse in dem betrachteten Zeitabschnitt,

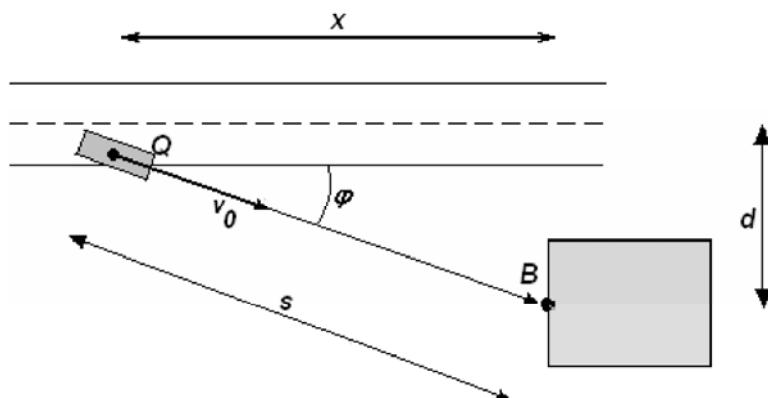
$f_M(m)$ Verteilungsdichte für die zufällige Größe M der Gefährdung,

H und f Versagensereignis bei einer gegebenen Größe M .

Die Abhängigkeit der Versagenswahrscheinlichkeit vom Abstand des Tragwerks von dem Ort des Ereignisses ist zu beachten. Daher ist eine genaue Integration über die Fläche oder das Volumen, das interessiert, erforderlich.

B.9.3.2 Anwendung auf Fahrzeuganprall

(1) In der Situation, die in Bild B.5 dargestellt ist, tritt Anprall auf, wenn ein Fahrzeug auf der Straße den beabsichtigten Kurs an einer kritischen Stelle mit genügender Geschwindigkeit verlässt. Die Anprallgeschwindigkeit hängt vom Abstand der Straße zu dem Tragwerk oder Tragwerkteil, dem Winkel des Kollisionskurses, der Anfangsgeschwindigkeit und den topographischen Merkmalen des Terrains zwischen Straße und Tragwerk ab. Manchmal gibt es Hindernisse oder Höhendifferenzen im Terrain.



Ein Fahrzeug verlässt den beabsichtigten Kurs am Punkt Q mit der Geschwindigkeit v_0 und unter dem Winkel φ . Ein Tragwerk oder Tragwerkteil in der Nachbarschaft der Straße mit dem Abstand s wird mit der Geschwindigkeit v_r getroffen.

Bild B.5 — Fahrzeuganprall

(2) Mit der allgemeinen Gleichung (B.3) lautet die Versagenswahrscheinlichkeit für diesen Fall, wie in Gleichung (B.4) dargestellt.

$$\boxed{\text{AC}} \quad P_f = N \int [P(F > R)] \frac{b}{\sin \varphi} f(\varphi) d\varphi \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{B.4})$$

Dabei ist

- $N = nT\lambda$ die Gesamtanzahl der auslösenden Ereignisse in dem betrachteten Zeitabschnitt;
- n die Verkehrsdichte;
- λ die Versagensrate der Fahrzeuge (Anzahl von Vorkommnissen je Fahrzeugkilometer);
- T der Zeitabschnitt;
- b die Breite des Bauteils, aber nicht breiter als 2 mal die Breite des anprallenden Fahrzeuges;
- φ der Richtungswinkel;
- $f(\varphi)$ die Verteilungsdichtefunktion;
- R die Tragfähigkeit des Tragwerks;
- F die Anpralllast.

Indem man ein einfaches Anprallmodell (siehe Anhang C) verwendet, lautet die Anprallkraft F :

$$\boxed{\text{AC}} \quad F = \sqrt{mk v_r^2} = \sqrt{mk (v_0^2 - 2as)} \quad \boxed{\text{AC}} \quad (\text{B.5})$$

Dabei ist

- m die Fahrzeugmasse;
- k die $\boxed{\text{AC}}$ Federsteifigkeit $\boxed{\text{AC}}$;
- v_0 die Fahrzeuggeschwindigkeit bei Verlassen der Spur am Punkt-Q;
- a konstante Verzögerung des Fahrzeugs nach Verlassen der Straße (siehe Bild B.5);
- $s = d/\sin \varphi$, ist der Abstand von Punkt Q bis zum Tragwerk.

B.9.3.3 Anwendung auf Schiffsanprall

(1) Für die Anwendung nach Bild B.6 darf die Gleichung (B.3) weiter zu Gleichung (B.6) entwickelt werden.

$$P_f(T) = N \int P\{F_{\text{dyn}}(x) > R\} dx \quad (\text{B.6})$$

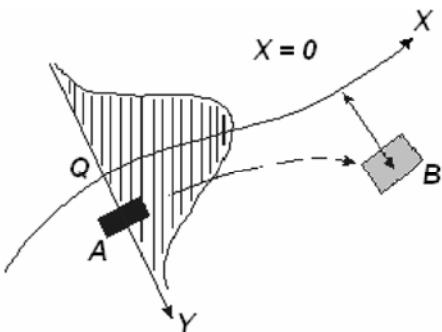
Dabei ist

- $N = n \lambda T (1 - p_a)$ die Gesamtanzahl von Ereignissen in dem betrachteten Zeitabschnitt;
- n die Anzahl der Schiffe in der Zeiteinheit (Verkehrsdichte);
- λ die Wahrscheinlichkeit für Versagen je Reisewegeeinheit;

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

- T die Bezugszeitraum (gewöhnlich 1 Jahr);
 p_a die Wahrscheinlichkeit, dass die Kollision durch menschliche Eingriffe vermieden werden kann;
 x die Ortskoordinate des Punktes mit folgeschwerem Irrtum oder mechanischem Versagen;
 F_{dyn} die Anpralllast auf das Tragwerk, aus der Anprallberechnung (siehe Anhang C), ;
 R die Tragfähigkeit des Tragwerks;

Bei Bedarf darf die Verteilung der Anfangsposition des Schiffes in y-Richtung berücksichtigt werden, siehe Bild B.6.



Legende

- A Objekt
 B Tragwerk

Bild B.6 — Szenario für Schiffsanprall

B.9.4 Hinweise zur Anwendung der Risikoanalyse auf den Anprall von Eisenbahnfahrzeugen

(1) Die folgenden Faktoren sollten bei der Abschätzung des Risikos für Personen, das von der Entgleisung von Eisenbahnfahrzeugen mit zulässigen Geschwindigkeiten von über 120 km/h im Bereich von Tragwerken der Klasse A und allgemein im Bereich von Tragwerken der Klasse B ausgeht, berücksichtigt werden:

- die Wahrscheinlichkeit, dass Eisenbahnfahrzeuge in der Annäherung auf das Tragwerk entgleisen;
- die zulässige Geschwindigkeit der Eisenbahnfahrzeuge auf der Strecke;
- die abgeschätzte Verzögerung der entgleisten Eisenbahnfahrzeuge in der Annäherung auf das Tragwerk;
- der seitliche Weg, den ein entgleistes Eisenbahnfahrzeug voraussichtlich weiterfährt;
- ob eine eingleisige oder mehrgleisige Strecke vorliegt;
- der Zugtyp (Personenzug, Güterzug);
- die abgeschätzte Anzahl der Passagiere in dem passierenden Eisenbahnfahrzeug;
- die Häufigkeit von passierenden Eisenbahnfahrzeugen;
- das Vorhandensein von Weichen und Kreuzungen im Annäherungs-Bereich des Tragwerks;
- das statische System (Tragwerkskonzept) des Tragwerks und die Robustheit der Stützen;
- die Anordnung der Stütze in Relation zu den Gleisen;.
- die abgeschätzte Anzahl von Personen außerhalb des Eisenbahnfahrzeuges, die durch das entgleiste Eisenbahnfahrzeug verletzt werden könnte.

Die folgenden zusätzlichen Faktoren beeinträchtigen auch das Risiko aus entgleisten Eisenbahnfahrzeugen, aber in geringerem Umfang:

- die Krümmung des Gleises in der Nähe des Tragwerks;
- die Anzahl der Gleise bei mehr als zwei Gleisen.

Die Wirkung, die von vorgesehenen präventiven oder schützenden Maßnahmen auf andere Teile oder andere Nutzer der Infrastruktur ausgeht, sollte ebenfalls berücksichtigt werden. Dies schließt z. B. die Wirkung auf Sichtabstände für Signale, Zugangserlaubnis und andere Sicherheitsbetrachtungen mit Bezug auf die Führung des Gleises an.

ANMERKUNG Weitere Empfehlungen und Hinweise für Tragwerke der Klassen A und B (siehe [AC 4.5.1.2 \(AC\)](#)) sind dem UIC Code 777-2R (2002) „Überbauten von Gleisanlagen“ (Bauliche Anforderungen im Gleisbereich) zu entnehmen. Der UIC Code 777-2R enthält besondere Empfehlungen und Hinweise zu folgenden Punkten:

- Durchführung von Risikoabschätzungen für Tragwerke der Klasse B;
- zu beachtende Maßnahmen (einschließlich Konstruktionsregeln) für Tragwerke der Klasse A, wenn die Maximalgeschwindigkeit kleiner als 50 km/h ist;
- zu beachtende Maßnahme für Tragwerke der Klasse A bei Abständen von Stützenkonstruktionen von der Gleisachse $\leq 3\text{m}$.

(2) Die folgenden Faktoren, entweder einzeln oder in Kombination, sollten bei der Bestimmung des Risikos für Personen, das von der Entgleisung von Eisenbahnfahrzeugen auf Tragwerke der Klasse B ausgeht, berücksichtigt bzw. vorgesehen werden:

- Robustheit der Stützen des Tragwerks, um der Anprallbeanspruchung des entlanggleitenden entgleisten Eisenbahnfahrzeuges zu widerstehen, und die Wahrscheinlichkeit eines Tragwerksversagens zu reduzieren;
- Durchlaufwirkung der Überbauten, um die Wahrscheinlichkeit des Einsturzes als Folge des Anpralls auf eine Stütze zu reduzieren;
- Maßnahmen zur Begrenzung des seitlichen Ausscherens des entgleisten Eisenbahnfahrzeuges aus der Gleisachse, um die Wahrscheinlichkeit eines Anpralls zu reduzieren;
- größerer seitlicher Freiraum zu den Stützen des Tragwerks, um die Wahrscheinlichkeit des Anpralls zureduzieren;
- Vermeidung von Stützen in der Flucht von Gleisen vor Weichen, um die Wahrscheinlichkeit der Weiterfahrt eines entgleisten Eisenbahnfahrzeuges auf die Stützen zu reduzieren;
- Verwendung durchlaufender Wände oder wandartiger Stützen (letztlich zur Vermeidung getrennter Einzelstützen), um die Wahrscheinlichkeit eines Versagens der Stützen nach dem Anprall zu reduzieren;
- wenn Einzelstützen sich praktisch nicht vermeiden lassen, sollten dennoch ausreichende Verbindungen einzelner Stützen vorgesehen werden, so dass die Überbauung auch bei Ausfall einer Stütze stehen bleibt;
- Vorsehen von Abweiseinrichtungen und Konstruktionen zur Energieaufnahme, um die Wahrscheinlichkeit des Anpralls entgleister Eisenbahnfahrzeuge zu reduzieren.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

Anhang C
(informativ)

Dynamische Anprallberechnung

C.1 Allgemeines

(1) Der Anprall ist ein Interaktionsphänomen zwischen einem bewegten Objekt und einem Tragwerk, bei dem die kinetische Energie des Objektes plötzlich in Deformationsenergie umgewandelt wird. Um die dynamischen Interaktionskräfte zu bestimmen, sollten die mechanischen Eigenschaften des Objektes und des Tragwerks bestimmt werden. Bei der Bemessung werden gewöhnlich statisch äquivalente Kräfte verwendet..

(2) Weitergehende Tragwerksberechnungen für den Anprallnachweis dürfen eine oder beide der folgenden Aspekte enthalten:

- dynamische Wirkungen;
- nichtlineares Baustoffverhalten.

Nur die dynamischen Wirkungen werden in diesem Anhang behandelt.

ANMERKUNG Zu probabilistischen Aspekten und zur Untersuchung von Schadensfolgen, siehe Anhang B.

(3) Dieser Anhang liefert Hinweise für eine näherungsweise dynamische Berechnung von Tragwerken für Anprall aus Straßenfahrzeugen, Eisenbahnfahrzeugen und Schiffen, auf der Basis vereinfachter oder empirischer Modelle.

ANMERKUNG 1 Die Modelle im Anhang C lassen sich im Allgemeinen eher im Rahmen der Bemessung umsetzen als die Modelle im Anhang B, die im Einzelfall zu einfach sein könnten.

ANMERKUNG 2 Analoge Einwirkungen können Anprall in Tunnels, auf Schutzplanken (siehe EN 1317) usw. sein. Ähnliche Phänomene ergeben sich auch aus Explosionen (siehe Anhang D) und anderen dynamischen Einwirkungen.

C.2 Stoßdynamik

(1) Anprall wird als „harter Stoß“ bezeichnet, wenn die Energie hauptsächlich durch das Anprallobjekt dissipiert wird, oder als „weicher Stoß“, wenn sich das Tragwerk deformieren kann und Stoßenergie absorbiert.

C.2.1 Harter Stoß

(1) Bei hartem Stoß dürfen äquivalente statische Kräfte nach 4.3 bis 4.7 entnommen werden. Alternativ darf eine dynamische Näherungsberechnung mit den vereinfachten Modellen in C.2.1(2) and (3) durchgeführt werden.

(2) Bei hartem Stoß wird angenommen, dass das Tragwerk starr und unbeweglich ist und das Anprallobjekt sich während des Anpralls linear verformt. Die maximale dynamische Interaktionskraft wird durch Gleichung (C.1) ausgedrückt :

$$F = v_r \sqrt{km} \quad (\text{C.1})$$

Dabei gilt

- v_r Geschwindigkeit des Objektes bei Anprall;
- k äquivalente elastische Steifigkeit des Anprallobjektes (d. h. Verhältnis der Kraft F zur Gesamtverformung);
- m Masse des Anprallobjektes.

Der Anprallvorgang kann als Rechteckimpuls auf der Oberfläche des Tragwerks angesehen werden. Damit folgt die Stoßdauer aus:

$$F \Delta t = mv \quad \text{oder} \quad \Delta t = \sqrt{m/k} \quad (\text{C.2})$$

Falls notwendig, kann eine definierte Anstiegszeit eingeführt werden (siehe Bild C.1).

Wird das Anprallobjekt als ein äquivalenter Körper mit gleichmäßigem Querschnitt modelliert (siehe Bild C.1), dann können die Ausdrücke (C.3) und (C.4) benutzt werden:

$$k = EA/L \quad (\text{C.3})$$

$$m = \rho A L \quad (\text{C.4})$$

Dabei ist

- L die Länge des Anprallkörpers;
- A der Querschnittsfläche;
- E das E-Modul;
- ρ die Massendichte des Anprallkörpers.

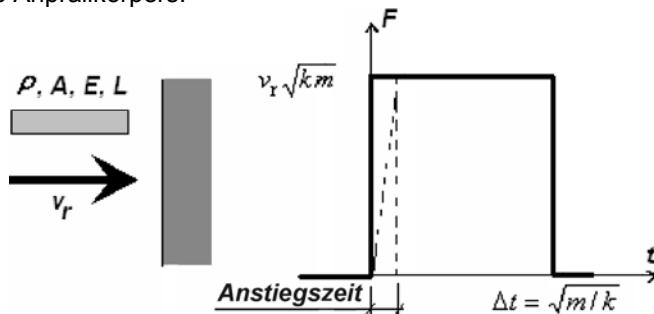


Bild C.1 — Anprall-Modell, F = dynamische Interaktionskraft

(3) Die Gleichung (C.1) liefert den Maximalwert der dynamischen Kraft auf die Anprallfläche des Tragwerks. Die dynamischen Kräfte verursachen dynamische Tragwerksantworten. Eine obere Grenze dieser Antworten kann mit der Annahme bestimmt werden, dass das Tragwerk elastisch ist und die Last als Schrittfunktion (d. h. eine Funktion, die plötzlich auf ihren Endwert anwächst und dann konstant bleibt) definiert wird. In diesem Fall ist der dynamische Vergrößerungsfaktor (d. h. das Verhältnis von dynamischer zu statischer Antwort) $\varphi_{dyn} = 2,0$. Wenn die natürliche Impulsfunktion der Last (d. h. die kurze Zeit ihres Angriffs) berücksichtigt werden sollte, liefern Berechnungen einen Vergrößerungsfaktor φ_{dyn} zwischen 1,0 und 1,8 abhängig von den dynamischen Kennwerten des Tragwerks und des Anprallobjekts. Eine direkte dynamische Analyse zur Bestimmung von φ_{dyn} mit den Lasten, die in diesem Anhang spezifiziert sind, wird empfohlen.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

C.2.2 Weicher Stoß

- (1) Wird das Tragwerk als elastisch und das Anprallobjekt als starr angenommen, gelten die Gleichungen in Abschnitt C.2.1, indem für k die Steifigkeit des Tragwerks eingesetzt wird.
- (2) Soll das Tragwerk die Anprallenergie mit plastischen Verformungen absorbieren, ist die Duktilität so einzustellen, dass die gesamte kinetische Energie $\frac{1}{2} m v_r^2$ des Anprallobjektes absorbiert wird.
- (3) Im Grenzfall starr-plastischer Bauwerksantwort wird die obige Anforderung durch die Bedingung in Gleichung (C.5) erfasst.

$$\frac{1}{2} m v_r^2 \leq F_o y_o \quad (\text{C.5})$$

Dabei gilt

- F_o die plastische Tragfähigkeit des Tragwerks, d. h. der Grenzwert der Kraft F unter statischer Belastung;
 y_o die Verformungskapazität, d. h. die Verschiebung am Angriffspunkt des Anpralls, die das Tragwerk erreichen kann.

ANMERKUNG Analoge Überlegungen gelten für Bauteile oder andere Schutzkonstruktionen, die speziell entworfen werden, um ein Tragwerk vor Anprall zu schützen (siehe z. B. EN 1317 „Straßenbegrenzungssysteme“).

C.3 Anprall von abirrenden Straßenfahrzeugen

- (1) Bei einem Lkw, der an ein Bauteil anprallt, sollte die Anprallgeschwindigkeit v_r im Ausdruck (C. 1) mit der Gleichung (C.6) berechnet werden.

$$v_r = \sqrt{(v_0^2 - 2as)} = v_0 \sqrt{1 - d/d_b} \quad (\text{mit } d < d_b) \quad (\text{C.6})$$

Dabei ist (siehe auch Bild C.2)

- v_0 die Geschwindigkeit des Lkws beim Verlassen des Fahrstreifens;
 a der mittlere Verzögerung des Lkws nach Verlassen des Fahrstreifens;
 s der Abstand des Punktes, an dem der Lkw den Fahrstreifen verlässt, von dem Bauteil (siehe Bild C.2).
 d der Abstand der Mittellinie des Fahrstreifens von dem Bauteil;
 d_b der Bremsabstand $d_b = (v_0^2/2a) \sin \varphi$, wobei φ der Winkel zwischen dem Fahrstreifen und de Kurs des anprallenden Lkws ist.

- (2) Probabilistische Informationen zu den Basisvariablen, die teils auf statistischen Daten und teils auf Ingenieurabschätzungen beruhen, sind als Anhalt in Tabelle C.1 angegeben.

ANMERKUNG Siehe auch Anhang B.

Table C.1 — Anhaltswerte für probabilistische Berechnungen der Anpralllasten

Variable	Bezeichnung	Wahrscheinlichkeitsverteilung	Mittelwert	Standardabweichung
v_0	Fahrzeuggeschwindigkeit			
	— Autobahn	Lognormal	80 km/h	10 km/h
	— Stadtstraße	Lognormal	40 km/h	8 km/h
	— Einfahrt	Lognormal	15 km/h	5 km/h
a	Parkhaus	Lognormal	5 km/h	5 km/h
	Verzögerung	Lognormal	4,0 m/s ²	1,3 m/s ²
	m	Normal	20 000 kg	12 000 kg
	m	—	1 500 kg	—
k	Fahrzeugsteifigkeit	Deterministisch	300 kN/m	—
φ	Winkel	AC Rayleigh AC	10°	10°

(3) Mit Hilfe der Tabelle C.1 kann der folgende Näherungswert der dynamischen Interaktionskraft infolge Anprall bestimmt werden, (C.7).

$$F_d = F_0 \sqrt{1 - d / d_b} \quad (C.7)$$

Dabei ist

F_0 die Anprallkraft;

d und d_b wie in Absatz (1).

Anhaltswerte für F_0 und d_b sind in Tabelle C.2 zusammen mit Bemessungswerten für m und v angegeben. Alle diese Werte entsprechen näherungsweise den Mittelwerten zuzüglich oder abzüglich einer Standardabweichung, wie in Tabelle C.1 angegeben.

Liegen in Sonderfällen genauere Informationen vor, dürfen andere Bemessungswerte gewählt werden, die von der angestrebten Sicherheit, der Verkehrsdichte und der Unfallhäufigkeit abhängig gemacht werden.

ANMERKUNG 1 Das vorgestellte Modell ist eine grobe schematische Abschätzung und vernachlässigt viele Detaileinflüsse, die eine bedeutende Rolle spielen können, wie z. B. den Einfluss von Schrammborden, Büscheln, Zäunen und der Ursache des Zwischenfalls. Es wird angenommen, dass die Streuung der Verzögerung zum Teil Wirkungen dieser detaillierten Einflüsse enthält.

ANMERKUNG 2 Die Berechnung der dynamischen Anpralllast (F_d) nach Gleichung (C.7) darf auf der Grundlage einer Risikoanalyse verbessert werden. Dieses berücksichtigt die möglichen Folgen des Anpralls, die Verzögerungsrate, die Tendenz des Fahrzeugs, aus der Fahrtrichtung auszuscheren, die Wahrscheinlichkeit, den Fahrstreifen zu verlassen und die Wahrscheinlichkeit, das Bauteil zu treffen.

(4) Bei Fehlen dynamischer Berechnungen darf der dynamische Vergrößerungsfaktor für die elastische Bauwerksantwort mit 1,4 angesetzt werden.

ANMERKUNG Die in diesem Anhang abgeleiteten Kräfte können für eine elastisch-plastische Bauwerksberechnung verwendet werden.

DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

Tabelle C.2 — Bemessungswerte für Fahrzeugmasse, Geschwindigkeit und dynamische Anprallkraft F_0

Straßentyp	Masse m kg	Geschwin- digkeit v_0 km/h	Verzögerung a m/s^2	Anprallkraft F_0 berechnet mit (C.1) und $v_r = v_0$ kN	Abstand d_b ^a m
Autobahnen	30 000	90	3	2 400	20
Stadtstraßen ^b	30 000	50	3	1 300	10
Einfahrten					
– nur Pkws	1 500	20	3	120	2
– alle Fahrzeuge	30 000	15	3	500	2
Parkhäuser					
– nur Pkws	1 500	10	3	60	1

^a Straßenbereiche mit Geschwindigkeitsbeschränkung auf 50 km/h.
^b Der Wert d_b darf bei Böschungen mit 0,6 und bei Abhängen mit 1,6 multipliziert werden (siehe Bild C.2).

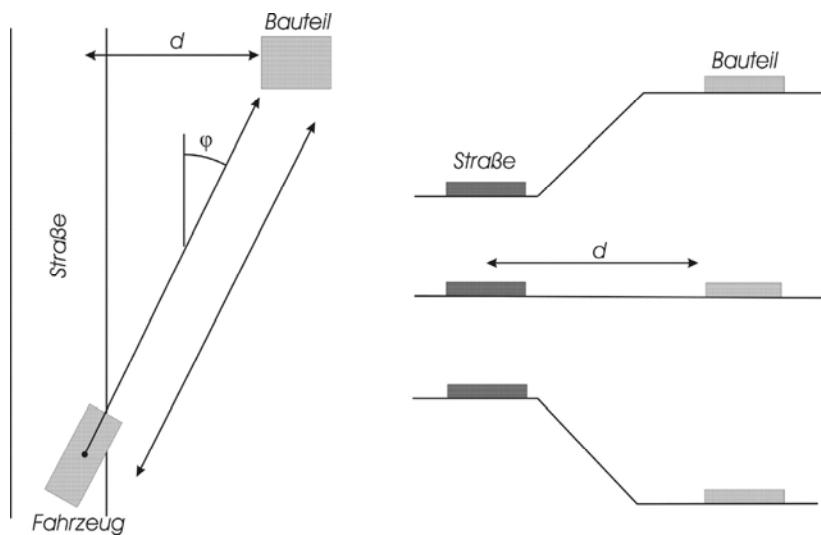


Bild C.2 — Situationsskizze zu Fahrzeuganprall (Aufsicht und Querschnitte bei Böschung, flachem Terrain und Abhang)

C.4 Schiffsanprall

C.4.1 Schiffsanprall auf Binnenwasserstraßen

(1) Schiffsanprall auf massive Bauwerke in Binnenwasserstraßen sind in der Regel als harter Stoß anzusehen, bei dem die kinetische Energie durch elastische oder plastische Verformungen des Schiffes selbst dissipiert wird.

(2) Werden schiffsdynamische Berechnungen nicht durchgeführt, liefert die Tabelle C.3 Anhaltswerte für Kräfte aus Schiffsanprall auf Binnenwasserstraßen.

Table C.3 — Anhaltswerte für dynamische Kräfte aus Schiffsanprall auf Binnenwasserstraßen

CEMT ^a Klasse	Bezugtyp des Schiffes	Länge ℓ m	Masse m t^b	Kraft F_{dx}^c kN	Kraft F_{dy}^c kN
I		30 bis 50	200 bis 400	2 000	1 000
II		50 bis 60	400 bis 650	3 000	1 500
III	„Gustav König“	60 bis 80	650 bis 1 000	4 000	2 000
IV	„Europa“ Klasse	80 bis 90	1 000 bis 1 500	5 000	2 500
Va	Großmotorschiff	90 bis 110	1 500 bis 3 000	8 000	3 500
Vb	Schubschiff + 2 Leichter	110 bis 180	3 000 bis 6 000	10 000	4 000
Vla	Schubschiff + 2 Leichter	110 bis 180	3 000 bis 6 000	10 000	4 000
Vlb	Schubschiff + 4 Leichter	110 bis 190	6 000 bis 12 000	14 000	5 000
Vlc	Schubschiff + 6 Leichter	190 bis 280	10 000 bis 18 000	17 000	8 000
VII	Schubschiff + 9 Leichter	300	14 000 bis 27 000	20 000	10 000

^a CEMT: Europäische Konferenz der Verkehrsminister, Klassifikationsvorschlag vom 19. Juni 1992, angenommen vom Rat der EU am 29. Oktober 1993.
^b Die Masse m in t ($1t = 1000 \text{ kg}$) enthält die Gesamtmasse des Schiffes aus Schiffskonstruktion, Fracht und Treibstoff. Sie wird auch Verdrängungstonnage genannt.
^c Die Kräfte F_{dx} und F_{dy} enthalten die Wirkung der hydrodynamischen Masse. Sie beruhen auf Hintergrunduntersuchungen unter Berücksichtigung der für alle Wasserstraßenklassen erwarteten Bedingungen.

(3) Die dynamischen Anhaltswerte in Tabelle C.3 dürfen abhängig von den Versagensfolgen eines Schiffsanpralls angepasst werden. Es wird empfohlen, diese dynamischen Werte bei hohen Versagensfolgen zu vergrößern und bei niedrigen zu reduzieren, siehe 3.4.

(4) Bei Fehlen dynamischer Berechnungen für das getroffene Bauwerk wird empfohlen, die dynamischen Anhaltswerte in Tabelle C.3 mit einem geeigneten dynamischen Vergrößerungsfaktor zu versehen. Die Werte in Tabelle C.3 enthalten die dynamischen Wirkungen des Anprallobjekts, aber nicht die des Tragwerks.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

Hinweise zu dynamischen Berechnungen liefert Abschnitt C.4.3. Anhaltswerte für den dynamischen Vergrößerungsfaktor sind 1,3 für den Frontalstoß und 1,7 für den Lateralstoß.

(5) Im Hafenbereich dürfen die Kräfte in Tabelle C.3 mit dem Faktor 0,5 reduziert werden.

C.4.2 Schiffsanprall auf Seewasserstraßen

(1) Werden schiffsdynamiche Berechnungen nicht durchgeführt, gibt Tabelle C.4 Anhaltswerte für Kräfte aus Schiffsanprall auf Seewasserstraßen.

Tabelle C.4 — Anhaltswerte für dynamische Interaktionskräfte aus Schiffsanprall auf Seewasserstraßen

Schiffsklasse	Länge ℓ m	Masse m^a t	Kraft $F_{dx}^{b,c}$ kN	Kraft $F_{dy}^{b,c}$ kN
Klein	50	3 000	30 000	15 000
Mittel	100	10 000	80 000	40 000
Groß	200	40 000	240 000	120 000
Sehr groß	300	100 000	460 000	230 000

^a Die Masse ($t = 1\,000\text{ kg}$) enthält die Gesamtmasse des Schiffes aus Schiffskonstruktion, Fracht und Treibstoff. Sie wird auch Verdrängungstonnage genannt.
^b Die angegebenen Kräfte berücksichtigen eine Geschwindigkeit von etwa 5,0 m/s. Sie enthalten die Effekte aus mitwirkenden hydraulischen Massen.
^c Gegebenenfalls sollten die Wirkungen des Wulst-Bugs berücksichtigt werden.

(2) Bei Fehlen dynamischer Berechnungen für das Tragwerk unter Stoßbelastung wird empfohlen, die dynamischen Anhaltswerte in Tabelle C.4 mit einem geeigneten dynamischen Vergrößerungsfaktor zu vergrößern. Die dynamischen Werte enthalten die dynamischen Wirkungen auf das Anprallobjekt, aber nicht auf das Tragwerk. Hinweise zu dynamischen Berechnungen liefert C.4.3. Anhaltswerte für den dynamischen Vergrößerungsfaktor sind 1,3 für den Frontalstoß und 1,7 für den Seitenstoß.

(3) Im Hafenbereich dürfen die Kräfte in Tabelle C.4 mit dem Faktor 0,5 reduziert werden.

(4) Für Lateral- und Heckanprall wird empfohlen, die Kräfte in Tabelle C.4 wegen der reduzierten Geschwindigkeit mit dem Faktor 0,3 zu multiplizieren. Lateralanprall kann in engen Fahrinnen maßgebend werden, wenn Frontalstoß nicht möglich ist.

C.4.3 Weitergehende Anpralluntersuchung für Schiffe auf Binnenwasserstraßen

(1) Die dynamische Anprallkraft F_d darf mit den Gleichungen (C.8) bis (C.13) bestimmt werden. In diesem Fall wird die Verwendung des Mittelwertes der Masse für die maßgebende Schiffsklasse nach Tabelle C.3 und eine Bemessungsgeschwindigkeit $v_{rd} = 3\text{ m/s}$, vergrößert um die Strömungsgeschwindigkeit, vorgeschlagen.

(2) Muss die hydrodynamische Masse berücksichtigt werden, werden dafür 10 % der verdrängten Wassermasse für den Frontalstoß und 40 % für den Lateralstoß empfohlen.

(3) Bei elastischen Verformungen (bei $E_{def} \leq 0,21\text{ MNm}$) darf die dynamische Anprallkraft mit Gleichung (C.8) berechnet werden:

$$F_{dyn,el} = 10,95 \cdot \sqrt{E_{def}} \quad [\text{MN}] \quad (\text{C.8})$$

(4) Bei plastischen Verformungen (bei $E_{\text{def}} > 0,21 \text{ MNm}$) darf die dynamische Anprallkraft mit Gleichung (C.9) berechnet werden

$$F_{\text{dyn,pl}} = 5,0 \cdot \sqrt{1 + 0,128 \cdot E_{\text{def}}} \text{ in MN} \quad (\text{C.9})$$

Die Verformungsenergie E_{def} MNm entspricht der am Anprallort verfügbaren kinetischen Energie E_a bei Frontalstoß, während im Fall von Lateralstoß mit einem Winkel $\alpha < 45^\circ$ ein Anprall mit Gleitreibung angenommen werden und die Verformungsenergie mit

$$E_{\text{def}} = E_a (1 - \cos \alpha) \quad (\text{C.10})$$

angesetzt werden darf.

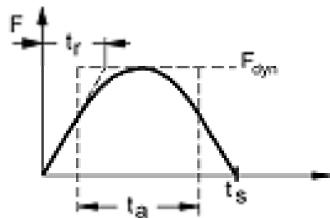
(5) Werden für die Bestimmung der Anprallkräfte probabilistische Methoden angewendet, können Informationen zu probabilistischen Modellen der Basisvariablen benutzt werden, die die Verformungsenergie oder das Anprallverhalten des Schiffs bestimmen.

(6) Wird eine dynamische Bauwerksanalyse durchgeführt, sollten die Anprallkräfte mit halbsinusförmigem Zeitverlauf bei $F_{\text{dyn}} < 5 \text{ MN}$ (elastischer Stoß) und mit trapezförmigem Zeitverlauf bei $F_{\text{dyn}} > 5 \text{ MN}$ (plastischer Stoß); angesetzt werden. Die Belastungsdauer und andere Details sind in Bild C.3 dargestellt.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

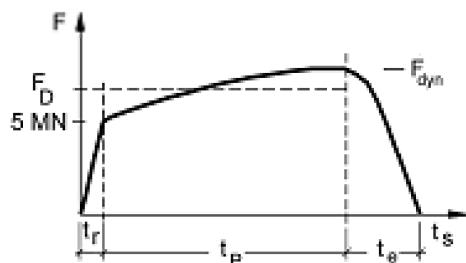
AC

elastischer Stoß ($F_{dyn} \leq 5$ MN)



$$t_a = 2 \cdot \sqrt{m^*/c} = 2 \cdot t_r$$

plastischer Stoß ($F_{dyn} > 5$ MN)



$$F_D \approx (F_0 + F_{dyn}) / 2$$

$$t_r \approx x_e / v_n$$

$$t_p \approx m^* \cdot v_n / F_D$$

$$t_a \approx \pi / 2 \cdot \sqrt{m^*/c}$$

Legende

- t_r elastische Anstiegszeit, in s;
- t_p plastische Stoßzeit, in s;
- t_e elastische Rückfederzeit, in s;
- t_a äquivalente Stoßdauer, in s;
- t_s gesamte Stoßzeit [s] für die plastische Stoßzeit; $t_s = t_r + t_p + t_e$
- c elastische Steifigkeit des Schiffes (= 60 MN/m);
- F_0 elastisch-plastische Grenzkraft = 5 MN;
- x_e elastisch Verformung ($\approx 0,1$ m);
- v_n
 - a) die Anfahrgeschwindigkeit v_r bei Frontalstoß;
 - b) Geschwindigkeit des anprallenden Schiffes senkrecht zum Stoßpunkt, $v_n = v_r \sin \alpha$ bei Seitenstoß.

Bei Frontalstoß entspricht die zu berücksichtigende Masse m^* der Gesamtmasse des anprallenden Schiffes; bei Seitenstoß: $m^* = (m_1 + m_{hydr})/3$, wobei m_1 die Masse des direkt am Stoß beteiligten Schiffes und m_{hydr} die hydrodynamische Zusatzmasse sind

Bild C.3 — Last-Zeitfunktion für Schiffsanprall bei elastischer und plastischer Schiffsantwort

AC

(7) Ist die Anprallkraft gegeben, z. B. aus Tabelle C.3, und ist die Stoßzeit gefragt, darf die Masse m^* wie folgt berechnet werden:

- bei $F_{dyn} > 5$ MN: mit Gleichsetzen von E_{def} , nach Gleichung (C.9), zur kinetischen Energie $E_a = 0,5 m^* v_n^2$,
- bei $F_{dyn} \leq 5$ MN: direkt mit $m^* = (F_{dyn}/v_n)^2 * (1/c)$ MNs²/m

(8) Wenn keine genaueren Angaben vorliegen, wird eine Bemessungsgeschwindigkeit $v_{rd} = 3 \text{ m/s}$, vergrößert um die Strömungsgeschwindigkeit, empfohlen; in Häfen darf die Geschwindigkeit mit $1,5 \text{ m/s}$ angesetzt werden. Der Winkel α darf mit 20° angenommen werden.

C.4.4 Weitergehende Anpralluntersuchung für Schiffe auf Seewasserstraßen

[AC] gestrichener Text **[AC]**

[AC] (1) **[AC]** Die dynamische Anprallkraft für seegängige Güterschiffe mit 500 DWT bis 300 000 DWT (Dead Weight Tons) darf mit Gleichung (C.11) ermittelt werden.

$$F_{\text{bow}} = \begin{cases} F_0 \cdot \bar{L} \left[\bar{E}_{\text{imp}} + (5.0 - \bar{L}) \bar{L}^{1.6} \right]^{0.5} & \text{bei } \bar{E}_{\text{imp}} \geq \bar{L}^{2.6} \\ 2.24 \cdot F_0 [\bar{E}_{\text{imp}} \bar{L}]^{0.5} & \text{bei } \bar{E}_{\text{imp}} < \bar{L}^{2.6} \end{cases} \quad (\text{C.11})$$

Dabei gilt

$$\bar{L} = L_{\text{pp}} / 275 \text{ m}$$

$$\bar{E}_{\text{imp}} = E_{\text{imp}} / 1425 \text{ MNm}$$

$$\text{[AC]} E_{\text{imp}} = \frac{1}{2} m_x v_r^2 \quad \text{[AC]}$$

und

F_{bow} maximale Buganpralllast, in MN;

F_0 Bezugswert der Anpralllast = 210 MN;

E_{imp} Energie, die durch plastische Verformungen zu absorbieren ist;

L_{pp} Länge des Schiffes, in m;

m_x Masse plus Zusatzmasse bei Längsbewegung, in 10^6 kg ;

[AC] v_r Anfangsgeschwindigkeit des Schiffes, $v_r = 5 \text{ m/s}$ (in Häfen: $2,5 \text{ m/s}$) **[AC]**

[AC] (2) **[AC]** Für die Bestimmung der Anpralllasten mit probabilistischen Methoden dürfen probabilistische Modelle der Basisvariablen benutzt werden, die die Verformungsenergie oder das Anprallverhalten des Schiffes bestimmen.

[AC] (3) **[AC]** Aus der Energiebilanz wird mit Hilfe von Gleichung (C.12) die größte Schiffsverformung s_{max} bestimmt:

$$\text{[AC]} s_{\text{max}} = \frac{\pi E_{\text{imp}}}{2 F_{\text{bow}}} \quad \text{[AC]} \quad (\text{C.12})$$

[AC] (4) **[AC]** Die zugehörige Stoßzeit, T_0 , wird durch Gleichung (C.13) bestimmt.

$$\text{[AC]} T_0 \approx 1,67 \frac{s_{\text{max}}}{v_r} \quad \text{[AC]} \quad (\text{C.13})$$

[AC] (5) **[AC]** Wenn keine genaueren Angaben vorliegen, wird die Bemessungsgeschwindigkeit $v_{rd} = 5 \text{ m/s}$ vergrößert um die Strömungsgeschwindigkeit empfohlen; in Häfen kann die Geschwindigkeit mit $1,5 \text{ m/s}$ angesetzt werden.

**DIN EN 1991-1-7:2010-12
EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)**

Anhang D
(informativ)

Innenraumexplosionen

D.1 Staubexplosionen in Innenräumen, Behältern und Bunkern

(1) Die Staubart wird üblicherweise durch den Stoffparameter K_{St} beschrieben, der das Explosionsverhalten unter Abschluss-Bedingungen angibt. K_{St} kann nach Standardprüfverfahren für jede Staubart experimentell ermittelt werden.

Tabelle D.1 — K_{St} -Werte für Stäube

Staubart	K_{St} kN/m ² × m/s
Braunkohle	18 000
Cellulose	27 000
Kaffee	9 000
Mais, auch gebrochen	12 000
Maisstärke	21 000
Getreide	13 000
Milchpuder	16 000
Steinkohle	13 000
Mischfutter	4 000
Papier	6 000
Erbsmehl	14 000
Pigment	29 000
Gummi	14 000
Roggenmehl, Weizenmehl	10 000
Sojamehl	12 000
Zucker	15 000
Waschpulver	27 000
Holz, Holzmehl	22 000

ANMERKUNG 1 Ein größerer Wert von K_{St} führt zu größeren Drücken und kürzeren Anstiegszeiten für Innenraumexplosionsdrücke. Der Wert von K_{St} hängt von der chemischen Zusammensetzung, der Partikelgröße und dem Feuchtigkeitsgehalt ab. Beispiele für K_{St} -Werte liefert Tabelle D.1.

ANMERKUNG 2 Bei Staubexplosionen erreichen die Drücke ihren maximalen Wert nach 20 ms bis 50 ms. Der Abfall auf normale Werte hängt stark von dem Öffnungselement und der Geometrie des Raumes ab.

ANMERKUNG 3 Siehe auch ISO 1684-1 *Explosionsschutzsysteme — Teil 1: Bestimmung der Explosionsindizes von brennbaren Stäuben in der Luft*.

(2) Die Öffnungsfläche kubischer und langer Behälter und Bunker für Staubexplosionen in einem Innenraum darf nach Gleichung (D.1) bestimmt werden

$$A = [4,485 \times 10^{-8} p_{\max} K_{St} p_{\text{red,max}}^{-0,569} + 0,027 (p_{\text{stat}} - 10) p_{\text{red,max}}^{-0,5}] V^{0,753} \quad (\text{D.1})$$

Dabei ist

- A die Öffnungsfläche, in m^2 ;
- p_{\max} der maximaler Druck des Staubes, in kN/m^2 ;
- K_{St} der Deflagrationsindex der Staubwolke, in $\text{kN/m}^2 \text{ m s}^{-1}$, siehe Tabelle D.1;
- $p_{\text{red,max}}$ der angenommene reduzierte maximale Druck im geöffneten Behälter, in kN/m^2 ;
- p_{stat} der statische Aktivierungsdruck aufgrund der Größe der Öffnungsflächen, in kN/m^2 ;
- V das Volumen des Behälters oder Bunkers, in m^3 .

Die Gleichung (D.1) gilt mit den folgenden Einschränkungen :

- $0,1 \text{ m}^3 \leq V \leq 10\,000 \text{ m}^3$
- $H/D \leq 2$, dabei ist H die Höhe und D der Durchmesser des langen Behälters
- $10 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{stat}} \leq 100 \text{ kN/m}^2$, Bruch von Scheiben und Paneelen mit geringer Masse praktisch ohne Massenträgheit
- $10 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{red,max}} \leq 200 \text{ kN/m}^2$
- $500 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\max} \leq 1\,000 \text{ kN/m}^2$ für $1\,000 \text{ kN/m}^2 \text{ m s}^{-1} \leq K_{\text{St}} \leq 30\,000 \text{ kN/m}^2 \text{ m s}^{-1}$
bzw.
 $500 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\max} \leq 1\,200 \text{ kN/m}^2$ für $30\,000 \text{ kN/m}^2 \text{ m s}^{-1} \leq K_{\text{St}} \leq 80\,000 \text{ kN/m}^2 \text{ m s}^{-1}$

(3) Die Öffnungsflächen rechteckiger Räume können mit Gleichung (D.2) bestimmt werden.

$$A = [4,485 \times 10^{-8} \ p_{\max} \ K_{\text{St}} \ p_{\text{Bem}}^{-0,569} + 0,027 \ (p_{\text{stat}} - 10) \ p_{\text{Bem}}^{-0,5}] V^{0,753} \quad (\text{D.2})$$

Dabei ist

- A die Öffnungsfläche, in m^2 ;
- p_{\max} der maximaler Druck des Staubes, in kN/m^2 ;
- K_{St} der Deflagrationsindex der Staubwolke, in $\text{kN/m}^2 \text{ m s}^{-1}$, siehe Tabelle D.1;
- p_{Bem} der Druck entsprechend der Bemessungsfestigkeit des Tragwerks, in kN/m^2 ;
- p_{stat} der statische Aktivierungsdruck aufgrund der Größe der Öffnungsflächen, in kN/m^2 ;
- V das Volumen der rechteckigen Räume, in m^3 .

Die Gleichung (D. 2) gilt mit folgenden Einschränkungen :

- $0,1 \text{ m}^3 \leq V \leq 10\,000 \text{ m}^3$
- $L_3/D_E \leq 2$, dabei ist L_3 die größte Abmessung des Raumes, $D_E = 2 \times (L_1 \times L_2 / \pi)^{0,5}$ sowie L_1, L_2 als den anderen Raum-Abmessungen
- $10 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{stat}} \leq 100 \text{ kN/m}^2$, Bruch von Scheiben und Paneelen mit geringer Masse, also praktisch ohne Massenträgheit
- $10 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\text{red,max}} \leq 200 \text{ kN/m}^2$

DIN EN 1991-1-7:2010-12 EN 1991-1-7:2006 + AC:2010 (D)

— $500 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\max} \leq 1000 \text{ kN/m}^2$ für $1000 \text{ kN/m}^2 \text{ m s}^{-1} \leq K_{St} \leq 30000 \text{ kN/m}^2 \text{ m s}^{-1}$ bzw.

— $500 \text{ kN/m}^2 \leq p_{\max} \leq 1200 \text{ kN/m}^2$ für $30000 \text{ kN/m}^2 \text{ m s}^{-1} \leq K_{St} \leq 80000 \text{ kN/m}^2 \text{ m s}^{-1}$

(4) Bei langen Räumen mit $L_3/D_E \geq 2$ sollte die folgende Vergrößerung der Öffnungsfläche berücksichtigt werden.

$$\Delta A_H = A (-4,305 \log p_{Bem} + 9,368) \log L_3/D_E \quad (\text{D.3})$$

Dabei ist

ΔA_H die Vergrößerung der Öffnungsfläche, in m^2 .

D.2 Erdgaseexplosionen

(1) Bei Gebäuden mit geplanten Erdgasanschlüssen darf das Tragwerk für eine Innenraum-Erdgasexplosion mit einem äquivalenten statischen Nenndruck nach den Gleichungen (D.4) und (D.5) bemessen werden.

$$p_d = 3 + p_{stat} \quad (\text{D.4})$$

oder

$$p_d = 3 + p_{stat}/2 + 0,04 / (A_v / V)^2 \quad (\text{D.5})$$

Der größere Wert ist maßgebend.

Dabei ist

p_{stat} der gleichmäßig verteilte statische Druck, bei dem die Öffnungselemente versagen, in kN/m^2 ;

A_v die Fläche der Öffnungselemente, in m^2 ;

V das Volumen des rechteckigen Raumes, in m^3 .

Die Gleichungen (D.4) und (D.5) gelten für Räume bis 1000 m^3 Volumen.

ANMERKUNG Der Deflagrationsdruck wirkt praktisch gleichzeitig auf alle Begrenzungsflächen des Raumes ein.

(2) Wenn Öffnungselemente mit verschiedenen p_{stat} -Werten zur Öffnungsfläche beitragen, ist der größte Wert p_{stat} zu benutzen. Werte $p_d > 50 \text{ kN/m}^2$ brauchen nicht berücksichtigt zu werden.

(3) Das Verhältnis der Öffnungsfläche zum Volumen ist nach Gleichung (D.6) begrenzt:

$$0,05 (1/m) \leq A_v/V \leq 0,15 \quad (\text{D.6})$$

D.3 Explosionen in Straßen- und Eisenbahntunneln

(1) Für eine Detonation in Straßen oder Eisenbahntunneln darf die Druck-Zeit-Funktion nach den Gleichungen (D.7) bis (D.9), siehe Bild D.1(a), verwendet werden:

$$p(x,t) = p_0 \exp \left\{ - \left(t - \frac{|x|}{c_1} \right) / t_0 \right\} \quad \text{bei} \quad \frac{|x|}{c_1} \leq t \leq \frac{|x|}{c_2} - \frac{|x|}{c_1} \quad (\text{D.7})$$

$$p(x,t) = p_0 \exp \left\{ - \left(\frac{|x|}{c_2} - 2 \frac{|x|}{c_1} \right) / t_0 \right\} \quad \text{bei} \quad \frac{|x|}{c_2} - \frac{|x|}{c_1} \leq t \leq \frac{|x|}{c_2} \quad (D.8)$$

$$p(x,t) = 0 \quad \text{bei allen anderen Bedingungen} \quad (D.9)$$

Dabei ist

p_0 der maßgebende Spitzendruck (= 2 000 kN/m² für einen typischen Treibstoff aus verflüssigtem Gas);

⟨AC⟩ c_1 die Ausbreitungsgeschwindigkeit der Schockwelle (~ 1 800 m/s);

⟨AC⟩ c_2 die Schallausbreitungsgeschwindigkeit in heißen Gasen (~ 800 m/s);

t_0 die Zeitkonstante (= 0,01 s);

$|x|$ Abstand zum Explosionskern;

t die Zeit, in s.

(2) Bei einer Deflagration in Straßen- oder Eisenbahntunneln darf die folgende Druck-Zeit-Charakteristik berücksichtigt werden, siehe Bild D1(b):

$$p(t) = 4p_0 \frac{t}{t_0} \left(1 - \frac{t}{t_0}\right) \quad \text{für } 0 \leq t \leq t_0 \quad (D.10)$$

Dabei ist

p_0 der maßgebende Spitzendruck (= 100 kN/m²) ; ⟨AC⟩

t_0 die Zeitkonstante (= 0,1 s);

t die Zeit, in s.

(3) Der Druck nach Gleichung (D.10) gilt für die gesamte innere Tunneloberfläche.

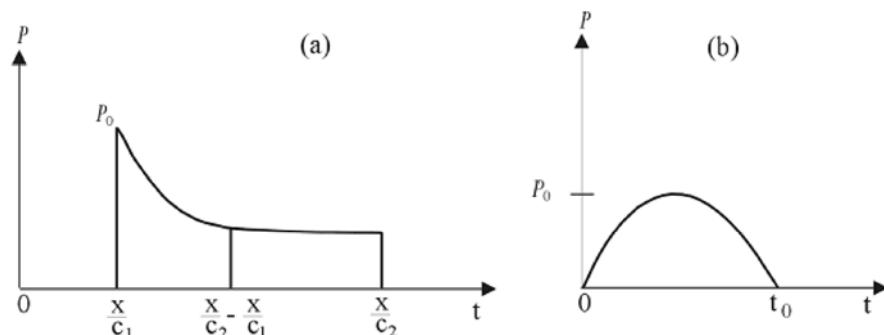


Bild D.1 — Druck als eine Funktion der Zeit für Detonation (a) und Deflagration (b)

DIN EN 1991-1-7/NA

DIN

ICS 91.010.30

Mit DIN EN 1991-1-7:2010-12
Ersatz für
DIN 1055-9:2003-08

**Nationaler Anhang –
National festgelegte Parameter –
Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke –
Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen – Außergewöhnliche Einwirkungen**

National Annex –
Nationally determined parameters –
Eurocode 1: Actions on structures –
Part 1-7: General actions – Accidental actions

Annexe Nationale –
Paramètres déterminés au plan national –
Eurocode 1: Actions sur les structures –
Partie 1-7: Actions générales – Actions accidentielles

Gesamtumfang 30 Seiten

Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

Inhalt

	Seite
Vorwort	3
NA 1 Anwendungsbereich	4
NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1991-1-7:2010-12	4
NA 2.1 Allgemeines.....	4
NA 2.2 National festgelegte Parameter und Erläuterungen.....	5
Anhang NA.E (normativ) Einwirkungen aus Trümmern.....	29
Literaturhinweise	30

Vorwort

Dieses Dokument wurde vom NA 005-51-02 AA „Einwirkungen auf Bauten (Sp CEN/TC 250/SC 1)“ erstellt.

Dieses Dokument bildet den Nationalen Anhang zu DIN EN 1991-1-7:2010-12 „Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 1-7: Allgemeine Einwirkungen — Außergewöhnliche Einwirkungen“.

Die Europäische Norm EN 1991-1-7 räumt die Möglichkeit ein, eine Reihe von sicherheitsrelevanten Parametern national festzulegen. Diese national festzulegenden Parameter (en: *nationally determined parameter*, NDP) umfassen alternative Nachweisverfahren und Angaben einzelner Werte sowie die Wahl von Klassen aus gegebenen Klassifizierungssystemen. Die entsprechenden Textstellen sind in der Europäischen Norm durch Hinweise auf die Möglichkeit nationaler Festlegungen gekennzeichnet. Eine Liste dieser Textstellen befindet sich im Unterabschnitt NA 2.1. Darüber hinaus enthält dieser Nationale Anhang ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1991-1-7:2010-12 (en: *non-contradictory complementary information*, NCI).

DIN EN 1991-1-7:2010-12 und dieser Nationale Anhang DIN EN 1991-1-7:NA:2010-12 ersetzen DIN 1055-9:2003-08 .

Änderungen

Gegenüber DIN 1055-9:2003-08 wurden folgende Änderungen vorgenommen:

- a) Übernahme der Regelungen aus DIN 1055-9:2003-08 zur nationalen Anwendung von DIN EN 1991-1-7;
- b) Anpassungen an den Stand der Technik.

Frühere Ausgaben

DIN 1055-9: 2003-08

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12**NA 1 Anwendungsbereich**

Dieser Nationale Anhang enthält nationale Festlegungen zu außergewöhnlichen Einwirkungen auf Hoch-, Ingenieur- und Infrastrukturbauten sowie Regelungen zur Festlegung von Strategien bei der Sicherung dieser Bauten unter außergewöhnlichen Einwirkungen, die bei der Anwendung von DIN EN 1991-1-7:2010-12 in Deutschland zu berücksichtigen sind.

Dieser Nationale Anhang ist Bestandteil von DIN EN 1991-1-7:2010-12.

NA 2 Nationale Festlegungen zur Anwendung von DIN EN 1991-1-7:2010-12**NA 2.1 Allgemeines**

DIN EN 1991-1-7:2010-12 weist an den folgenden Textstellen die Möglichkeit nationaler Festlegungen aus (NDP):

Abschnitt	Punkt
2 (2)	Klassifizierung außergewöhnlicher Einwirkungen
3.1(2)	Anmerkung 4: Lasten
3.2(1)	Anmerkung 3: Risikoniveau
3.3(2)	Anmerkung 1: Festgelegte außergewöhnliche Einwirkung für Hochbauten
3.3(2)	Anmerkung 2: Begrenzung lokalen Versagens
3.3(2)	Anmerkung 3: Wahl der Sicherheitsstrategie
3.4(1)	Anmerkung 4: Versagensfolgeklassen
3.4(2)	Anmerkung: Entwurfsmethoden
4.1(1)	Anmerkung 1: Außergewöhnliche Einwirkungen für Leichtbauten
4.1(1)	Anmerkung 3: Hinweise zur Übertragung von Anpralllasten auf Fundamente
4.3.1(1)	Anmerkung 1: Bemessungswerte für Fahrzeuganpralllasten
4.3.1(1)	Anmerkung 2: Anpralllasten abhängig vom Abstand zu den Fahrspuren
4.3.1(1)	Anmerkung 3: Tragwerke und Tragwerksteile, für die keine Anpralllast berücksichtigt werden muss
4.3.1(2)	Alternative Regeln für Anpralllasten
4.3.1(3)	Bedingungen für den Anprall infolge Straßenfahrzeuge
4.3.2(1)	Anmerkung 1: Durchfahrtshöhen, Schutzmaßnahmen und Bemessungswerte für Überbau
4.3.2(1)	Anmerkung 3: Abminderungsbeiwert r_F für Anpralllast Überbau
4.3.2(1)	Anmerkung 4: Anpralllasten auf die Brückenunterseite
4.3.2(2)	Anwendung von F_{dy}
4.3.2(3)	Abmessungen und Anordnung der Anprallfläche
4.4(1)	Bemessungswert der Anpralllast aus Gabelstaplern
4.5 (1)	Art des Zugverkehrs
4.5.1.2(1)	Anmerkung 1: Klassifizierung von Tragwerken für Anpralllasten

Abschnitt	Punkt
4.5.1.2(1)	Anmerkung 2: Klassifizierung von temporären Bauwerken und Behelfskonstruktionen
4.5.1.4(1)	Bemessungswerte für Anpralllasten aus Entgleisung
4.5.1.4(2)	Abminderung der Anpralllasten
4.5.1.4(3)	Angriffspunkt der Anpralllasten
4.5.1.4(4)	Statische äquivalente Anpralllast
4.5.1.4(5)	Anpralllasten bei Geschwindigkeiten größer als 120 km/h
4.5.1.5(1)	Anforderungen an Tragwerke der Klasse B
4.5.2(1)	Bereiche an Gleisenden
4.5.2(4)	Bemessungswerte für Anpralllasten auf Anprallwände
4.6.1(3)	Anmerkung 1: Klassifizierung von Seeschiffen
4.6.2(1)	Bemessungswerte für Anpralllasten bei Binnenschiffen
4.6.2(2)	Reibungsbeiwert
4.6.2(3)	Anmerkung 1: Angriffshöhe und Angriffsfläche der Anpralllast von Binnenschiffen
4.6.2(4)	Anpralllasten von Binnenschiffen auf Brückenüberbauten
4.6.3(1)	Bemessungswerte für Anpralllasten von Seeschiffen
4.6.3(3)	Reibungsbeiwert
4.6.3(4)	Größe und Lage von Anprallflächen bei Seeschiffen
4.6.3(5)	Anmerkung 1: Anpralllast von Seeschiffen auf Brückenüberbauten
5.3 (1)P	Verfahren bei Innenraumexplosion
A.4(1)	Einzelheiten für eine wirksame Verankerung

Die für diese Stellen getroffenen nationalen Festlegungen sind in NA 2.2 aufgeführt. Darüber hinaus enthält NA 2.2 ergänzende nicht widersprechende Angaben zur Anwendung von DIN EN 1991-1-7:2010-12. Diese sind durch ein vorangestelltes „NCI“ gekennzeichnet.

NA 2.2 National festgelegte Parameter und Erläuterungen

Die nachfolgende Nummerierung entspricht der Nummerierung von DIN EN 1991-1-7:2010-12 bzw. ergänzt diese.

1.2 Normative Verweisungen

NCI zu 1.2

NA DIN EN 1991-4/NA, *Nationaler Anhang — National festgelegte Parameter — Eurocode 1: Einwirkungen auf Tragwerke — Teil 4: Einwirkung auf Silos und Flüssigkeitsbehälter*

2 Klassifizierung der Einwirkungen

NDP zu 2 (2)

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

3 Bemessungssituationen

3.1 Allgemeines

NDP zu 3.1(2), Anmerkung 4: Lasten

In diesem Nationalen Anhang sind Werte für außergewöhnliche Einwirkungen als dynamische Lasten oder als statische Ersatzlasten angegeben. Abweichungen von diesen Werten dürfen bei entsprechendem begründetem Nachweis mit dem Bauherrn und der zuständigen Behörde vereinbart werden.

3.2 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Strategien bei identifizierten außergewöhnlichen Einwirkungen

NDP zu 3.2(1), Anmerkung 3: Risikoniveau

Werden Nachweise auf der Grundlage von Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen geführt, ist der repräsentative Wert der außergewöhnlichen Einwirkung mit einer Überschreitungswahrscheinlichkeit von $p \leq 10^{-4}/a$ festzulegen.

3.3 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Strategien zur Begrenzung lokalen Versagens

NDP zu 3.3(2), Anmerkung 1: Festgelegte außergewöhnliche Einwirkung für Hochbauten

Über die bauartspezifischen Regelungen in DIN EN 1992 bis DIN EN 1999 hinaus sind keine weiteren Robustheitsanforderungen rechnerisch nachzuweisen.

NDP zu 3.3(2), Anmerkung 2: Begrenzung lokalen Versagens

„Lokales Versagen“ bei Ingenieurtragwerken und Hochbauten darf unter außergewöhnlichen Einwirkungen einen Umfang annehmen, der nicht zum Ausfall eines Haupttragelementes führt. Anmerkung 2 gilt unverändert.

NDP zu 3.3(2), Anmerkung 3: Wahl der Sicherheitsstrategie

Primäre Strategie ist die Bemessung von Haupttragelementen für die angegebenen Einwirkungen. Daneben werden für einzelne Einwirkungen Bemessungs- und Konstruktionsregeln angegeben. In Einzelfällen wird das Prinzip des Tragwerksentwurfs mit erhöhter Redundanz verfolgt. Anmerkung 3 gilt unverändert.

3.4 Außergewöhnliche Bemessungssituationen — Anwendung der Versagensfolgeklassen

NDP zu 3.4(1), Anmerkung 4: Versagensfolgeklassen

Für Hochbauten gelten folgende Versagensfolgeklassen:

Tabelle NA.1-A.1 – Zuordnung zu Versagensfolgeklassen

Versagensfolge-klasse	Gebäudetypen ^a
CC1	<ul style="list-style-type: none"> — Gebäude mit einer Höhe^b bis zu 7 m; — land- und forstwirtschaftlich genutzte Gebäude.
CC2.1	<ul style="list-style-type: none"> — Gebäude mit einer Höhe^b von mehr als 7 m bis zu 13 m
CC2.2	<ul style="list-style-type: none"> — Gebäude, die nicht den Versagensfolgeklassen 1, 2.1 und 3 zuzurechnen sind, sowie die in der Versagensfolgeklasse 3 genannten Gebäude mit einer Höhe^b bis zu 13 m
CC3	<ul style="list-style-type: none"> — Hochhäuser (Gebäude mit einer Höhe^b von mehr als 22 m), — folgende Gebäude mit einer Höhe^b von mehr als 13 m: <ul style="list-style-type: none"> — Verkaufsstätten, deren Verkaufsräume und Ladenstraßen eine Grundfläche von insgesamt mehr als 2 000 m² haben, — Gebäude für mehr als 200 Personen, ausgenommen Wohn- und Bürogebäude, — Sonstige, öffentlich zugängliche Gebäude, in denen aufgrund ihrer Nutzung zeitweilig mit großen Menschenansammlungen zu rechnen ist, und mit mehr als 1 600 m² Grundfläche des Geschosses mit der größten Ausdehnung, — Gebäude mit Räumen, deren Nutzung durch Umgang oder Lagerung von Stoffen mit Explosions- oder erhöhter Brandgefahr verbunden ist.

^a Sofern die in der Tabelle genannten Gebäude mehreren Versagensfolgeklassen zugeordnet werden können, ist die jeweils höchste maßgebend.

^b Höhe ist das Maß der Oberkante des fertigen Fußbodens des höchstgelegenen Geschosses, in dem ein Aufenthaltsraum möglich ist, über der Geländeoberfläche im Mittel.

Für Ingenieurbauten darf in Abstimmung mit der zuständigen Behörde im Einzelfall eine Kategorisierung nach Versagensfolgeklassen vorgenommen werden.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

NDP zu 3.4(2), Anmerkung: Entwurfsmethoden

Die Regelungen von DIN EN 1991-1-7 gelten für den Neubau von Tragwerken, deren wesentlicher Umbau oder Erneuerung sowie der Änderung in der Tragstruktur. Ein Umbau ist wesentlich, wenn z. B. bei Brücken Überbauten und/oder Pfeiler erneuert werden.

Entwurfsmethoden für Tragwerke in Abhängigkeit von Versagensfolgeklassen sind ggf. in den entsprechenden Abschnitten des NA zu finden.

4 Anprall

4.1 Anwendungsbereich

NDP zu 4.1(1), Anmerkung 1: Außergewöhnliche Einwirkungen für Leichtbauten

Für außergewöhnliche Einwirkungen auf Leichttragwerke (z. B. Gerüste, Beleuchtungsmasten, Fußgängerbrücken) gelten folgende Festlegungen:

- Fußgängerbrücken im Einwirkungsbereich einer außergewöhnlichen Einwirkung sind für die Anpralllasten in 4.3 bis 4.6 zu bemessen.
- Leichtbauwerke, wie z. B. Gerüste oder Beleuchtungsmaste sind dann nach 4.3 bis 4.7 gegen Anpralllasten zu bemessen, wenn durch deren Versagen eine Gefahr für die öffentliche Sicherheit und Ordnung besteht.

NDP zu 4.1(1), Anmerkung 3: Hinweise zur Übertragung von Anpralllasten auf Fundamente

Bei Ingenieurbauwerken sind Anpralllasten bis in die Tragwerksfundamente weiterzuverfolgen. Bei Hochbauten hängt die Weiterleitung der außergewöhnlichen Einwirkung von der in das Tragwerkfundament durch sie übertragenen Kräfte ab; in der Regel ist eine Weiterleitung nicht maßgebend.

4.3 Außergewöhnliche Einwirkungen aus dem Anprall von Straßenfahrzeugen

4.3.1 Anprall auf stützende Unterbauten

NDP zu 4.3.1(1), Anmerkung 1: Bemessungswerte für Fahrzeuganpralllasten

Sind stützende Bauteile (z. B. Pfeiler, tragende Stützen, Rahmenstiele, Wände, Endstäbe von Fachwerkträgern oder dergleichen) für Anprall von Kraftfahrzeugen zu bemessen, so sind die in Tabelle NA.2–4.1 angegebenen statisch äquivalenten Anprallkräfte anzusetzen.

Tabelle NA.2–4.1 — Äquivalente statische Anprallkräfte aus Straßenfahrzeugen

	1 Kategorie	2 Statisch äquivalente Anprallkraft in MN F_{dx} in Fahrtrichtung	3 F_{dy} rechtwinklig zur Fahrtrichtung
1	Straßen außerorts	1,5	0,15
2	Straßen innerorts bei $v \geq 50 \text{ km/h}^a$	1,0	0,5
	Straßen innerorts bei $v < 50 \text{ km/h}^{a,b}$		
3	— an ausspringenden Gebäudeecken	0,5	0,5
4	— in allen anderen Fällen	0,25	0,25
5	Für Lkw befahrbare Verkehrsflächen (z. B. Hofräume) bzw. Gebäude mit Pkw-Verkehr $> 30 \text{ kN}$	0,1	0,1
6	Für Pkw befahrbare Verkehrsflächen	0,050	0,025
7	— bei Geschwindigkeitsbeschränkung für $v \leq 10 \text{ km/h}$	0,015	0,008
8	Tankstellenüberdachungen ^{b,c}	0,1	0,1
	Parkgaragen für Pkw $\leq 30 \text{ kN}^b$		
9	— Einzel-/Doppel-Garage, Carports	0,01	0,01
10	— in allen anderen Fällen	0,04	0,025

^a Nur anzusetzen, wenn stützende Bauteile der unmittelbaren Gefahr des Anpralls von Straßenfahrzeugen ausgesetzt sind, d. h. im Allgemeinen im Abstand von weniger als 1 m von der Bordschwelle.
^b Nur anzusetzen, wenn bei Ausfall der stützenden Bauteile die Standsicherheit von Gebäude/Überdachung/Decke gefährdet ist.
^c Nur anzusetzen, wenn die stützenden Bauteile nicht am fließenden Verkehr liegen, sonst wie Zeile 1 bis 4.

NCI zu 4.3.1(1), Anmerkung 1: Bemessungswerte für Fahrzeuganpralllasten

Die statisch äquivalenten Anprallkräfte dürfen abweichend von Tabelle NA.2–4.1 festgelegt werden:

- anhand von zuvor durchgeföhrten Risikostudien,
- wenn genauere Untersuchungen über die Interaktionen zwischen anprallendem Fahrzeug und angefahrenem Bauteil durchgeführt werden, z. B. durch elastisch-plastisches Verhalten des Bauteils.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

Die Stützen und Pfeiler von Straßen- bzw. Eisenbahnbrücken über Straßen sind zusätzlich zur Bemessung auf Anprall von Kraftfahrzeugen durch besondere Maßnahmen zu sichern. Als besondere Maßnahmen gelten abweisende Leiteinrichtungen, die in mindestens 1 m Abstand von den zu schützenden Bauteilen vorzusehen sind, oder Betonsockel unter den zu schützenden Bauteilen, die mindestens 0,8 m hoch sind und parallel zur Fahrtrichtung mindestens 2 m und rechtwinklig dazu mindestens 0,5 m über die Außenkante dieser Bauteile hinausragen. Besondere Maßnahmen sind nicht erforderlich in bzw. neben Straßen innerhalb geschlossener Ortschaften

- mit Geschwindigkeitsbeschränkungen auf 50 km/h und weniger,
- neben Gemeinde- und Hauptwirtschaftswegen,
- wenn die oben angegebenen Mindestabmessungen eingehalten sind.

Es gelten zusätzlich die Regelungen und Festlegungen der Richtlinie für passive Schutzeinrichtungen an Straßen (RPS).

Montagestützen und Lehrgerüste sind durch angemessene konstruktive Maßnahmen vor Fahrzeuganprall zu sichern.

Werden die Stoß-Einwirkungen in einer Parkgarage von einem absturzsichernden, umschließenden Bauteil allein nicht aufgenommen, so sind sie durch besondere geeignete bauliche Maßnahmen, z. B. Bordschwellen, die ein Überfahren der Fahrzeuge verhindern, oder z. B. ausreichend verformbare Schutzeinrichtungen, aufzunehmen. Schutzeinrichtungen haben eine Mindesthöhe von 1,25 m. Bordschwellen und Schutzeinrichtungen sind zu bemessen für jeweils statisch äquivalente Kräfte als Einzelkraft mit 40 kN oder als Streckenlast mit 14 kN/m, jeweils 0,05 m unter der Oberkante von Bordschwelle oder Schutzeinrichtung. Der Einzelkraft ist eine Anprallenergie von 5,5 kNm gleichwertig.

NDP zu 4.3.1(1), Anmerkung 2: Anpralllasten abhängig vom Abstand zu den Fahrspuren

Abminderungen von Anprallkräften aus Straßenfahrzeugen in Abhängigkeit vom Abstand des Bauwerksteils zu Fahrspuren werden nicht vorgenommen.

NDP zu 4.3.1(1), Anmerkung 3: Tragwerke und Tragwerksteile, für die keine Anpralllast berücksichtigt werden muss

Es ist immer eine Bemessung für eine Anprallkraft durchzuführen.

NDP zu 4.3.1(2): Alternative Regeln für Anpralllasten

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

NDP zu 4.3.1(3), Bedingungen für den Anprall infolge Straßenfahrzeugen

Die statisch äquivalenten Anprallkräfte wirken bei Lkw in einer Höhe $h = 1,25$ m und bei Pkw in $h = 0,5$ m über der Fahrbahnoberfläche. Die Anprallflächen betragen maximal $b \times h = 0,5$ m \times $0,2$ m.

4.3.2 Anprall auf Überbauungen

NDP zu 4.3.2(1), Anmerkung 1: Durchfahrtshöhen, Schutzmaßnahmen und Bemessungswerte für Überbau

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

NDP zu 4.3.2(1), Anmerkung 3: Abminderungsbeiwert r_F für Anpralllast Überbau

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

NDP zu 4.3.2(1), Anmerkung 4: Anpralllasten auf die Brückenunterseite

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

NDP zu 4.3.2(2), Anwendung von F_{dy}

Kräfte F_{dy} sind nicht anzusetzen.

NDP zu 4.3.2(3), Abmessungen und Anordnung der Anprallfläche

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

4.4 Außergewöhnliche Einwirkungen aus Gabelstaplern**NDP zu 4.4(1), Bemessungswert der Anpralllast aus Gabelstaplern**

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

4.5 Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Entgleisung von Eisenbahnfahrzeugen auf Bauwerke neben oder über Gleisen**NDP zu 4.5 (1), Art des Zugverkehrs**

Für die Eisenbahnen des Bundes erfolgt keine Unterteilung nach Arten des Zugverkehrs.

NCI zu 4.5

Außergewöhnliche Einwirkungen infolge Entgleisungen von Eisenbahnfahrzeugen auf Bauwerke neben oder über Gleisen

4.5.1 Tragwerke neben oder über Gleisanlagen**4.5.1.2 Bauwerksklassifizierung****NDP zu 4.5.1.2(1), Anmerkungen 1 und 2: Klassifizierung von Tragwerken für Anpralllasten**

Für die Klassifizierung der Bauwerke, die im Folgenden als Überbauungen bezeichnet werden, gelten die Absätze in Abhängigkeit von der Anordnung und Ausbildung der Stützkonstruktionen.

Die Regelungen gelten auch für Baubehelfe und temporäre Überbauungen.

Die Festlegungen nach diesem Abschnitt gelten nicht für

- Treppenanlagen zu Überbauungen, wenn bei Ausfall der Treppenkonstruktion die Tragfähigkeit der Überbauung selbst erhalten bleibt,
- Tunnel in offener Bauweise, wenn die Lasten aus Überbauungen unabhängig von der Tunnelkonstruktion abgetragen werden,
- Oberleitungsmaste und andere Tragkonstruktionen für Oberleitungen,

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

- Signalträger, einschließlich Signalausleger und -brücken,
- Bahnsteigdachstützen.

Die Anforderungen an die Stützkonstruktion hängen ab von der Nutzung der Überbauung, den Folgen bei Anprall von Eisenbahnfahrzeugen und den öffentlichen Sicherheitsbedürfnissen.

Bei Überbauungen von Bahnanlagen wird daher nach Art der Nutzung, in

- Überbauungen ohne Aufbauten,
- Überbauungen mit Aufbauten,

und nach Sicherheitsanforderungen im Bereich der Überbauungen, in

- üblich,
- erhöht

unterschieden.

Zu den Bauwerken Klasse A gehören Überbauungen mit Aufbauten,

- die dem ständigen Aufenthalt von Menschen dienen (z. B. Büro-, Geschäfts- und Wohnräume),
- in denen zeitweise Menschenansammlungen stattfinden (z. B. Theater- und Kinosäle),
- die mehrgeschossig sind und nicht dem ständigen Aufenthalt von Menschen dienen (z. B. mehrgeschossige Parkhäuser und Lagerhallen).

Zu den Bauwerken Klasse B gehören Überbauungen ohne Aufbauten

- Eisenbahn-, Straßen-, Fußweg-, Radwegbrücken und ähnliche Verkehrsflächen sowie
- eingeschossige Anlagen, die nicht dem dauernden Aufenthalt von Menschen dienen (z. B. Parkflächen, Lagerhallen).

Kriterien für die Zuordnung von Überbauungen in solche mit üblichen und erhöhten Sicherheitsanforderungen sind Tabelle NA.3 zu entnehmen.

Tabelle NA.3 — Kriterien für die Einteilung von Überbauungen nach Sicherheitsanforderungen

Art und Lage der Überbauung	übliche Sicherheitsanforderungen	erhöhte Sicherheitsanforderungen
Überbauungen ohne Aufbauten (Klasse B)		
— über Bahnsteigen	wenn $v \leq 120 \text{ km/h}^c$	wenn $v > 120 \text{ km/h}^c$
— über Bahnhofsgebieten ^a außerhalb von Bahnsteigen	wenn $v \leq 160 \text{ km/h}^c$	wenn $v > 160 \text{ km/h}^c$
— außerhalb von Bahnhofsgebieten ^a	Keine Unterscheidung, siehe zu 4.5.1.2 , zu 4.5.1.4 und Tabelle NA.4	
Überbauungen mit Aufbauten (Klasse A)		
Alle Arten unabhängig von der Lage	—	alle Überbauungen mit Aufbauten; zusätzliche Bedingung: $v \leq 120 \text{ km/h}^b$

^a Bahnhofsgebiete sind die Bereiche zwischen den Einfahrtsignalen.
^b Bei $v > 120 \text{ km/h}$ ist ein Sicherheitskonzept aufzustellen.
^c v ist die örtlich zulässige Zuggeschwindigkeit

NCI zu 4.5.1.2(1), Anmerkungen 1 und 2: Klassifizierung von Tragwerken für Anpralllasten

Diese Klassifizierung gilt mit den folgenden Planungs- und Konstruktionsgrundsätzen:

Im lichten Abstand von $< 3,0 \text{ m}$ von der Gleisachse sind in der Regel keine Stützkonstruktionen anzurufen.

Lassen sich Unterstützungen im lichten Abstand von $< 3,0$ nicht vermeiden, gilt:

- Bei Überbauungen ohne Aufbauten außerhalb von Bahnhofsgebieten sind die statisch äquivalenten Kräfte nach Tabelle NA.5 anzusetzen.
- Bei übrigen Überbauungen sind von den Eisenbahnen des Bundes in Abstimmung mit dem Eisenbahn-Bundesamt auf den Einzelfall bezogene Regelungen (Zustimmung im Einzelfall) zu treffen. Die in Tabelle NA.6 angegebenen statisch äquivalenten Kräfte sind Anhaltswerte.
- Es sind immer Führungen im Gleis und zugehörige Fangvorrichtungen einzubauen. Führungen müssen 5 m vor der Unterstützung beginnen.

Die Abstandsgrenze von $3,0 \text{ m}$ gilt für Gleisradien $R \geq 10\,000 \text{ m}$ und ist bei $R < 10\,000 \text{ m}$ auf $3,2 \text{ m}$ zu vergrößern.

Stützkonstruktionen mit einem lichten Abstand von $< 5,0 \text{ m}$ von der Gleisachse sind in der Regel als durchgehende Wände, gegebenenfalls auch mit Durchbrüchen, als wandartige Scheiben oder als Stützenreihen auszubilden. Für Wände mit Durchbrüchen gelten die Mindestmaße nach Bild NA.1. Für wandartige Scheiben betragen die Mindestmaße $L : B \geq 4 : 1$ mit $L \geq H/2$, $B \geq 0,6 \text{ m}$ bei üblichen Sicherheitsanforderungen und $B \geq 0,8 \text{ m}$ bei erhöhten Sicherheitsanforderungen (L : Länge, B : Breite, H : Höhe der Scheibe).

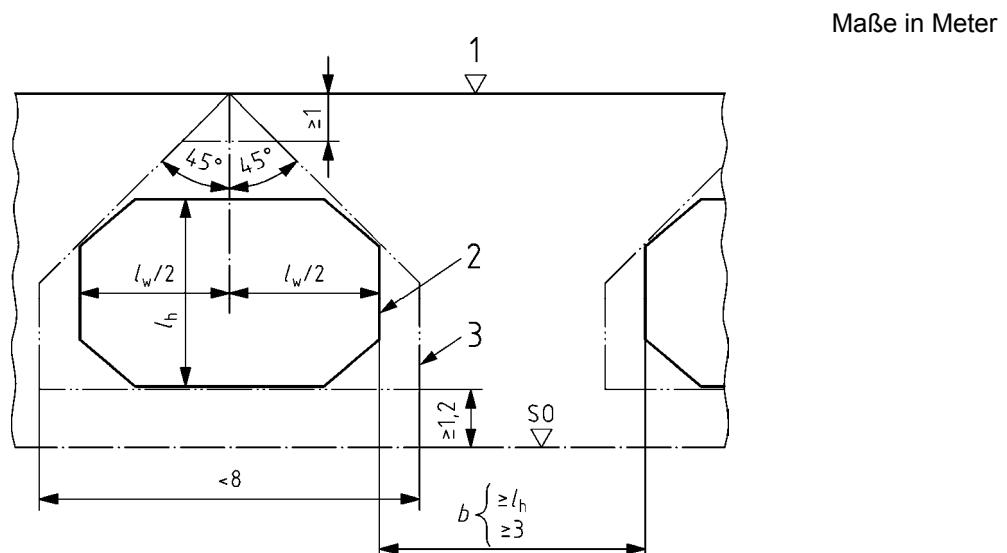
Stützkonstruktionen dürfen bei einem lichten Abstand $< 5,0 \text{ m}$ von der Gleisachse auch als Einzelstützen oder Stützenreihen ausgebildet werden, wenn sie auf massiven Bahnsteigen oder erhöhten Fundamenten mit Höhen von mindestens $0,55 \text{ m}$ über Schienenoberkante stehen. Rechtwinklig zur Gleisachse muss der Abstand zwischen Außenrand einer Einzelstütze und der Außenkante des zugehörigen Fundaments mindestens $0,8 \text{ m}$ betragen. Bei gleisnahen Stützkonstruktionen ist der Bereich A des Regellichtraums nach § 9 EBO zu beachten. Diese erhöhten Fundamente müssen mindestens $5,0 \text{ m}$ vor den Stützen beginnen und

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

an ihrem Ende fahrzeugablenkend ausgebildet sein. Die Anordnung auf Bahnsteigen gegenüber dem Bahnsteigende ist im größten möglichen Abstand zu wählen, jedoch mindestens wie bei erhöhten Fundamenten.

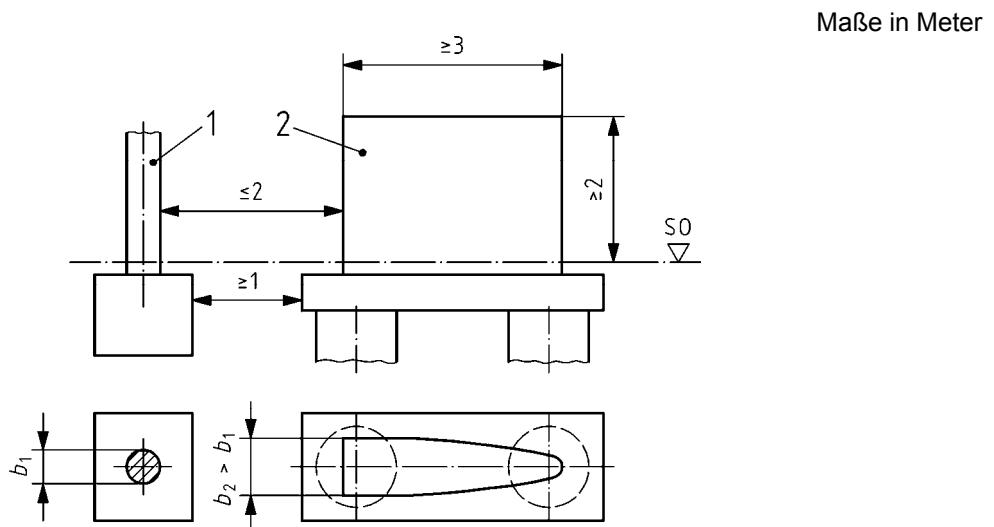
Falls bei erhöhten Sicherheitsanforderungen Stützen ohne erhöhte Fundamente im lichten Abstand von < 5,0 m von der Gleisachse unbedingt erforderlich sind, ist ein starrer Anprallblock oder eine energieverzehrende Anprallschutzkonstruktion vor Einzelstützen oder vor der ersten Stütze von Stützenreihen anzutragen. Anprallschutzkonstruktionen sind so auszubilden, dass sie die Bewegungsrichtung entgleister Fahrzeuge von der Stütze ablenken können. Anprallschutzkonstruktionen sind nicht erforderlich vor Stützen, die auf Anprall nicht untersucht zu werden brauchen (siehe Tabelle NA.5).

Die Anprallschutzkonstruktionen sind so zu gründen, dass im Fall eines Anpralls die Tragfähigkeit der Stütze auch nicht über die Gründung beeinträchtigt wird. Die Mindestmaße und -abstände sind in Bild NA.2 beispielhaft dargestellt.

**Legende**

- 1 UK Decke
- 2 Beispiel eines Durchbruchs
- 3 äußere Begrenzung des Durchbruchs
- l_w Lichte Weite
- l_h Lichte Höhe
- SO Schienenoberkante

Bild NA.1 — Durchbrüche in Wänden; zulässige Abmessungen, Beispiel

**Legende**

- 1 Stütze
2 Anprallschutz

Bild NA.2 — Anprallschutzkonstruktionen vor Unterstützungen, Mindestbemessung, Beispiel

In Stützenreihen gelten Stützen mit einem lichten Abstand von mehr als 8,0 m als Einzelstützen.

Als Stützkonstruktionen sollen in der Regel keine Pendelstützen gewählt werden. Im lichten Abstand von < 15,0 m von der Gleisachse dürfen keine Pendelstützen stehen. Diese Regelung gilt nicht für Lehrgerüste/Baubehelfe oder temporäre Brücken nach Tabelle NA.4.

NDP zu 4.5.1.2(1), Anmerkung 2: Klassifizierung von temporären Bauwerken und Behelfskonstruktionen

Bei Unterstützungen von Baubehelfen, z. B. Lehrgerüststützen, in einem Abstand von $\geq 3,0$ ($3,2$) m brauchen die Forderungen nach durchgehenden Wänden o. ä. und Lagerung auf erhöhten Fundamenten nicht erfüllt zu werden.

Bei Unterstützungen von temporären Fuß- und Radwegbrücken oder ähnlichen Überbauungen mit öffentlicher Nutzung braucht die Forderung nach durchgehenden Wänden o. ä. bei einem lichten Abstand $\geq 3,0$ ($3,2$) m nicht erfüllt zu werden, wenn die Zuggeschwindigkeit $v \leq 120$ km/h beträgt. Bei Zuggeschwindigkeiten $v > 120$ km/h sind in Abstimmung mit dem Eisenbahn-Bundesamt Anforderungen in Anlehnung an die Regelungen für Überbauungen festzulegen.

Auf die Nachweise „Stützenanprall“ und „Stützenausfall“ darf verzichtet werden,

- bei Baubehelfen, z. B. Lehrgerüsten, — unabhängig vom Abstand der Stützen von der Gleisachse —, wenn die Zuggeschwindigkeit $v \leq 120$ km/h beträgt und — bei lichten Abständen von < 3,0 ($3,2$) m,
- Führungsschienen und Fangvorrichtungen vorhanden sind,
- bei temporären Fuß- und Radwegbrücken oder ähnlichen Überbauungen mit öffentlicher Nutzung, wenn der lichte Abstand $\geq 3,0$ ($3,2$) m ist, die Stützen auf Bahnsteigen oder bahnsteigähnlichen Fundamenten stehen und die Zuggeschwindigkeit $v \leq 120$ km/h beträgt.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

Die Regelungen für temporäre Überbauungen von Bahnanlagen sind in folgender Tabelle NA.4 zusammengefasst:

Tabelle NA.4 — Übersicht über die Bedingungen für Stützkonstruktionen bei temporären Überbauungen

Art der temporären Überbauung	Abstand a der Stützkonstruktion von der Gleisachse	Bedingungen	Anprallersatzlast
Baubehelfe, z. B. Lehrgerüste,	$a < 3 \text{ m (3,2 m)}^a$	zulässig bei $v \leq 120 \text{ km/h}$ und Führungsschienen und Fangvorrichtungen	keine
	$a \geq 3 \text{ m (3,2 m)}^a$	keine	keine
Temporäre Fuß- und Radwegbrücken oder ähnliche Überbauungen mit öffentlicher Nutzung	$a < 3 \text{ m (3,2 m)}^a$	nicht zulässig	—
	$a \geq 3 \text{ m (3,2 m)}^a$	zulässig bei $v \leq 120 \text{ km/h}$ und Stützenlagerung auf Bahnsteigen	keine

^a Die Abstandsgrenze $a = 3,0 \text{ m}$ gilt für Gleisradien $R \geq 10\,000 \text{ m}$. Bei $R < 10\,000 \text{ m}$ ist die Abstandsgrenze auf $a = 3,2 \text{ m}$ zu vergrößern.

4.5.1.4 Bauwerke der Klasse A

NDP zu 4.5.1.4(1), Bemessungswerte für Anpralllasten aus Entgleisung

Stützkonstruktionen für Überbauungen von Bahnanlagen sind für die in den Tabellen NA.5 und NA.6 angegebenen statisch äquivalenten Anprallkräfte F_{dx} und F_{dy} für Anprall von Eisenbahnfahrzeugen zu bemessen. Die Anprallkräfte sind mit F_{dx} in Gleisrichtung und mit F_{dy} rechtwinklig zur Gleisrichtung anzusetzen.

Bei erhöhten Sicherheitsanforderungen ist im Bereich der Überbauungen zusätzlich zur außergewöhnlichen Bemessungssituation nachzuweisen, dass die Stützkonstruktionen, die für Anprall zu bemessen sind, innerhalb außergewöhnlicher Bemessungssituationen ständige und veränderliche Einwirkungen, jedoch ohne die außergewöhnliche Einwirkung (entspricht dem Zustand nach dem außergewöhnlichen Ereignis), mit dem reduzierten Querschnitt aufnehmen können:

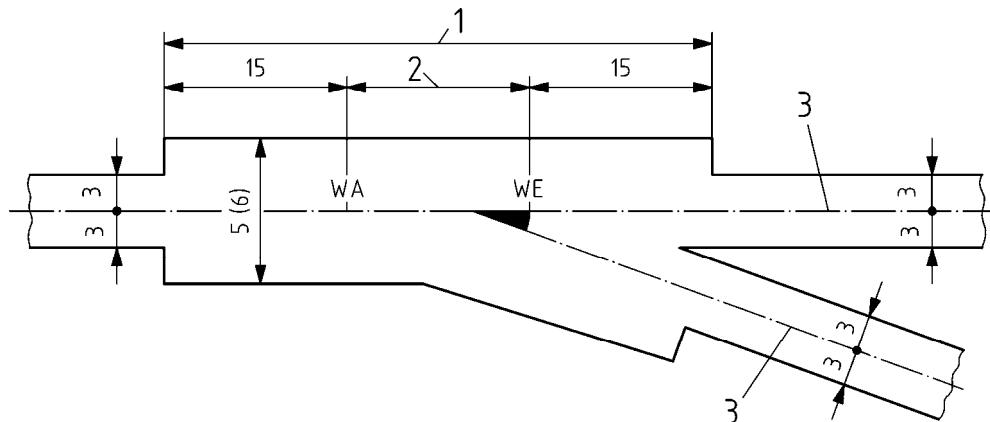
- bei Wänden und wandartigen Scheiben mit Breiten $B < 1 \text{ m}$ ist mit völliger Zerstörung des Wandkopfes auf 2 m Länge zu rechnen,
- bei Stützen ist mit Zerstörung des halben Querschnitts zu rechnen.

Die Tragfähigkeit der Tragkonstruktion bei Ausfall einzelner Stützen ist nachzuweisen,

- wenn Stützen im Bereich erhöhter Sicherheitsanforderungen neben Gleisen ohne Weichen oder in Weichenbereichen mit technisch gesicherten Weichenstraßen im Abstand $a \leq 5,0 \text{ m}$ angeordnet werden,
- wenn Stützen — unabhängig von den Sicherheitsanforderungen — neben Weichenstraßen ohne technische Sicherung, z. B. in Bahnhofsgebäuden, im Abstand $a \leq 6,0 \text{ m}$ angeordnet werden.

Weichenbereiche sind in Bild NA.3 dargestellt.

Maße in Meter

**Legende**

- 1 Bereich der Weiche
- 2 Weichenlänge
- 3 Gleisachse
- WA Weichenanfang
- WE Weichenende

Bild NA.3 — Darstellung des Weichenbereichs

Auf den Nachweis „Stützenausfall“ darf verzichtet werden,

- wenn Gleise nur mit Zuggeschwindigkeiten $v \leq 25 \text{ km/h}$ befahren werden oder
- wenn die Stützkonstruktion als Stahlbetonscheibe mit der Länge $L \geq 3,0 \text{ m}$ und der Breite $B \geq 1,2 \text{ m}$ und ggf. mit Zerschellschicht (Bilder NA.4 und NA.5) ausgeführt wird.

Auf den Nachweis „Stützenanprall“ und „Stützenausfall“ darf verzichtet werden

- wenn die Stützkonstruktion als Stahlbetonscheibe mit der Länge $L \geq 6,0 \text{ m}$ und der Breite $B \geq 1,2 \text{ m}$ und mit Zerschellschicht (Bilder NA.4 und NA.5) ausgeführt wird,
- bei Überbauungen ohne Aufbauten außerhalb von Bahnhofsgebäuden, wenn der lichte Abstand der Unterstützungen von der Gleisachse $\geq 3,0$ ($3,2$) m (ohne Weichen) und $\geq 5,0$ m (mit Weichen) ist.

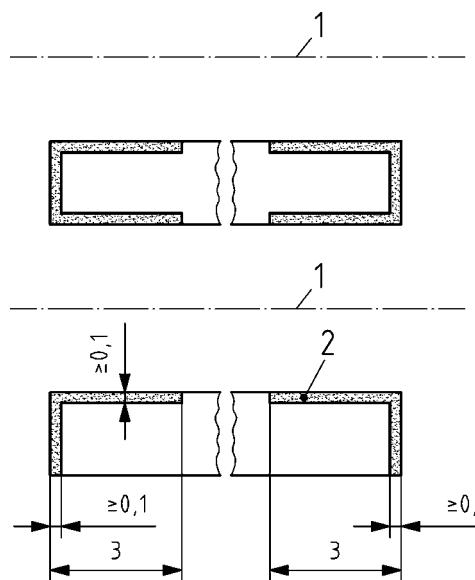
Stützen, Pfeiler und Wandscheibenenden, die durch Fahrzeuganprall beschädigt werden können, müssen im Anprallbereich mit einer Zerschellschicht von $\geq 0,1 \text{ m}$ Dicke nach Bild NA.4 und zweilagiger Bewehrung nach Bild NA.5 ausgebildet werden. Die Zerschellschicht ist zusätzlich zum Querschnitt der Unterstützung anzugeben, der aus Einwirkungen der ständigen Bemessungssituationen statisch erforderlich ist. Bei der Bemessung für außergewöhnliche Einwirkungen ist die Zerschellschicht für den maßgebenden Querschnitt nicht zu berücksichtigen.

Als Anprallbereich ist eine Höhe von 4,0 m über Schienenoberkante anzunehmen und

- in Fahrtrichtung die ganze Länge der Stützkonstruktion, jedoch nicht mehr als $L = 3,0 \text{ m}$,
- rechtwinklig zur Fahrtrichtung die ganze Breite der Stützkonstruktion (siehe Bild NA.4).

Bei Überbauungen von Bahnanlagen außerhalb von Bahnhofsgebäuden darf auf die Zerschellschicht an Stützkonstruktionen verzichtet werden.

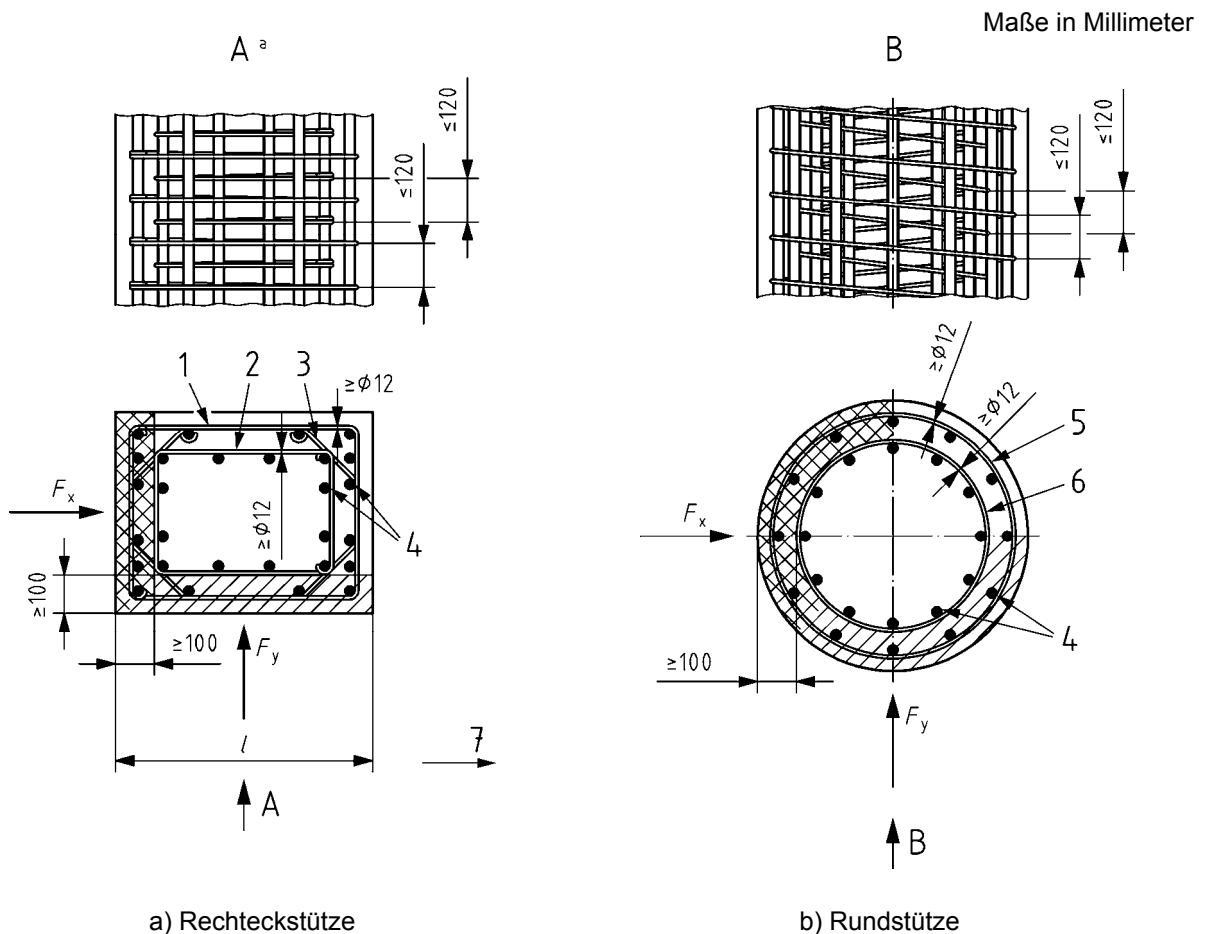
Maße in Meter



Legende

- 1 Gleisachse
- 2 Zerschellschicht

Bild NA.4 — Anordnung und Abmessungen



a) Rechteckstütze

b) Rundstütze

Legende

- 1, 2, 3 Bügel
- 4 Längsbewehrung
- 5 äußere Wendel
- 6 innere Wendel
- 7 Weichenlänge

Bild NA.5 — Ausbildung der Zerschellschicht

Die statisch äquivalenten Kräfte für den Anprall von Eisenbahnfahrzeugen sind in Abhängigkeit

- vom Abstand der Stützkonstruktion von der Gleisachse,
- von der Art und Lage der Stützkonstruktion, und
- von den Sicherheitsanforderungen im Bereich der Überbauung

in den Tabellen NA.5 und NA.6 angegeben.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

Tabelle NA.5 — Statisch äquivalente Anprallkräfte für Überbauungen ohne Aufbauten außerhalb von Bahnhofsgebäuden

Gleisbereich	Lichter Abstand a der Stützkonstruktion von der Gleisachse	Art der Stützkonstruktion (Bedingungen)	Statisch äquivalente Kraft	
			F_{dx} in MN	F_{dy} in MN
ohne Weichen	$a < 3,0 \text{ m (3,2 m)}^a$	Alle Arten, wenn <ul style="list-style-type: none"> — die Zuggeschwindigkeit $v \leq 120 \text{ km/h}$ — die Stützkonstruktion durch Führungen im Gleisbereich gesichert ist. 	—	—
		<ul style="list-style-type: none"> — Einzelstützen — Außenstützen^b von Stützenreihen — Zwischenstützen^b in Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand $a_S > 8,0 \text{ m}$ — Endbereiche von Wandscheiben (2 m in Längsrichtung) 	2,0	1,0
		Zwischenstützen ^b in Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand $a_S \leq 8,0 \text{ m}$	1,0	0,5
		Mittenbereiche von Wandscheiben	—	0,5
		alle Arten	—	—
	$a \geq 3,0 \text{ m (3,2 m)}^a$	alle Arten	—	—
mit Weichen	$3,0 \text{ m (3,2 m)} \leq a < 5,0 \text{ m}$	nicht zulässig	—	—
		<ul style="list-style-type: none"> — Einzelstützen — Außenstützen^b von Stützenreihen — Zwischenstützen^b in Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand $a_S > 8,0 \text{ m}$ — Endbereiche von Wandscheiben (2 m in Längsrichtung) 	2,0	1,0
		Zwischenstützen ^b in Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand $a_S \leq 8,0 \text{ m}$	1,0	0,5
		Mittenbereiche von Wandscheiben	—	0,5
		alle Arten	—	—
	$a \geq 5,0 \text{ m}$	alle Arten	—	—

^a Die Abstandsgrenze $a = 3,0 \text{ m}$ gilt für Gleisradien $R \geq 10\,000 \text{ m}$. Bei $R < 10\,000 \text{ m}$ ist die Abstandsgrenze auf $a = 3,2 \text{ m}$ zu vergrößern.

^b Der Ausfall je einer Stütze ist zusätzlich zu untersuchen.

Tabelle NA.6 — Statisch äquivalente Anprallkräfte für Überbauungen mit Aufbauten und Überbauungen in Bahnhofsgebäuden

Abstand a der Stützkonstruktion von der Gleisachse	Art der Stützkonstruktion	Sicherheitsanforderung			
		üblich (ü.S.)		erhöht (e.S.)	
		F_{dx} in MN	F_{dy} in MN	F_{dx} in MN	F_{dy} in MN
$a < 3,0 \text{ m} (3,2 \text{ m})^a$	— Wandscheibenenden, wenn kein Anprallblock vorhanden	4,0	2,0	10,0	4,0
	— Anprallblock				
	— Wandscheibenenden oder Stützen hinter Anprallblock	2,0	1,0	4,0	2,0
$3,0 \text{ m} (3,2 \text{ m})^a \leq a < 5,0 \text{ m} (6,0 \text{ m})^b$	— Mittenbereiche von Wandscheiben (Abstand > 2 m vom Wandende)	—	1,0	—	2,0
	— Wandscheibenenden, wenn kein Anprallblock vorhanden	2,0	1,0	4,0	2,0
	— Anprallblock				
	— Wandscheibenenden oder Stützen hinter Anprallblock				
	— Zwischenstützen von Stützenreihen mit lichtem Stützenabstand $\leq 8 \text{ m}$ ohne erhöhte Fundamente	1,0	0,5	2,0	1,0
$5,0 \text{ m} (6,0 \text{ m})^b \leq a < 7,0 \text{ m}$	— Wandscheibenenden und Stützen auf Bahnsteigen oder auf Fundamenten mit $h \geq 0,55 \text{ m}$ über Schienenoberkante				
	— Mittenbereiche von Wandscheiben (Abstand > 2 m vom Wandende)	—	0,5	—	1,0
$a \geq 7,0 \text{ m}$	Wandenden, Stützen	kein Anprall		2,0	1,0
$a \geq 7,0 \text{ m}$		kein Anprall			

a Die Abstandsgrenze $a = 3,0 \text{ m}$ gilt für Gleisradien $R \geq 10\,000 \text{ m}$. Bei $R < 10\,000 \text{ m}$ ist die Abstandsgrenze auf $a = 3,2 \text{ m}$ zu vergrößern.

b Die Abstandsgrenze $a = 5,0 \text{ m}$ gilt für Gleise ohne Weichen und für Weichenbereiche mit technisch gesicherten Weichenstraßen. Für Weichenstraßen ohne technische Sicherung, z. B. in Bahnhofsgebäuden, ist die Abstandsgrenze auf $a = 6,0 \text{ m}$ zu vergrößern. Weichenbereiche sind in Bild NA.3 definiert.

NDP zu 4.5.1.4(2), Abminderung der Anpralllasten

Zulässige Abminderungen sind in Tabelle NA.6 angegeben.

NDP zu 4.5.1.4(3), Angriffspunkt der Anpralllasten

Die statisch äquivalenten Anprallkräfte F_{dx} und F_{dy} sind für Stützkonstruktionen in 1,8 m, für Anprallblöcke in 1,5 m Höhe über Schienenoberkante wirkend anzunehmen. Die Anprallfläche darf mit $b \times h = 2,0 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$ angesetzt werden, jedoch nicht mehr als der geometrisch vorhandenen Fläche (b : Breite; h : Höhe).

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

NDP zu 4.5.1.4(4), Statisch äquivalente Anpralllast

Eine Reduzierung der in den Tabellen NA.5 und NA.6 angegebenen Anprallkräfte ist nicht zulässig.

NDP zu 4.5.1.4(5), Anpralllasten bei Geschwindigkeiten größer als 120 km/h

Für die Anprallkräfte gelten die Werte in den Tabellen NA.5 und NA..

4.5.1.5 Bauwerke der Klasse B

NDP zu 4.5.1.5(1), Anforderungen an Tragwerke der Klasse B

Siehe 4.5.1.4(1).

NCI NA.4.5.1.6 Oberleitungsbruch

Die auf das Tragwerk einwirkende Belastung als Folge eines Fahrleitungsbruchs ist als statische Belastung in Richtung des intakten Teils der Fahrleitung zu berücksichtigen. Diese außergewöhnliche Belastung ist mit einem Bemessungswert von 20 kN zu berücksichtigen.

Es ist anzunehmen, dass für

- | | |
|-------------------|-----------------------------|
| 1 Gleis | 1 Tragseil und Fahrdräht, |
| 2 bis 6 Gleise | 2 Tragseile und Fahrdrähte, |
| mehr als 6 Gleise | 3 Tragseile und Fahrdrähte |

gleichzeitig brechen können.

Es ist anzunehmen, dass diejenigen Fahrdrähte brechen, die die ungünstigste Einwirkung erzeugen.

4.5.2 Bauwerke hinter dem Gleisende

NDP zu 4.5.2(1), Bereiche an Gleisenden

Im Bereich hinter Gleisabschlüssen sollten in der Regel keine Stützkonstruktionen angeordnet werden. Falls sie sich nicht vermeiden lassen, sind hierfür von den Eisenbahnen des Bundes in Abstimmungen mit dem Eisenbahn-Bundesamt auf den Einzelfall bezogene Regelungen (Zustimmung im Einzelfall) zu treffen.

NDP zu 4.5.2(4), Bemessungswerte für Anpralllasten auf Anprallwände

Für die Anprallkräfte auf Anpralleinrichtungen gelten die Werte in der Tabelle NA.6.

4.6 Außergewöhnliche Einwirkungen aus Schiffsverkehr

4.6.1 Allgemeines

NDP zu 4.6.1(3), Anmerkung 1: Klassifizierung von Seeschiffen

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

4.6.2 Anprall von Binnenschiffen

NDP zu 4.6.2(1): Bemessungswerte für Anpralllasten bei Binnenschiffen

Es gelten die empfohlenen Regelungen in DIN EN 1991-1-7:2010-12, Anhang C, Tabelle C.3. Die dynamischen Stoßkraft-Werte sind probabilistisch hinterlegt und berücksichtigen typische Situationen in deutschen Wasserstraßen und gelten für feste und bewegliche Brücken.

Die Stoßlast-Werte nach Tabelle C.3 dürfen für Pfeiler, die in einem Abstand vom Fahrinnenrand der Wasserstraße im Bereich der Brücke entfernt angeordnet werden, durch Multiplikation mit dem Reduktionsfaktor nach Bild NA.6 abgemindert werden.

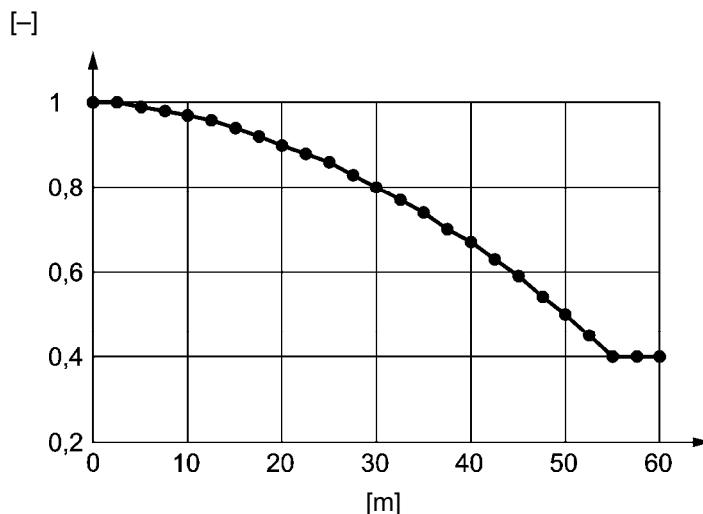


Bild NA.6 — Reduktionsbeiwert zur Berücksichtigung des Abstandes Fahrinnenrand zu Pfeiler

Der maßgebende Wasserstand ist in der Regel der Höchste Schifffahrtswasserstand.

Die Stoßlasten für Flanken- und Reibungsstoß sind jeweils als horizontale, wandernde Einzellast zu berücksichtigen.

NCI zu 4.6.2(1), Bemessungswerte für Anpralllasten bei Binnenschiffen

Die Angaben zu den Massen in Tabelle C.3 haben informativen Charakter; sofern für das Projekt nicht näher spezifiziert, darf der Wert eines Drittels zwischen dem unteren und oberen Wert der angegebenen Bandbreite für Ermittlungen der Stoßkraft-Zeitfunktion nach C.4.3. angenommen werden.

Sofern nicht genauer ermittelt, dürfen für dynamische Untersuchungen die in Tabelle NA.7 angegebenen Schiffsanprall-Geschwindigkeiten angesetzt werden:

Tabelle NA.7 — Schiffsanprall-Geschwindigkeiten für dynamische Nachweise

CEMT-Klasse (siehe Tabelle C.3)	I	II	III	IV	Va – Vb	Vla – Vlc	VII
Anprall-Geschwindigkeit in km/h	6	7	8	10	12	13	15

Eine Vergrößerung der dynamischen Anprallkräfte nach C.4.1(3) ist nicht vorzunehmen.

Für durch Schiffsanprall gefährdete Pfeiler bzw. Widerlager auf einer Uferböschung bzw. an einer Ufermauer (einschließlich eines Bereichs von 3 m landseitig der Böschungsbruchkante bzw. der Uferkante) dürfen Anprall-Kräfte in Höhe von 40 % der Kräfte F_{dx} bzw. F_{dy} aus Tabelle C.3 angesetzt werden.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

Sofern bei Brücken über Flüssen für Pfeiler im Bereich der Vorländer ein Schiffsanprall zu berücksichtigen ist, dürfen Anprall-Kräfte in Höhe von 20 % der Kräfte F_{dx} bzw. F_{dy} aus Tabelle C.3 angesetzt werden.

NDP Zu 4.6.2(2), Reibungsbeiwert

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

NDP zu 4.6.2(3), Anmerkung 1: Angriffshöhe und Angriffsfläche der Anpralllast von Binnenschiffen

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

NDP zu 4.6.2(4), Anpralllasten von Binnenschiffen auf Brückenüberbauten

Es gilt die Empfehlung in DIN EN 1991-1-7; sie gilt auch für bewegliche Brücken, wenn ein Schiffsverkehr unter der geschlossenen Brücke stattfindet. Die zu berücksichtigende Anprallfläche beträgt $b \times h = 1,0 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$. Die statisch äquivalente Anprallkraft ist nicht anzusetzen, wenn die lichte Höhe zwischen maßgebendem Wasserstand und Konstruktionsunterkante des Brückenüberbaus das 1,5-Fache des für die Wasserstraße unteren Werts der Brückendurchfahrtshöhe nach CEMT, 1992, beträgt. Als der zur Anprallkraft äquivalenten Anprallenergie darf $E = 10 \text{ kNm}$ angesetzt werden.

Ein Überbau darf durch konstruktive Maßnahmen bei entsprechender Bemessung gegen eine horizontale Verschiebung gesichert werden.

NCI zu 4.6.2(4), Anpralllasten von Binnenschiffen auf Brückenüberbauten

Die bei neu herzustellenden Brücken über der eigentlichen Fahrinne erforderliche Lichtraumhöhe ist für den maßgebenden Wasserstand über dem gesamten Fahrwasser einzuhalten.

Der Ansatz einer Stoßbelastung auf Überbauten bestehender Brücken darf nach risikoanalytischen Überlegungen entschieden werden. Für Anprall und Auswirkung dürfen Schadens-Szenarien erstellt werden. Dabei darf — mit Ausnahme von Fußgängerbrücken und Rohrbrücken — von einer Bemessung oder Sicherung abgesehen werden, wenn die jährliche Wahrscheinlichkeit eines Anpralls auf einen Brücken-Überbau geringer ist als $p_a = 10^{-5}/\text{je Jahr}$. Ist eine Bemessung erforderlich, so gilt die o. a. statische Ersatzlast von $F = 1 \text{ MN}$ bzw. die äquivalente Anprallenergie, sofern nicht eine detaillierte Untersuchung erfolgt.

4.6.3 Anprall von Seeschiffen

NDP zu 4.6.3(1), Bemessungswerte für Anpralllasten von Seeschiffen

Da generelle Klassifizierungen von Seeschifffahrtsstraßen hinsichtlich Schiffstypen in Deutschland weite Streuungen aufweisen würden, ist eine Einzelfall-Betrachtung vorzunehmen.

NDP zu 4.6.3(3), Reibungsbeiwert

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

NDP zu 4.6.3(4), Größe und Lage von Anprallflächen bei Seeschiffen

Es gelten die empfohlenen Regelungen.

NDP zu 4.6.3(5), Anmerkung 1: Anpralllast von Seeschiffen auf Brückenüberbauten

Als statisch äquivalente Anprallkraft eines Schiffsaufbaus auf einen Brückenüberbau sind 10 % der Frontalstoßkraft anzunehmen, sofern eine genauere Untersuchung nicht erfolgt. Ansonsten gelten die empfohlenen Regelungen in DIN EN 1991-1-7.

NCI zu 4.6.4, Anprall von Booten

In nicht-klassifizierten Wasserstraßen, vergleiche Tabelle C.3 oder C.4, werden Anprallkräfte von Booten, da deren Struktur-Steifigkeit geringer als die von Güterschiffen ist, bis zu einer Verdrängung < 250 m³ über die empirische, nicht dimensionsgetreue Gleichung wie folgt berechnet:

$$F_{\text{Stat}} = 0,03 \times (D \times E_{\text{Def}})^{1/3} \quad (\text{NA.1})$$

Dabei ist

- F_{Stat} die statisch äquivalente Kraft in MN;
- D die Verdrängung in m³;
- E_{Def} die Deformations- bzw. Anprallenergie in kNm.

Die anzusetzende Anprallenergie für Flankenstoß ergibt sich nach DIN EN 1991-1-7:2010-12, Gleichung (C.10). Eine Reibungskraft ist analog DIN EN 1991-1-7:2010-12, Gleichung (4.1), zu berücksichtigen.

Die Angriffshöhe der Anpralllast liegt bei $h = 1,5$ m über dem maßgebenden Wasserstand, der in der Regel dem Höchsten Schiffbaren Wasserstand HSW entspricht; die Anprallfläche beträgt $b \times h = 0,5 \times 0,25$ m.

Für einen Schiffs-Anprall an Überbauten von Brücken über nicht-klassifizierte Wasserstraßen gilt NDP zu 4.6.2(4) sinngemäß. Sofern eine Anprall-Kraft zu berücksichtigen ist, darf eine statisch äquivalente Kraft in Höhe von $F = 0,2$ MN, alternativ eine Anprallenergie von $E_{\text{Def}} = 0,005$ MNm, angesetzt werden.

NDP zu 5.3 (1)P, Verfahren bei Innenraumexplosion

Nachfolgend aufgeführte Regelungen gelten nur für die Herstellung neuer Tragwerke.

Staubexplosionen in Räumen, Behältern oder Bunkern sind nach DIN EN 1991-4, einschließlich des Nationalen Anhangs, DIN EN 1991-4/NA, zu berücksichtigen.

Einwirkungen aus Gas- und Dampf-Luftexplosionen in Straßen- und Eisenbahntunneln, in denen explosive Stoffe gelagert werden, sind im Rahmen von Gutachten zu behandeln.

Gasexplosionsdruck auf tragende Bauteile ist in Gebäuden in allen Räumen mit einem Gasendverbrauchsgerät folgendermaßen zu berücksichtigen:

1. Bei Bauwerken der Versagensfolgeklasse CC1 und CC2.1 und bei eingeschossigen Gebäuden der Versagensfolgeklasse CC2.2 nach Tabelle NA.1-A.1 reichen die Bemessungs- und Konstruktionsregeln der jeweils bauartspezifischen Norm der Normenreihen DIN EN 1992 bis DIN EN 1999 und die übliche konstruktive Bauausführung zur Sicherstellung der Robustheit aus.
2. Bei Bauwerken der Versagensfolgeklasse CC2.2 nach Tabelle NA.1-A.1 – mit Ausnahme eingeschossiger Gebäude – gelten nachfolgende Regelungen.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

Tragwerke, die nicht für außergewöhnliche Ereignisse bemessen sind, müssen ein geeignetes Zuggliedsystem aufweisen. Dieses soll alternative Lastpfade nach einer örtlichen Schädigung ermöglichen, sodass der Ausfall eines einzelnen Bauteils oder eines begrenzten Teils des Tragwerks nicht zum Versagen des Gesamttragwerks führt (fortschreitendes Versagen). Die nachfolgenden einfachen Regeln erfüllen im Allgemeinen diese Anforderung.

Die nachfolgenden Zuganker dürfen in der Regel für das Zuggliedsystem verwendet werden:

- a) Ringanker;
- b) innen liegende Zuganker;
- c) horizontale Stützen- oder Wandzuganker.

Wird ein Bauwerk durch Dehnfugen in unabhängige Tragwerksteile geteilt, muss in der Regel jeder Abschnitt ein unabhängiges Zuggliedsystem aufweisen.

Die Zugglieder dürfen mit $\gamma_M = 1,0$ bemessen werden. Für andere Zwecke vorgesehene Zugglieder dürfen teilweise oder vollständig für diese Zugglieder angerechnet werden.

Zu a)

Ringanker müssen in der Regel in jeder Decken- und Dachebene wirksam durchlaufen und sind innerhalb eines Randabstandes von 1,2 m anzuordnen.

Der Ringanker muss in der Regel folgende Zugkraft aufnehmen können:

$$F_{tie,per} = l_i \times 10 \text{ kN/m} \geq 70 \text{ kN} \quad (\text{NA.2})$$

Dabei ist

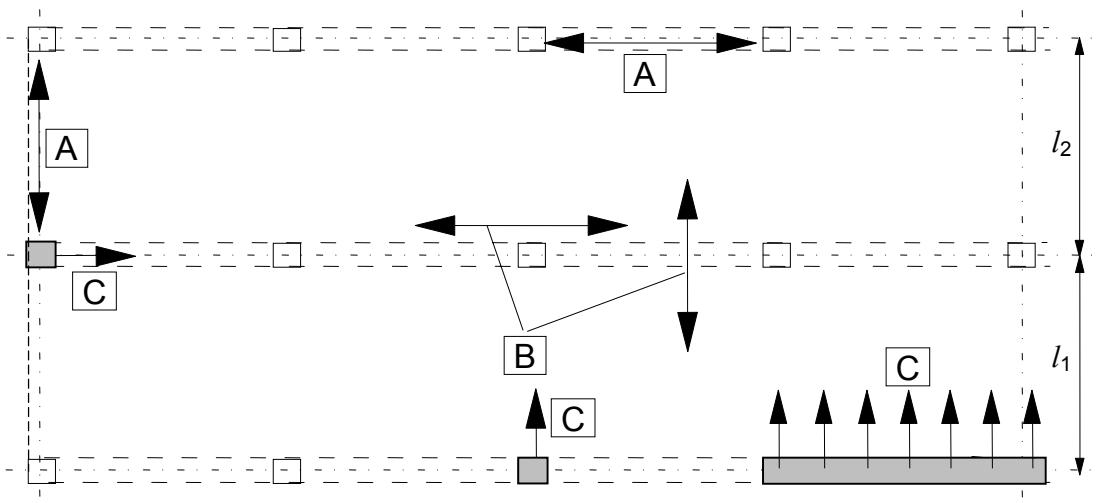
$F_{tie,per}$ die Zugkraft des Ringankers;

l_i die Spannweite des Endfeldes.

Tragwerke mit Innenrändern (z. B. Atrium, Hof usw.) müssen in der Regel Ringanker wie bei Decken mit Außenrändern aufweisen, die vollständig zu verankern sind.

Zu b)

Innen liegende Zuganker müssen in der Regel in jeder Decken- und Dachebene in zwei zueinander ungefähr rechtwinkligen Richtungen liegen. Sie müssen in der Regel über ihre gesamte Länge wirksam durchlaufend und an jedem Ende in den Ringankern verankert sein (es sei denn, sie werden als horizontale Zuganker zu Stützen oder Wänden fortgesetzt). Die innen liegenden Zuganker dürfen insgesamt oder teilweise gleichmäßig verteilt in den Platten oder in Balken, Wänden bzw. anderen geeigneten Bauteilen angeordnet werden. In Wänden müssen sie in der Regel innerhalb von 0,5 m über oder unter den Deckenplatten liegen, siehe Bild NA.7. Die innen liegenden Zuganker müssen in der Regel in jeder Richtung einen Bemessungswert der Zugkraft von $F_{tie,int} = 20 \text{ kN/m}$ aufnehmen können.

**Legende**

A — Ringanker

B — innen liegende Zuganker

C — horizontale Stützen oder Wandzuganker

Bild NA.7 — Zuganker für außergewöhnliche Einwirkungen (im Grundriss)

Bei Decken ohne Aufbeton, in denen die Zuganker über die Spannrichtung nicht verteilt werden können, dürfen die Zuganker konzentriert in den Fugen zwischen den Bauteilen angeordnet werden. In diesem Fall ist die aufzunehmende Mindestkraft in einer Fuge:

$$F_{\text{tie}} = 20 \text{ kN/m} \times (l_1 + l_2) / 2 \geq 70 \text{ kN} \quad (\text{NA.3})$$

Dabei sind

l_1, l_2 die Spannweiten (in m) der Deckenplatten auf beiden Seiten der Fuge (siehe Bild NA.7).

Innen liegende Zuganker sind in der Regel so mit den Ringankern zu verbinden, dass die Kraftübertragung gesichert ist.

Zu c)

Bei horizontalen Stützen- und Wandzugankern sind Randstützen und Außenwände in der Regel in jeder Decken- und Dachebene horizontal im Tragwerk zu verankern. Die Zuganker müssen in der Regel eine Zugkraft $f_{\text{tie,fac}} = 10 \text{ kN/m}$ je Fassadenmeter aufnehmen können. Die entsprechende Anschlusskraft der Wände an das Zuggliedsystem in einer Decke darf über Reibungskräfte unter Berücksichtigung der minimalen Deckenaulagerkräfte oder über konstruktive Anschlüsse nachgewiesen werden. Für Stützen ist dabei nicht mehr als $F_{\text{tie,col}} = 150 \text{ kN}$ je Stütze anzusetzen. Eckstützen sind in der Regel in zwei Richtungen zu verankern. Die für den Ringanker vorhandene Bewehrung darf in diesem Fall für den horizontalen Zuganker angerechnet werden.

(NA.3) Bei Bauwerken der Versagensfolgeklasse CC3 nach Tabelle NA.1-A.1 ist eine Bemessung nach Anhang D, D.2, vorzunehmen.

DIN EN 1991-1-7/NA:2010-12

NCI zu Anhang A, Entwurf zur Begrenzung von Schadensfolgen lokalen Versagens aus unspezifizierte Ursache in Hochbauten

Der informative Anhang A ist in Deutschland nicht verbindlich.

A.3 Versagensfolgeklassen für Hochbauten

NDP zu A.3(1), Anmerkung 3: Ergänzung von Tabelle A.1

Der informative Anhang A ist in Deutschland nicht verbindlich.

NDP zu A.4(1), Anmerkung 1: Einzelheiten für eine wirksame Verankerung

Der informative Anhang A ist in Deutschland nicht verbindlich.

NCI zu Anhang B, Hinweise zur Risikoanalyse

Der informative Anhang B ist in Deutschland nicht verbindlich. Risikoanalysen dürfen, sofern sie nicht einschlägig als Stand von Wissenschaft und Technik referenziert sind, nur in Abstimmung mit der zuständigen Behörde durchgeführt werden. Risikoanalysen empfehlen sich insbesondere bei Nachweisen für bestehende Bauwerke.

NCI zu Anhang C, Dynamische Anprallberechnung

Der informative Anhang C ist in Deutschland nicht verbindlich. Die in C.2 beschriebene Stoßdynamik ist in der Regel nur für eine Vorbemessung geeignet.

NCI zu Anhang D, Innenraumexplosionen

Der informative Anhang D ist – mit Ausnahme von D.2 – in Deutschland nicht verbindlich. Explosionen in Straßen- und Eisenbahntunneln sind in der Regel nicht zu berücksichtigen.

NCI

Anhang NA.E (normativ) Einwirkungen aus Trümmern

Überbauungen von Bahnanlagen mit Aufbauten sind zusätzlich mit statisch äquivalenten Einwirkungen zu bemessen. Hierfür sind die Einwirkungen nach Tabelle NA.E.1 anzusetzen.

Tabelle NA.E.1 — Einwirkungen aus Trümmern

Trümmercereinwirkungen	Anzahl n der Vollgeschosse			
	$n \leq 5$		$n > 5$	
	p_v	p_{hi}	p_v	p_{hi}
Vertikale gleichmäßig verteilte Last auf Decken	p_v	10,0 kN/m ²	15,0 kN/m ²	
Horizontale gleichmäßig verteilte Last für nicht erdberührte Umfassungswände	p_{hi}	10,0 kN/m ²	15,0 kN/m ²	
Horizontale gleichmäßig verteilte Last für erdberührte Umfassungswände, abhängig von der Bodenart:				
Sand und Kies	p_{ha}	4,5 kN/m ²	6,75 kN/m ²	
Lehm mittlerer Konsistenz	p_{ha}	6,0 kN/m ²	9,0 kN/m ²	
Lehm von weicher Konsistenz und Ton	p_{ha}	7,5 kN/m ²	11,25 kN/m ²	
Böden im Grundwasser	p_{ha}	10,0 kN/m ²	15,0 kN/m ²	
Diese Einwirkungen sind zusätzlich zu ständigen und/oder veränderlichen Einwirkungen (z. B. Eigengewicht, Nutz- und Verkehrslasten, Erddruck, ggf. Wasserdruck) des zu bemessenden Bauteils zur Freihaltung der Verkehrswägen nach dem Verkehrssicherstellungsgesetz (VSG) gemäß der Bekanntmachung der Bautechnischen Grundsätze für Hausschutträume des Grundschutzes, Fassung Mai 1991 — veröffentlicht in der Beilage zum Bundesanzeiger Nr. 184a und 185b vom 8.7.1991 — zu berücksichtigen.				

NCI

Literaturhinweise

- [1] CEMT, 1992, *Europäische Konferenz der Verkehrsminister, Klassifizierungsvorschlag vom 19. Juni 1992, angenommen vom Rat der EU am 29. Oktober 1993*
- [2] EBO *Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung (EBO), vom 08. Mai 1967 (BGBl. II S. 1563), zuletzt geändert durch Gesetz vom 21. Juni 2005 (BGBl. I S. 1818)¹⁾*
- [3] RPS *Richtlinie für passive Schutzeinrichtungen an Straßen²⁾*

1) Zu beziehen bei: Beuth Verlag GmbH, 10772 Berlin.
2) Zu beziehen bei: FGSV Verlag GmbH, Wesselinger Straße 17.