

Deutscher Beton- und Bautechnik Verein E.V. (Hrsg.)

# Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2

## Band 2: Ingenieurbau

- Ergänzung von Band 1 für anspruchsvolle Bemessungsaufgaben im Ingenieurbau
- bewährte Beispielsammlung seit 1972 in zahlreichen Auflagen

Zur Einarbeitung in den Eurocode 2 legt der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein E. V. die bewährte Beispielsammlung mit gängigen Bauteilen für den Brücken-, Ingenieur- und Hochbau vor. Für prüffähige statische Berechnungen und zur praxisnahen Einarbeitung auch für Studenten.

### BESTELLEN

+49 (0)30 470 31-236  
marketing@ernst-und-sohn.de  
[www.ernst-und-sohn.de/1876](http://www.ernst-und-sohn.de/1876)



2015 · 344 Seiten · 269 Abbildungen · 149 Tabellen

Hardcover  
ISBN 978-3-433-01876-7 € 99\*

### ÜBER DAS BUCH

Der Eurocode 2 – DIN EN 1992 „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken“ mit seinen Nationalen Anhängen wurde im Jahr 2012 bauaufsichtlich eingeführt. Seit 2013 sind die Eurocodes auch für den Brücken- und Ingenieurbau der Bundesfernstraßen und der Eisenbahnen des Bundes verbindlich anzuwenden. Für das Verständnis und die Einarbeitung in den Eurocode 2 legt der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein E. V. eine aktualisierte Beispielsammlung vor.

Band 2 enthält acht durchgerechnete Beispiele für typische Bauteile des Brücken-, Ingenieur- und Hochbaus. Diese entsprechen den aus der DBV-Beispielsammlung zu DIN 1045-1 bekannten Beispielen und gestatten somit einen direkten Vergleich der Bemessungsregeln und der Ergebnisse nach beiden Normen. Die Aufgabenstellungen sind komplexer als im ersten Band gefasst (Spannbeton-Straßenbrücken, Vorspannung von Flachdecken, Gebäudeaussteifung) bzw. auf spezielle Nachweise (plastische und nichtlineare

Berechnungsverfahren, Durchbiegung, Erdbebenebemessung) ausgerichtet. Die Autoren haben versucht, die wesentlichen Neuerungen und einige noch nicht im Band 1 gezeigte Nachweise nach Eurocode 2 in einer verständnisfördernden Ausführlichkeit darzustellen und auch, wo notwendig, die Hintergründe computer-gestützt erzielter Ergebnisse zu erläutern. Die Sammlung vermittelt Praktikern und Studenten fundierte Kenntnisse der Nachweisführung nach Eurocode 2 und dient als Hilfsmittel bei der Erstellung prüffähiger statischer Berechnungen im Stahlbeton- und Spannbetonbau.

### BESTELLUNG

Anzahl	ISBN /	Titel	Preis
	978-3-433-01876-7	Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2	€ 99*

Bitte richten Sie Ihre Bestellung an:  
Tel. +49 (0)30 47031-236  
Fax +49 (0)30 47031-240  
[marketing@ernst-und-sohn.de](mailto:marketing@ernst-und-sohn.de)

108208 Free Shipping

[www.ernst-und-sohn.de/1876](http://www.ernst-und-sohn.de/1876)

Privat	Geschäftlich
_____	_____
Firma, Abteilung	UST-ID Nr.
_____	_____
Name, Vorname	Telefon
_____	_____
Straße, Nr.	
_____	
PLZ/Ort/Land	E-Mail
_____	_____
Datum/Unterschrift	
_____	

# Inhaltsverzeichnis

	Seiten
Vorwort .....	VII–VIII
Hinweise für die Benutzung .....	VIII
 <b>Beispiele</b>	
Beispiel 13 Plattenbalkenbrücke.....	13-1 bis 13-34
Beispiel 14 Fertigteilebrücke.....	14-1 bis 14-58
Beispiel 15 Müllbunkerwand.....	15-1 bis 15-29
Beispiel 16 Deckenplatte nach Bruchlinientheorie.....	16-1 bis 16-21
Beispiel 17 Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund .....	17-1 bis 17-52
Beispiel 18 Flachdecke mit Kragarm .....	18-1 bis 18-23
Beispiel 19 Nichtlineare Berechnung gekoppelter Stützen .....	19-1 bis 19-21
Beispiel 20a Mehrgeschossiger Skelettbau .....	20-1 bis 20-46
Beispiel 20b Mehrgeschossiger Skelettbau – Erdbeben .....	20-47 bis 20-84
 <b>Anhang</b>	
Schrifttum .....	A1
Stichwortverzeichnis .....	A9

## Vorwort

Mit DIN EN 1992 Eurocode 2: „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau“ und „– Teil 1-2: Tragwerksbemessung für den Brandfall“ wurde zusammen mit den zugehörigen Nationalen Anhängen im Jahr 2011 eine moderne europäische Bemessungsnorm für den Betonbau vorgelegt, die in allen Mitgliedsländern der Europäischen Normenorganisation CEN (Comité Européen de Normalisation) mit nationalen Anpassungen veröffentlicht wurde. Der Eurocode 2 wurde in der Bundesrepublik Deutschland ab dem 1. Juli 2012 für die Tragwerksplanung von Neubauten im Hochbau bauaufsichtlich eingeführt.

Im Geschäftsbereich der Bundesfernstraßen des Bundes und der Eisenbahnen ist für Entwurf und Planung von neuen Betonbrücken DIN EN 1992 Eurocode 2: „Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken – Teil 2: Betonbrücken – Bemessungs- und Konstruktionsregeln“ mit dem Nationalen Anhang seit 1. Mai 2013 anzuwenden.

Der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein E.V. legt im Rahmen seiner Beispielsammlung zu Eurocode 2 ergänzend zum Band 1: „Hochbau“ einen Band 2: „Ingenieurbau“ vor. Dieser enthält acht Beispiele aus dem Brücken-, Ingenieur- und Hochbau. Diese entsprechen den in der DBV-Beispielsammlung zu DIN 1045-1 behandelten Beispielen und gestatten somit einen direkten Vergleich der bisher geläufigen und der neuen Bemessungsregeln sowie der Ergebnisse nach beiden Normen. Die Aufgabenstellungen sind komplexer als im ersten Band gefasst (Spannbetonbrücken, Vorspannung von Flachdecken, Gebäudeaussteifung) bzw. auf spezielle Nachweise (plastische und nichtlineare Berechnungsverfahren, Durchbiegung, Brandschutznachweise, Erdbebenbemessung) ausgerichtet worden.

Die Autoren haben versucht, die wesentlichen Neuerungen und einige noch nicht im Band 1 gezeigte Nachweise nach Eurocode 2 in einer verständnisfördernden Ausführlichkeit darzustellen und auch, wo notwendig, die Hintergründe computergestützt erzielter Ergebnisse zu erläutern. Die Einwirkungen wurden auf der Basis der ebenfalls bauaufsichtlich eingeführten Teile des Eurocode 1: DIN EN 1991 ermittelt. Andererseits konnten mit Blick auf den Umfang einige Themen nur verkürzt dargestellt werden. Auf Bewehrungsdarstellungen wurde im Band 2 weitgehend verzichtet. Ein gewisser Umfang an Vorkenntnissen der Leser wird vielfach vorausgesetzt.

Fachkolleg(inn)en<sup>1)</sup> aus der Praxis haben an dieser Beispielsammlung engagiert mitgearbeitet; für diese ehrenamtliche Tätigkeit danken wir ihnen sehr herzlich. Die einzelnen Beispiele wurden von folgenden Autoren überarbeitet:

13 :	Plattenbalkenbrücke .....	Dr.-Ing. <i>Krill</i>
14 :	Fertigteilebrücke. ....	Dipl.-Ing. <i>Reiter</i> , Dr.-Ing. <i>Wurzer</i>
15 :	Müllbunkerwand .....	Dr.-Ing. <i>Bellmann</i> , Dr.-Ing. <i>Rötzer</i>
16 :	Deckenplatte nach Bruchlinientheorie .....	Dipl.-Ing. <i>Schadow</i>
17 :	Flachdecke mit Vorspannung ohne Verbund.....	Dr.-Ing. <i>Schuster</i> , Dr.-Ing. <i>Steffens</i>
18 :	Flachdecke mit Kragarm .....	Dipl.-Ing. <i>Held</i>
19 :	Nichtlineare Berechnung gekoppelter Stützen.....	Dr.-Ing. <i>Sauer</i>
20a :	Mehrgeschossiger Skelettbau.....	Dr.-Ing. <i>Fingerloos</i> , Dipl.-Ing. <i>Küttler</i> †
20b :	Mehrgeschossiger Skelettbau – Erdbeben .....	Dr.-Ing. <i>Fäcke</i> , Dr.-Ing. <i>Kranz</i> , Dr.-Ing. <i>Schlüter</i>

Die Herren Dr.-Ing. *F. Fingerloos* und Dr.-Ing. *E. Schwabach* haben die Manuskripte zu diesem Werk bearbeitet und die inhaltliche Ausrichtung der Beispiele abgestimmt.

<sup>1)</sup> Dr.-Ing. *F. Fingerloos* (Obmann), Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V. (DBV); Dr.-Ing. *J. Bellmann*, SOFiSTiK AG; Dr.-Ing. *A. Fäcke*, SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH; Dipl.-Ing. *E. Held*, RIB Engineering GmbH; Dr.-Ing. *A. Krill*, Ingenieurgruppe Bauen; Dipl.-Ing. *M. Küttler* †, Küttler + Partner GbR; Dr.-Ing. *S. Kranz*, EnBW Kernkraft GmbH; Dipl.-Ing. *Karin Reiter*, WTM Engineers; Dr.-Ing. *J. Rötzer*, Strabag International GmbH; Dr.-Ing. *R. Sauer*, RIB Engineering GmbH; Dipl.-Ing. *R. Schadow*, Essen; Dr.-Ing. *F.-H. Schlüter*, SMP Ingenieure im Bauwesen GmbH; Dr.-Ing. *K. Schuster*, WTM Engineers; Dr.-Ing. *E. Schwabach*, DBV; Dr.-Ing. *A. Steffens*, WTM Engineers; Dr.-Ing. *O. Wurzer*, WTM Engineers

Die Modellierung der Tragsysteme in den einzelnen Beispielen soll vom Leser jeweils als ein möglicher Weg für die Herangehensweise verstanden werden. Insbesondere nichtlineare Berechnungsverfahren sind durch den sachkundigen Ingenieur hinsichtlich ihrer Realitätsnähe zu bewerten. Die Berechnungsergebnisse müssen selbstverständlich auch konstruktiv umgesetzt werden. Die in einigen Beispielen hervorgehobenen, im Vergleich zu linear-elastischen Standardverfahren deutlich günstigeren Ergebnisse sind deshalb nicht so zu verallgemeinern, dass nur noch nichtlineare computergestützte Berechnungen den Stand der Technik widerspiegeln. Vielmehr kommt es auf die sinnvolle, angemessene und beherrschbare Anwendung aller dem Ingenieur zur Verfügung stehenden Werkzeuge an. Die Überprüfung der Plausibilität von Berechnungsergebnissen und des Kräfteflusses in Tragwerken sollte nach wie vor auch in einer Handrechnung möglich sein.

Die Autoren haben entsprechend ihrem Wissen, ihren Kenntnissen und ihren Erfahrungen die einzelnen Beispiele erarbeitet. Die Anwendung und Auslegung der technischen Regelwerke soll daher nicht als dogmatisch vertretene Lehrmeinung verstanden werden.

Die Benutzer des Buches sind deshalb ausdrücklich aufgerufen, dem Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein E.V. Meinungen, Kritiken und auch Hinweise auf Fehler zur Beispielsammlung mitzuteilen. Alle Auflagen der Beispielsammlungen werden bei Normänderungen und bei Fehlerberichtigungen über die DBV-Homepage mit Erläuterungen und ggf. Austauschseiten im Internet aktuell gehalten. Diese Informationen findet der Leser unter: [www.betonverein.de](http://www.betonverein.de) → Schriften.

Die überaus positive Aufnahme des ersten Bandes der Beispielsammlung zum Eurocode 2 lässt uns hoffen, dass auch der zweite Band Interesse in der Praxis und bei den Studierenden findet und als willkommenes Nachschlagewerk und Hilfsmittel dienen wird.

Berlin, im Januar 2015

Dr.-Ing. Lars Meyer  
Dr.-Ing. Frank Fingerloos

Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.  
Geschäftsführung

## Hinweise für die Benutzung

Mit Rücksicht auf den Lehrbuchcharakter dieser Sammlung wurden die Beispiele so gewählt, dass ein möglichst verständlicher Überblick über die Bemessungs- und Konstruktionsregeln des Eurocode 2 gegeben wird. Wirtschaftliche Gesichtspunkte bei der Wahl der Bauteilmaße und bei der Bemessung und Konstruktion der Bewehrung konnten daher nicht immer maßgebend sein.

Die Beispiele sind bewusst ausführlich abgehandelt. In der täglichen Bemessungspraxis wird man auf diese Ausführlichkeit und einige Nachweise verzichten können, ohne dass die Berechnungen an Aussagekraft verlieren. Die Herausgeber sind davon ausgegangen, dass diese Ausführlichkeit nicht als allgemein verbindliche Empfehlung missverstanden, sondern als Hilfe zur schnellen Orientierung bei der Einarbeitung begrüßt wird.

Die der Verständlichkeit dienenden Normenauszüge in der Kommentarspalte ersetzen nicht die Nutzung und Textanalyse der Norm selbst. Anforderungen des Wärme- und Schallschutzes sind nicht Gegenstand dieser Beispielsammlung und wurden daher nicht speziell berücksichtigt.

## Beispiel 16: Deckenplatte nach Bruchlinientheorie

### Inhalt

	Seite
Anmerkungen zur Bruchlinientheorie und Aufgabenstellung.....	16-2
1 System, Bauteilmaße, Betondeckung.....	16-3
1.1 System, Stützweiten .....	16-3
1.2 Effektive Stützweiten. ....	16-3
1.3 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung.....	16-3
1.4 Bestimmung der Deckendicke aus der Begrenzung der Verformungen .....	16-4
2 Einwirkungen. ....	16-4
2.1 Charakteristische Werte .....	16-4
2.2 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit.....	16-5
2.3 Repräsentative Werte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit.....	16-5
3 Schnittgrößenermittlung.....	16-5
3.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit .....	16-5
3.1.1 Biegemomente.....	16-5
3.1.2 Querkräfte.....	16-11
3.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit .....	16-11
4 Nachweis in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit (GZT) .....	16-11
4.1 Bemessungswerte der Baustoffe .....	16-11
4.2 Bemessung für Biegung .....	16-12
4.2.1 Bemessung über dem Zwischenauflager.....	16-12
4.2.2 Bemessung in den Feldern.....	16-12
4.3 Bemessung für Querkraft .....	16-13
5 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit (GZG).....	16-14
5.1 Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen.....	16-14
5.1.1 Begrenzung der Betondruckspannungen.....	16-14
5.1.2 Begrenzung der Betonstahlspannungen .....	16-16
5.2 Grenzzustände der Rissbildung.....	16-17
5.2.1 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite.....	16-17
5.2.2 Begrenzung der Rissbreite für die statisch erforderliche Bewehrung.....	16-17
5.3 Begrenzung der Verformungen .....	16-17
6 Bewehrungsführung, bauliche Durchbildung.....	16-18
6.1 Grundwert der Verankerungslänge .....	16-18
6.2 Verankerung am Endauflager.....	16-18
6.3 Verankerung am Zwischenauflager.....	16-19
6.4 Verankerung außerhalb der Auflager .....	16-19
6.5 Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens.....	16-19
6.6 Einspannbewehrung am Endauflager.....	16-19
6.7 Drillbewehrung .....	16-20
6.8 Duktilitätsklasse der Bewehrung.....	16-21

## Beispiel 16: Deckenplatte nach Bruchlinientheorie

### Anmerkungen zur Bruchlinientheorie und Aufgabenstellung

Zu bemessen ist die Dachdeckenplatte eines Wohnhauses, welche als Terrasse genutzt werden soll.

Das Beispiel entspricht der im Band 1 [7], Beispiel 2, behandelten Stahlbetonplatte und wird hier für die Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit um ein kinematisches Verfahren der Plastizitätstheorie erweitert.

Als statisches Verfahren der Plastizitätstheorie eignet sich bei Platten die *Hillerborg*-Streifen-Methode (siehe z. B. DAfStb-Heft [425], 2.5.5.1 oder [18] *Hillerborg*: Strip Method Design Handbook).

Als kinematisches Verfahren der Plastizitätstheorie bietet sich die Bruchlinientheorie an, die in diesem Beispiel weiter verfolgt wird.

Die Bruchlinientheorie ist ein einfaches und anschauliches Verfahren zur Berechnung von Platten, da es eine Handrechnung ermöglicht und überschaubar bleibt. Bedingungen für die Zulässigkeit des Verfahrens: Bestimmte Werte für die bezogene Druckzonenhöhe dürfen nicht überschritten und für das Verhältnis von Stütz- zu Feldmoment müssen festgelegte Grenzen eingehalten werden.

In der Regel werden bei Bauteilen im üblichen Hochbau für die Bemessung die Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit maßgebend. Dies ist auch in diesem zu Vergleichszwecken gewählten Beispiel der Fall.

Über die Verfahren der Plastizitätstheorie lässt sich häufig die Tragfähigkeit der Bauteile bei Lasterhöhungen durch Umnutzung, unter hohen veränderlichen Einzellasten oder unter außergewöhnlichen Einwirkungskombinationen (z. B. Anprall, Explosion) nachweisen, wenn dies durch Verfahren der Elastizitätstheorie nicht mehr möglich ist.

Die Dachdeckenplatte ist zweiachsig gespannt und läuft über zwei Felder durch.

Es liegt eine frei drehbare Lagerung der Dachdeckenplatte auf den Mauerwerkswänden vor.

Umgebungsbedingungen:

unten: trockener Innenraum.

oben: Bauteil mit Dämmung und Terrassenabdichtung.

Vorwiegend ruhende Einwirkung.

Brandschutztechnische Anforderung:  
REI 30 (feuerhemmend)

Baustoffe:

Beton: C20/25

Betonstabstahl: B500B (hochduktil)

EC2-1-1/NA, (NCI) NA.1.5.2.5: üblicher Hochbau

Das Beispiel Wohnhausdecke wird in diesem Zusammenhang mit unveränderter Deckendicke zu Vergleichszwecken weiterbenutzt.

EC2-1-1, 5.6.1:

(1)P Verfahren nach der Plastizitätstheorie dürfen nur für die Nachweise im GZT verwendet werden.

(3)P Das Verfahren nach der Plastizitätstheorie darf entweder auf der Grundlage der unteren Grenze (statisches Verfahren) oder der oberen Grenze (kinematisches Verfahren) angewendet werden.

Eine spezielle Literaturliste zu Verfahren der Plastizitätstheorie ist im Literaturverzeichnis mit [18] bis [46] zusammengestellt.

DAfStb-Heft [600] zu 5.6:

Verfahren nach der Plastizitätstheorie: In vielen Fällen können die Möglichkeiten dieses Verfahrens nicht ausgeschöpft werden, da die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Spannungsbeschränkungen und Rissbreitennachweis) bemessungsentscheidend sind. Ungünstige Verhältnisse liegen dann vor, wenn der Anteil an ständiger Last hoch ist und ein großer Lastkombinationsbeiwert für die veränderliche Last anzusetzen ist.

EC2-1-1, 5.3.2.2:

(2) Die Schnittgrößenermittlung bei durchlaufenden Platten darf unter Annahme frei drehbarer Lagerung erfolgen.

EC2-1-1/NA, (NCI) NA.1.5.2.6:  
vorwiegend ruhende Einwirkung

Terrasse als Fluchtweg (OKFF  $\leq 7$  m)  
Gebäudeklasse 2 nach MBO [47]  
Brandschutztechnischer Nachweis siehe [7] Band 1, Beispiel 2, Abschnitt 4.4

EC2-1-1, 3.1: Beton

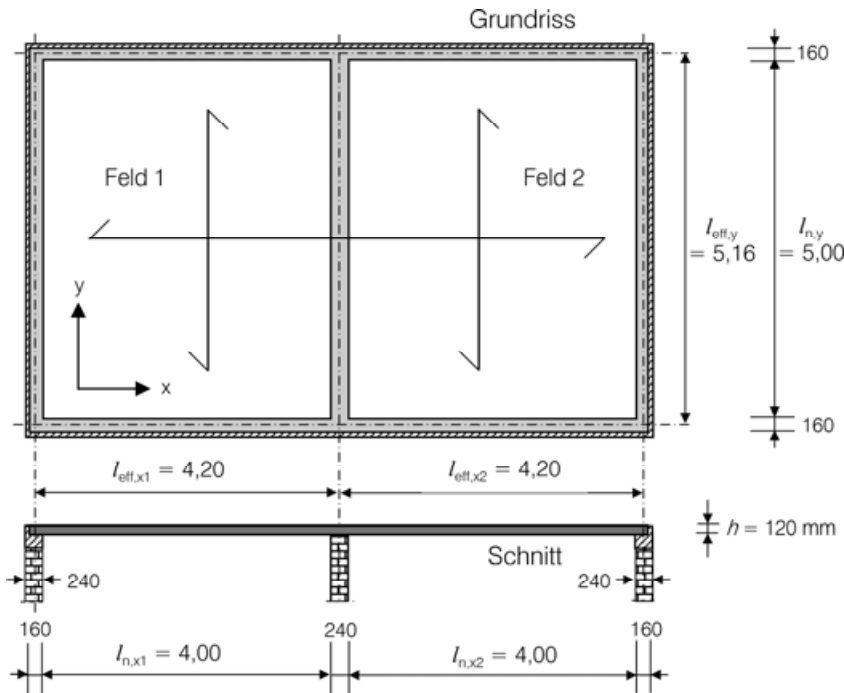
EC2-1-1, 3.2: Betonstahl

EC2-1-1, 5.6.2 (NA.6)P:

Bei Anwendung der Plastizitätstheorie für stabförmige Bauteile und Platten darf Betonstahl mit normaler Duktilität (B500A) nicht verwendet werden.

# 1 System, Bauteilmaße, Betondeckung

## 1.1 System, Stützweiten



## 1.2 Effektive Stützweiten

$$l_{eff} = l_n + a_1 + a_2$$

$$l_{eff,x} = 4,00 + 0,16 / 2 + 0,24 / 2 = 4,20 \text{ m}$$

$$l_{eff,y} = 5,00 + 0,16 / 2 + 0,16 / 2 = 5,16 \text{ m}$$

## 1.3 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung

Expositionsklasse für Bewehrungskorrosion  
 unten infolge Karbonatisierung: → XC1  
 oben infolge Karbonatisierung: → XC3  
 Mindestfestigkeitsklasse Beton → C20/25

Feuchtigkeitsklasse AKR: → WO

**Gewählt: C20/25 XC3, WO**

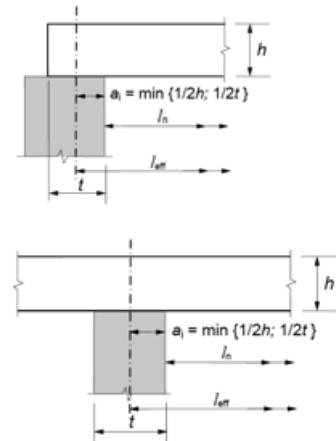
### Betondeckung

unten wegen Expositionsklasse XC1:  
 → Mindestbetondeckung  $c_{min,dur} = 10 \text{ mm}$   
 + Vorhaltemaß  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$   
 = Nennmaß der Betondeckung  $c_{nom} = 20 \text{ mm} = \text{Verlegemaß } c_v$

oben wegen Expositionsklasse XC3:  
 → Mindestbetondeckung  $c_{min,dur} = 20 \text{ mm}$   
 + Vorhaltemaß  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$   
 = Nennmaß der Betondeckung  $c_{nom} = 30 \text{ mm}$

symmetrische Felder 1 und 2

EC2-1-1, 5.3.2.2 (1) und Bild 5.4:  
 $l_n$  lichter Abstand zwischen den Auflagervorderkanten  
 $l_{eff}$  effektive Stützweite



Hinweis:  
 Der Nachweis der Mauerwerkspressung ist nach Eurocode 6 EC6-1-1 zu führen, nicht in diesem Beispiel.

EC2-1-1, 5.3.2.2 (1) und Bild 5.4:  
 min  $h / 2 = 60 \text{ mm}$  zulässig  
 Endauflager:  $t / 2 = 80 \text{ mm}$  (gewählt)  
 Zwischenaflager:  $t / 2 = 120 \text{ mm}$  (gewählt)

EC2-1-1, Tab. 4.1: Expositionsklassen  
 Unterseite: XC1 trocken (Bauteile in Innenräumen);  
 [600] Oberseite: XC3 → Mit der Einordnung in XC3 für Dächer mit einer wasserdichten Dachhaut für die Seite, auf der die Dachhaut liegt, soll min C20/25 und  $c_{min} = 20 \text{ mm}$  erreicht werden. In diesem Falle XC3 ist auch ein Vorhaltemaß von  $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$  ausreichend.  
 EC2-1-1, Anhang E, Tab. E.1.DE: Mindestbetondruckfestigkeit  
 WO – ohne Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion (Innenbauteile des üblichen Hochbaus)

Bei unterschiedlichen Expositionsklassen gleicher Kategorie (hier Karbonatisierung XC) genügt im Allgemeinen die Angabe der höherbeanspruchenden Expositionsklasse.

EC2-1-1/NA, (NDP) Tab. 4.4DE: Mindestbetondeckung  $c_{min,dur}$   
 EC2-1-1/NA, (NDP) 4.4.1.3 (1): Vorhaltemaß  $\Delta c_{dev}$   
 EC2-1-1, 4.4.1.1 (2), Gl. (4.1): Nennmaß  $c_{nom}$   
 Keine Abminderung von  $c_{min,dur}$  um 5 mm gemäß Tab. 4.3DE zulässig, da für XC3 C20/25 < C30/37 gewählt wird;

Verlegemaß  $c_v$  mit Unterstützung der oberen Bewehrung (auf Schalung stehend z. B. DBV/EC2 – 70 – S – L)

$h_U = 70$  mm der oberen 2 Lagen  $\phi$  10 mm (Annahme):

$$c_v = h - h_U - \phi_1 - \phi_2 = 120 - 70 - 2 \cdot 10 = 30 \text{ mm} = \text{Verlegemaß} \geq c_{\text{nom}}$$

Sicherstellung des Verbundes:

$$c_{\text{min}} = 10 \text{ mm} \geq \phi \text{ bzw. } \phi_n$$

Dies ist bei der Bewehrungswahl zu beachten!

### 1.4 Bestimmung der Deckendicke aus der Begrenzung der Verformungen

Begrenzung der Biegeschlankheit:

Schätzwert erforderliche Längsbewehrung:

$$\rho = \rho_{\text{lim}} = 0,24 \% \rightarrow l/d \leq K \cdot 35$$

normale Anforderungen:  $\text{erf } d \leq l / (K \cdot 35)$   
 $\text{erf } d \leq 4200 / (1,3 \cdot 35) = 92 \text{ mm}$

im Feld:  $h \geq \text{erf } d + \phi / 2 + c_v$   
 $= 92 + 8 / 2 + 20 = 116 \text{ mm}$

gewählt  $h = 120 \text{ mm}$   
 $> \text{erf } h = 116 \text{ mm}$   
 $> \text{min } h = 70 \text{ mm}$

Der Nachweis der Begrenzung der Verformung ohne direkte Berechnung gilt für die Deckenplatte des üblichen Hochbaues nur dann als erbracht, wenn der erforderliche Längsbewehrungsgrad  $\rho$  im GZT den Schätzwert unterschreitet. Anderenfalls ist der Nachweis mit verbesserten Eingangswerten zu wiederholen (vgl. Band 1 – Beispiel 2, 5.3 [7]).

## 2 Einwirkungen

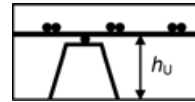
### 2.1 Charakteristische Werte

Bezeichnung der Einwirkungen	Charakteristischer Wert (kN/m <sup>2</sup> )
Ständig (Eigenlasten):	
– 15 mm Gipsputz: $0,015 \cdot 12 \text{ kN/m}^3$	0,18
– 120 mm Stahlbetonvollplatte: $0,12 \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	3,00
– Dampfsperre inkl. Klebmasse	0,07
– 130 mm i. M. Gefälledämmung: $13 \cdot 0,01 \text{ kN/m}^2/\text{cm}$	0,13
– 2 Lagen Bitumenschweißbahnen: $2 \cdot 0,07 \text{ kN/m}^2$	0,14
– 40 mm Sandschüttung: $0,04 \cdot 20 \text{ kN/m}^3$	0,80
– 20 mm Betonwerksteinplatten: $0,02 \cdot 24 \text{ kN/m}^3$	0,48
Summe:	<b><math>g_k = 4,80</math></b>
Veränderlich (Nutzlast):	<b><math>q_{k,1} = 4,00</math></b>

$\Delta c_{\text{dev}} = 10$  mm unter Dachdichtung ausreichend (siehe [600] zu 4.2).

EC2-1-1/NA, (NCI) 4.4.1.1 (2)P:

Nennmaß  $c_{\text{nom}} = c_v$ , Verlegemaß für die äußere Bewehrungslage, da keine Bügel erforderlich!



Unterstützung der oberen Bewehrung (z. B. DBV-Merkblatt Unterstützungen [DBV3])

Unterstützungshöhen nur in 10 mm Stufen

lieferbar  $\rightarrow h_U = 80$  mm wäre zu hoch!

EC2-1-1, 4.4.1.2 (3), Tab. 4.2 für Verbund

EC2-1-1/NA, (NDP) 4.4.1.3 (1)P:  $\Delta c_{\text{dev}} = 10$  mm

Hinweis: Betondeckung für Feuerwiderstand gemäß EC2-1-2 siehe [7] Band 1, Beispiel 2, Abschnitt 4.4

EC2-1-1/NA, (NCI) Zu 7.4.2 (2):

Die Biegeschlankheiten sollten jedoch allgemein auf  $l/d \leq K \cdot 35$  begrenzt werden.

EC2-1-1, 7.4.2 (2), Tab. 7.4N:

$K = 1,3$  für Endfeld einer zweiachsig gespannten Platte, die kontinuierlich über eine längere Seite durchläuft.

Annahme für Stabdurchmesser:  $\phi \leq 8$  mm

Die untere Betondeckung ist maßgebend

EC2-1-1, 9.3.1.1 (NA.5):

Mindestdicke  $h_{\text{min}}$  für Vollplatte

Hinweis:

Der vereinfachte Nachweis zur Begrenzung der Biegeschlankheit wurde empirisch für Platten hergeleitet, deren Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie ermittelt und deren Bewehrung entsprechend angeordnet wurde. Bei Anwendung nichtlinearer Verfahren oder Verfahren der Plastizitätstheorie, die i. d. R. zu einer anderen Bewehrungsmenge führen, ist eine rechnerische Verformungsabschätzung zu empfehlen. Dies gilt insbesondere dann, wenn die gewählte Deckendicke der erforderlichen aus dem Biegeschlankheitskriterium entspricht.

Im Beispiel wird darauf verzichtet, da die Bewehrung aus den Nachweisen der Gebrauchstauglichkeit auf Basis der Elastizitätstheorie gewählt wird.

Index k = charakteristisch

- EC1-1-1, Tab. A.1: Gipsmörtel
- EC1-1-1, Tab. A.1: Stahlbeton
- EC1-1-1, Tab. NA.A.27: Dachabdichtungen
- EC1-1-1, Tab. NA.A.20: Platten, Matten
- EC1-1-1, Tab. A.7: Lagerstoffe
- EC1-1-1, Tab. A.1: Normalbeton

EC1-1-1/NA, (NDP) Tab. 6.1DE, Kategorie Z:

Dachterrassen  $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$

Die Einzellast  $Q_k = 2,0 \text{ kN}$  ist hier nicht maßgebend.



## 2.2 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

Einwirkungen	günstig	ungünstig
ständige	$\gamma_G = 1,0$	$\gamma_G = 1,35$
Veränderliche	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,50$

$$\begin{aligned}
 g_d &= \gamma_G \cdot g_k = 1,35 \cdot 4,80 = 6,48 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{d,1} &= \gamma_Q \cdot q_{k,1} = 1,50 \cdot 4,00 = 6,00 \text{ kN/m}^2 \\
 e_d &= g_d + q_{d,1} = \mathbf{12,48 \text{ kN/m}^2}
 \end{aligned}$$

## 2.3 Repräsentative Werte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit:  
für alle Einwirkungen gilt :

$$\gamma_F = 1,0$$

Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit:

Einwirkungskombination:

$$\begin{aligned}
 \text{selten} & \quad \psi_{0,1} = 0,70 \\
 \text{häufig} & \quad \psi_{1,1} = 0,50 \\
 \text{quasi-ständig} & \quad \psi_{2,1} = 0,30
 \end{aligned}$$

In diesem Beispiel wird die seltene (charakteristische) Einwirkungskombination (für die Begrenzung der Betonstahlspannungen) sowie die quasi-ständige Einwirkungskombination (für die Rissbreitenbegrenzung und die Begrenzung der Betondruckspannungen) benötigt:

$$\begin{aligned}
 \text{a) selten:} \quad E_{d,rare} &= G_k + Q_{k,1} + \Sigma(\psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}) \\
 g_k &= 4,80 \text{ kN/m}^2 \\
 q_{k,1} &= 4,00 \text{ kN/m}^2 \\
 e_{d,rare} &= \mathbf{8,80 \text{ kN/m}^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{b) quasi-ständig:} \quad E_{d,perm} &= G_k + \Sigma(\psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}) \\
 g_k &= 4,80 \text{ kN/m}^2 \\
 \psi_{2,1} \cdot q_{k,1} = 0,3 \cdot 4,00 &= 1,20 \text{ kN/m}^2 \\
 e_{d,perm} &= \mathbf{6,00 \text{ kN/m}^2}
 \end{aligned}$$

EC0, (NDP) A.1.3.1 (4), Tab. NA.1.2 (B):  
Teilsicherheitsbeiwerte für Einwirkungen  
ungünstig bzw. günstig

Index d = design (Bemessung)  
Günstig bzw. ungünstig bezeichnet die  
Auswirkungen der Einwirkungen auf die  
Schnittgrößen und die Bemessungs-  
ergebnisse.

EC2-1-1/NA, (NCI) 5.1.3 (NA.2):  
Bei durchlaufenden Platten und Balken darf  
für ein und dieselbe unabhängige ständige  
Einwirkung (z. B. Eigenlast) entweder der  
obere oder der untere Wert  $\gamma_G$  in allen Feldern  
gleich angesetzt werden  $\rightarrow$  hier:  $\gamma_G = 1,35$   
angesetzt.

EC0, A.1.4.1 (1): Teilsicherheitsbeiwerte für  
die Einwirkungen auf Tragwerke im GZG

EC0/NA, (NDP) A.1.2.2, Tab. NA.A.1.1:  
 $\psi_{0,i}$  nur bei  $i > 1$ , d.h. mehr als einer  
veränderlichen Einwirkung,  
in diesem Beispiel nicht relevant

EC1-1-1/NA, (NDP) Tab. 6.1DE, Kategorie Z<sup>d</sup>:  
<sup>d</sup> Für die Einwirkungskombination die  
Nutzlastkategorie des jeweiligen Gebäudes  
zuordnen  
 $\rightarrow$  hier: Wohngebäude = Kategorie A  
EC0, (NDP) A.1.2.2, Tab. NA.A.1.1:  
Nutzlasten Kategorie A:  
Wohn- und Aufenthaltsräume

Der erste Fußzeiger von  $\psi_{j,i}$  bezeichnet die  
Einwirkungskombination, der zweite die  
veränderliche (Verkehrs-)Last, die mit  $\psi_{j,i}$   
multipliziert wird.

EC0, 3.4: Bemessungssituationen im  
Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit  
werden wie folgt eingeteilt:  
- seltene (charakteristische) Situationen mit  
nicht umkehrbaren (bleibenden)  
Auswirkungen auf das Tragwerk,  
- häufige Situationen mit umkehrbaren  
(nicht bleibenden) Auswirkungen  
auf das Tragwerk,  
- quasi-ständige Situationen mit  
Langzeitauswirkungen auf das Tragwerk

### 3 Schnittgrößenermittlung

#### 3.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

##### 3.1.1 Biegemomente

Verfahren der Schnittgrößenermittlung nach der Plastizitätstheorie:

Zur Bestimmung der Traglast werden Bruchlinien definiert, in denen sich die Relativverdrehung der plastischen Zone konzentriert und ein Maximalmoment übertragen wird. Der Verlauf hängt von den Lagerungsbedingungen ab. Die Platte wird somit in ein kinematisches System von Plattenteilen zerlegt.

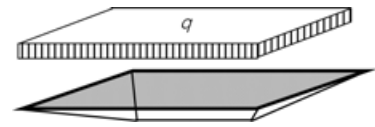
Der Bruch der Platte wird durch das Entstehen eines Gelenksystems eingeleitet. Der Bruchkörper ist ein gerader Keil in der Form eines umgedrehten Walmdaches. Die von der Bruchlast bei der Verformung zum Walmdach geleistete virtuelle äußere Formänderungsarbeit wird dem Produkt des Inhalts des Bruchkörpers und der Bruchlastintensität gleichgesetzt.

Es wird vorausgesetzt, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit an bestimmten Bruchlinien der Platte durch das Fließen des Betonstahls erreicht wird und Betonversagen ausgeschlossen werden kann.

Dies ist für relativ schwach bewehrte Stahlbetonplatten mit Bewehrungsgraden von  $\rho = 0,2$  bis  $1,0$  % zu erwarten.

Das Verhältnis von Stütz- zu Feldmoment muss vorab sinnvoll gewählt werden (zwischen 0,5 und 2,0).

EC2-1-1, 5.6  
DAfStb-Heft [425], 2.5.5.3.1



EC2-1-1, 5.6.2 (2) mit (NDP) 5.6.2 (2):  
Die erforderliche Duktilität darf als ausreichend angenommen werden, wenn alle folgenden Voraussetzungen erfüllt sind:

- i) die Fläche der Zugbewehrung ist so begrenzt, dass in jedem Querschnitt  $x_u / d \leq 0,25$  für  $\leq C50/60$  eingehalten wird;
- ii) der Betonstahl entspricht Klasse B;
- iii) das Verhältnis von Stütz- zu Feldmoment liegt zwischen 0,5 und 2,0.

Zum Vergleich: [7] Band 1, Beispiel 2, elastische Berechnung:  
 $-m_{xcm} / m_{xmi} = 22,01 / 12,07 = 1,8$

Auszug aus [44] Schmitz: Anwendung der Bruchlinientheorie  
In: Stahlbetonbau aktuell 2013, Seiten C.56 ff., Tafeln C.2.11a und C.2.11b

Stützungsarten:		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;"> </td> <td style="text-align: right;">Leitwert <math>K = q \cdot l_x \cdot l_y</math></td> </tr> <tr> <td style="text-align: center;"> <table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">2.1</td> <td style="text-align: center;">2.2</td> <td style="text-align: center;">3.1</td> <td style="text-align: center;">3.2</td> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">5.1</td> <td style="text-align: center;">5.2</td> <td style="text-align: center;">6</td> </tr> </table> </td> <td style="text-align: right;">Feldmomente <math>m_{xf} = K / f_x</math>      <math>m_{yf} = K / f_y</math></td> </tr> <tr> <td></td> <td style="text-align: right;">Stützmomente <math>m_{xs} = -K / s_x</math>      <math>m_{ys} = -K / s_y</math></td> </tr> </table>																					Leitwert $K = q \cdot l_x \cdot l_y$	<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">2.1</td> <td style="text-align: center;">2.2</td> <td style="text-align: center;">3.1</td> <td style="text-align: center;">3.2</td> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">5.1</td> <td style="text-align: center;">5.2</td> <td style="text-align: center;">6</td> </tr> </table>	1	2.1	2.2	3.1	3.2	4	5.1	5.2	6	Feldmomente $m_{xf} = K / f_x$ $m_{yf} = K / f_y$		Stützmomente $m_{xs} = -K / s_x$ $m_{ys} = -K / s_y$
	Leitwert $K = q \cdot l_x \cdot l_y$																																			
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="text-align: center;">1</td> <td style="text-align: center;">2.1</td> <td style="text-align: center;">2.2</td> <td style="text-align: center;">3.1</td> <td style="text-align: center;">3.2</td> <td style="text-align: center;">4</td> <td style="text-align: center;">5.1</td> <td style="text-align: center;">5.2</td> <td style="text-align: center;">6</td> </tr> </table>	1	2.1	2.2	3.1	3.2	4	5.1	5.2	6	Feldmomente $m_{xf} = K / f_x$ $m_{yf} = K / f_y$																										
1	2.1	2.2	3.1	3.2	4	5.1	5.2	6																												
	Stützmomente $m_{xs} = -K / s_x$ $m_{ys} = -K / s_y$																																			
Stützung	Bewert	Verhältnis Stütz- zu Feldmoment $-m_s / m_f = 1,0$										Verhältnis Stütz- zu Feldmoment $-m_s / m_f = 1,5$																								
		Seitenverhältnis $l_y / l_x$ ( $l_x = l_{min}$ )										Seitenverhältnis $l_y / l_x$ ( $l_x = l_{min}$ )																								
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0													
1	$f_x$	24,0	22,1	21,0	20,3	20,0	19,9	20,0	20,2	20,5	20,9	21,3	24,0	22,1	21,0	20,3	20,0	19,9	20,0	20,2	20,5	20,9	21,3	24,0	22,1	21,0	20,3	20,0	19,9	20,0	20,2	20,5	20,9	21,3		
	$f_y$	24,0	26,8	30,2	34,4	39,2	44,9	51,3	58,5	66,5	75,5	85,3	24,0	26,8	30,2	34,4	39,2	44,9	51,3	58,5	66,5	75,5	85,3	24,0	26,8	30,2	34,4	39,2	44,9	51,3	58,5	66,5	75,5	85,3		
2.1	$f_x$	36,8	32,2	29,1	27,1	25,8	24,9	24,4	24,2	24,1	24,1	24,3	43,8	37,7	33,6	30,8	28,8	27,5	26,7	26,1	25,9	25,7	25,8	43,8	37,7	33,6	30,8	28,8	27,5	26,7	26,1	25,9	25,7	25,8		
	$f_y$	25,3	26,7	28,8	31,5	34,7	38,5	42,9	47,9	53,5	59,8	66,7	26,3	27,4	29,0	31,2	33,9	37,2	41,0	45,4	50,3	55,8	61,9	26,3	27,4	29,0	31,2	33,9	37,2	41,0	45,4	50,3	55,8	61,9		
	$s_y$	25,3	26,7	28,8	31,5	34,7	38,5	42,9	47,9	53,5	59,8	66,7	17,5	18,3	19,4	20,8	22,6	24,8	27,3	30,2	33,5	37,2	41,2	17,5	18,3	19,4	20,8	22,6	24,8	27,3	30,2	33,5	37,2	41,2		
2.2	$f_x$	25,3	24,4	24,1	24,1	24,4	24,8	25,4	26,0	26,8	27,6	28,4	26,3	25,8	25,8	26,0	26,5	27,2	27,9	28,8	29,7	30,7	31,7	26,3	25,8	25,8	26,0	26,5	27,2	27,9	28,8	29,7	30,7	31,7		
	$f_y$	38,8	43,0	50,5	59,4	69,6	81,4	94,7	110	126	145	166	43,8	52,0	61,8	73,3	86,6	102	119	138	160	184	211	43,8	52,0	61,8	73,3	86,6	102	119	138	160	184	211		
	$s_x$	25,3	24,4	24,1	24,1	24,4	24,8	25,4	26,0	26,8	27,6	28,4	17,5	17,2	17,2	17,4	17,7	18,1	18,6	19,2	19,8	20,4	21,1	17,5	17,2	17,2	17,4	17,7	18,1	18,6	19,2	19,8	20,4	21,1		
3.1	$f_x$	56,6	47,7	41,6	37,3	34,3	32,2	30,7	29,6	29,0	28,5	28,3	79,0	65,2	55,6	48,8	43,8	40,2	37,5	35,6	34,2	33,2	32,4	79,0	65,2	55,6	48,8	43,8	40,2	37,5	35,6	34,2	33,2	32,4		
	$f_y$	28,3	28,9	29,9	31,5	33,6	36,2	39,3	42,8	46,9	51,5	56,6	31,6	31,6	32,0	33,0	34,3	36,1	38,4	41,1	44,3	47,9	51,9	31,6	31,6	32,0	33,0	34,3	36,1	38,4	41,1	44,3	47,9	51,9		
	$s_y$	28,3	28,9	29,9	31,5	33,6	36,2	39,3	42,8	46,9	51,5	56,6	21,1	21,0	21,4	22,0	22,9	24,1	25,6	27,4	29,5	31,9	34,6	21,1	21,0	21,4	22,0	22,9	24,1	25,6	27,4	29,5	31,9	34,6		
3.2	$f_x$	28,3	28,2	28,6	29,2	30,0	31,0	32,1	33,2	34,4	35,7	37,0	31,6	32,2	33,0	34,1	35,4	36,8	38,3	39,9	41,5	43,2	44,9	31,6	32,2	33,0	34,1	35,4	36,8	38,3	39,9	41,5	43,2	44,9		
	$f_y$	56,6	68,3	82,4	98,9	118	139	164	192	223	257	296	79,0	97,3	119	144	174	207	245	288	336	390	449	79,0	97,3	119	144	174	207	245	288	336	390	449		
	$s_x$	28,3	28,2	28,6	29,2	30,0	31,0	32,1	33,2	34,4	35,7	37,0	21,1	21,4	22,0	22,8	23,6	24,5	25,5	26,6	27,7	28,8	29,9	21,1	21,4	22,0	22,8	23,6	24,5	25,5	26,6	27,7	28,8	29,9		
6	$f_x$	48,0	44,2	42,0	40,7	40,0	39,9	40,0	40,5	41,1	41,8	42,7	60,0	55,3	52,5	50,8	50,1	49,8	50,1	50,6	51,3	52,3	53,3	60,0	55,3	52,5	50,8	50,1	49,8	50,1	50,6	51,3	52,3	53,3		
	$f_y$	48,0	53,5	60,4	68,7	78,5	89,7	102	117	133	151	171	60,0	66,9	75,5	85,9	98,1	112	128	146	166	189	213	60,0	66,9	75,5	85,9	98,1	112	128	146	166	189	213		
	$s_x$	48,0	44,2	42,0	40,7	40,0	39,9	40,0	40,5	41,1	41,8	42,7	40,0	36,9	35,0	33,9	33,4	33,2	33,4	33,7	34,2	34,8	35,6	40,0	36,9	35,0	33,9	33,4	33,2	33,4	33,7	34,2	34,8	35,6		
	$s_y$	48,0	53,5	60,4	68,7	78,5	89,7	102	117	133	151	171	40,0	44,6	50,4	57,3	65,4	74,8	85,4	97,4	111	126	142	40,0	44,6	50,4	57,3	65,4	74,8	85,4	97,4	111	126	142		

**1. Ansatz:** Verhältnis Stütz- zu Feldmoment  $-m_s / m_f = 1,5$  und sofortige Kontrolle der indirekten Rotation

Ermittlung der Biegemomente nach [44]

$$\text{Leitwert } K = e_d \cdot l_x \cdot l_y = 12,48 \cdot 4,20 \cdot 5,16 = 270 \text{ kN}$$

Stützmoment:  $m_{xs} = -K / s_x$

mit  $l_y / l_x = 5,16 / 4,20 = 1,23$  und Stützungsart 2.2 wird der Beiwert  $s_x = 17,3$  aus obiger Tafel abgelesen  
 $m_{xs} = -270 / 17,3 = -15,6 \text{ kNm/m}$

Kontrolle der Duktilität für das Verhältnis von Stütz- zu Feldmoment mit 1,5 (zwischen 0,5 und 2,0) über die bezogene Druckzonenhöhe:

Statische Nutzhöhe über dem Zwischenaufleger:  
 $d = h - c_v - 0,5 \cdot \phi = 120 - 30 - 0,5 \cdot 10 = 85 \text{ mm}$

Bemessungswert der Betonfestigkeit:

$$\text{C20/25: } f_{cd} = 0,85 \cdot 20 / 1,50 = 11,3 \text{ N/mm}^2$$

Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten (je lfdm):

$$\begin{aligned} \mu_{\text{Eds}} &= |m_{xs}| / (d^2 \cdot f_{cd}) \\ &= 15,6 \cdot 10^{-3} / (0,085^2 \cdot 11,3) = 0,191 \end{aligned}$$

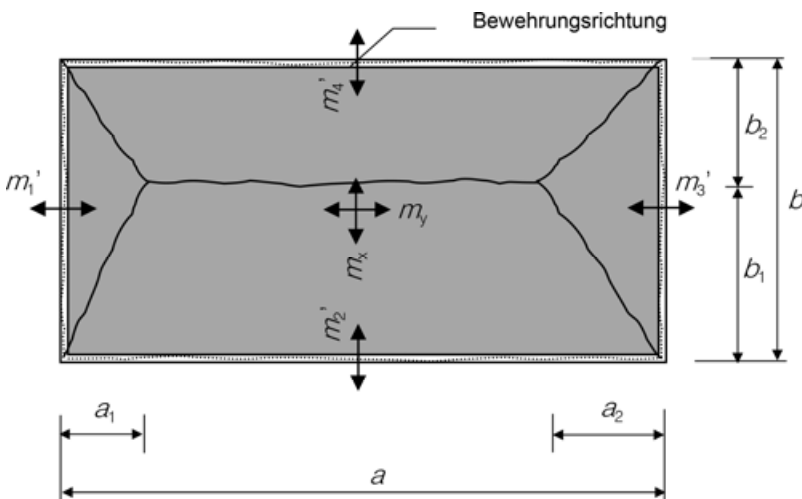
[7] mit  $\mu_{\text{Eds}} = 0,190$  abgelesen:  $\xi = 0,264 > 0,25$

→ Die Duktilität des kritischen Querschnittes reicht für die geplante Plastifizierung nicht aus. Die Rotationsfähigkeit ist indirekt nicht nachweisbar.

Der direkte vereinfachte Nachweis der plastischen Rotation bei vorwiegend biegebeanspruchten Bauteilen ist nur für stabförmige Bauteile und einachsig gespannte Platten verwendbar.

**2. Ansatz:** Verhältnis von Stütz- zu Feldmoment  $-m_s / m_f = 1,0$  und Ermittlung der endgültigen Biegemomente

Bruchlinien und Bemessungsmomente für den allgemeinen Fall einer vierseitig eingespannten Stahlbetonrechteckplatte



Dabei sind:

$$\begin{aligned} m_y &= \mu \cdot m_x & m_3^s &= -i_3 \cdot m_y \\ m_1^s &= -i_1 \cdot m_y & m_4^s &= -i_4 \cdot m_x \\ m_2^s &= -i_2 \cdot m_x \end{aligned}$$

[44] Tafel C.2.11b *Schmitz*: Anwendung der Bruchlinientheorie

[44] Tafel C.2.11b  
 $e_d$  siehe 2.2  
 $l_x = l_{\text{eff},x}$  und  $l_y = l_{\text{eff},y}$  siehe 1.2

EC2-1-1, 5.6.2 (1)P mit 5.6.1 (2)P: Verfahren nach der Plastizitätstheorie dürfen im GZT verwendet werden, wenn die Duktilität der kritischen Querschnitte für die geplante Plastifizierung ausreichen.

[7] Band 1, Anhang A4: Bemessungstabelle bis C50/60  
 Bezogene Werte:  
 $\xi$  = bezogene Druckzonenhöhe  $x_u / d$

DAfStb-Heft [600], zu 5.6.2 (2): Für zweiachsig gespannte Platten existieren derzeit keine geeigneten bzw. anerkannte Verfahren zur Ermittlung der erforderlichen Rotation.

Die Ermittlung der Bemessungsmomente kann wie beim 1. Ansatz mit der Tafel [44] C.2.11a erfolgen.

Beispielhaft werden hier die Bemessungsmomente mit den zugrunde liegenden Gleichungen ermittelt. Andere Lagerungsfälle und Momentenverhältnisse lassen sich direkt ableiten.

Da der Nachweis der Rotationsfähigkeit für das Verhältnis  $-m_s / m_f = 1,5$  über  $x / d$  nur geringfügig überschritten wird, wäre als 2. Ansatz ein Verhältnis  $-m_s / m_f = 1,3 \dots 1,4$  zweckmäßig.

Die Wahl des Momentenverhältnisses sollte dazu führen, dass die Bemessungsmomente im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unter der seltenen Einwirkungskombination möglichst kleiner sind, als die im Grenzzustand der Tragfähigkeit, um das Fließen der Bewehrung unter Gebrauchslasten zu vermeiden ( $\sigma_{s,\text{rare}} \leq 400 \text{ N/mm}^2$ ).

In diesem Beispiel werden im 2. Ansatz dessen ungeachtet die Bemessungsmomente im Verhältnis  $-m_s / m_f = 1,0$  bestimmt, um die Vergleichbarkeit mit den Tafelwerten beizubehalten

Angegeben sind die Bruchlinien auf der Plattenunterseite. Auf der Plattenoberseite bilden sich an den Zwischenauflägern bzw. Einspannungen weitere Bruchlinien.

mit  $i_1, i_2, i_3, i_4$  Verhältnis von Stütz- zu Feldmomenten  
 $i_1 = i_2 = i_3 = 0$  Seiten 1, 2, 3 gelenkig gelagert  
 $i_4 = 1,0$  Seiten 4 eingespannt (Durchlaufwirkung)

$$a = 5,16 \text{ m}$$

$$b = 4,20 \text{ m}$$

$$a / b = 1,23$$

und  $\mu$  Verhältnis der Feldmomente, angenommen:

$$\mu \approx \left( \frac{b_r}{a_r} \right)^2$$

wird mit den reduzierten Längen

$$a_r = \frac{2 \cdot a}{\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}} = \frac{2 \cdot 5,16}{\sqrt{1} + \sqrt{1}} = 5,16 \text{ m}$$

$$b_r = \frac{2 \cdot b}{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}} = \frac{2 \cdot 4,20}{\sqrt{1} + \sqrt{1+1}} = 3,48 \text{ m}$$

$$\mu \approx \left( \frac{3,48}{5,16} \right)^2 = 0,455$$

→ Feldmoment in Haupttragrichtung:

$$m_{xf} = \frac{e_d \cdot b_r^2}{24} \left( \sqrt{3 + \mu \left( \frac{b_r}{a_r} \right)^2} - \sqrt{\mu} \cdot \frac{b_r}{a_r} \right)^2$$

$$m_{xf} = \frac{12,48 \cdot 3,48^2}{24} \left( \sqrt{3 + 0,455 \left( \frac{3,48}{5,16} \right)^2} - \sqrt{0,455} \cdot \frac{3,48}{5,16} \right)^2$$

$$m_{xf} = 11,24 \text{ kNm/m}$$

→ Feldmoment in Nebentragrichtung:

$$m_{yf} = 0,455 \cdot 11,24$$

$$m_{yf} = 5,11 \text{ kNm/m}$$

→ Stützmoment:

$$m_{xs} = -1,0 \cdot 11,24$$

$$m_{xs} = -11,24 \text{ kNm/m}$$

Indirekte Kontrolle der Duktilität für das Verhältnis von Stütz- zu Feldmoment mit 1,0 (zwischen 0,5 und 2,0) über die bezogene Druckzonenhöhe:

Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten (je lfdm):

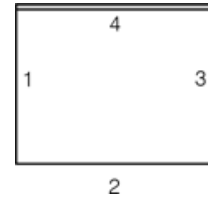
$$\mu_{E_{ds}} = |m_{xs}| / (d^2 \cdot f_{cd})$$

$$= 11,24 \cdot 10^3 / (0,085^2 \cdot 11,3) = 0,138$$

[7] mit  $\mu_{E_{ds}} = 0,14$  abgelesen:

$$\xi = 0,188 < 0,25$$

→ Die Rotationsfähigkeit ist damit indirekt nachgewiesen!



$a = l_{\text{eff},y}$  und  $b = l_{\text{eff},x}$  siehe 1.2

[44] Gl. C.2.32

Mit diesem Ansatz für  $\mu$  stellt sich ein der Elastizitätstheorie angenähertes Tragverhalten ein.

[44] Gl. C.2.30 a

[44] Gl. C.2.30 b

[44] Gl. C.2.29

in Anlehnung an [37] Haase:  
Bruchlinientheorie von Platten (1962)

Zum Vergleich mit Tafelwerten:

[44] Tafel C.2.11a

mit  $K = 270 \text{ kN}$  und  $l_y / l_x = 1,23$

Stützungsart 2.2

Feldmomente:

$$f_x = 24,1 \quad m_{xf} = 270 / 24,1 = 11,20 \text{ kNm/m}$$

$$f_y = 53,2 \quad m_{yf} = 270 / 53,2 = 5,08 \text{ kNm/m}$$

Stützmoment:

$$s_y = 24,1 \quad m_{xs} = -270 / 24,1 = -11,20 \text{ kNm/m}$$

[7] Band 1, Anhang A4:

Bemessungstabelle bis C50/60

$\xi$  = bezogene Druckzonenhöhe  $x_u / d$

**Zum Vergleich:**

Ermittlung der Biegemomente nach [46] Bild 2, Platte 42

Verhältnis von Stütz- zu Feldmomenten:

$$\mu_e = -m_{ey} / m_y = 1,0$$

Seitenverhältnisse:

$$\lambda = l_x / l_y = 1,23$$

Verhältnis der Feldmomente in Haupt- zu Nebentragsrichtung:

$$\mu = m_y / m_x = 1 / 0,455 = 2,20$$

$$\rightarrow m_x = 0,455 m_y$$

→ Feldmoment in Haupttragsrichtung:

$$2,73 \cdot m_x + 2,16 \cdot \lambda \cdot m_y + 0,79 \cdot \lambda \cdot m_{ey}$$

$$= (0,25 \cdot \lambda \cdot -0,061) \cdot e_d \cdot l_y^2$$

$$2,73 \cdot 0,455 \cdot m_y + 2,16 \cdot 1,23 \cdot m_y + 0,79 \cdot 1,23 \cdot m_y$$

$$= (0,25 \cdot 1,23 \cdot -0,061) \cdot 12,48 \cdot 4,20^2$$

$$4,87 m_y = 54,27$$

$$\rightarrow m_y = 11,14 \text{ kNm/m}$$

→ Feldmoment in Nebentragsrichtung:

$$m_x = \mu \cdot m_y$$

$$m_x = 0,455 \cdot 11,14$$

$$m_x = 5,07 \text{ kNm/m}$$

→ Stützmoment:

$$m_{ey} = -1,0 \cdot m_y$$

$$m_{ey} = -1,0 \cdot 11,14$$

$$m_{ey} = -11,14 \text{ kNm/m}$$

**Zum Vergleich:**

Kontrolle der Biegemomente mittels Arbeitsgleichungen

Lage der Bruchlinien

$$a_1 = \sqrt{\frac{6 \cdot \mu \cdot m_x}{e_d} \cdot (1 + i_1)} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,455 \cdot 11,24}{12,48}} = 1,57 \text{ m}$$

$$a_2 = \sqrt{\frac{6 \cdot \mu \cdot m_x}{e_d} \cdot (1 + i_3)} = \sqrt{\frac{6 \cdot 0,455 \cdot 11,24}{12,48}} = 1,57 \text{ m}$$

$$\text{Hilfswert B: } B = 3 - \frac{2(a_1 + a_2)}{a} = 3 - \frac{2(1,57 + 1,57)}{5,16} = 1,78$$

$$b_1 = \sqrt{\frac{6 \cdot m_x}{e_d \cdot B} \cdot (1 + i_2)} = \sqrt{\frac{6 \cdot 11,24}{12,48 \cdot 1,78}} = 1,74 \text{ m}$$

$$b_2 = \sqrt{\frac{6 \cdot m_x}{e_d \cdot B} \cdot (1 + i_4)} = \sqrt{\frac{6 \cdot 11,24}{12,48 \cdot 1,78} \cdot (1 + 1)} = 2,46 \text{ m}$$

Bestimmung der virtuellen äußeren Formänderungsarbeit

Plattenteil (I)

$$W_a^I = \frac{4,20 \cdot a_1}{2} \cdot e_d \cdot \frac{1}{3} = 0,70 \cdot a_1 \cdot e_d$$

[46] Friedrich: Plastische Berechnungsverfahren: Formeln und Diagramme für Rechteckplatten (2011) (Bezeichnungen nach [46])

siehe oben

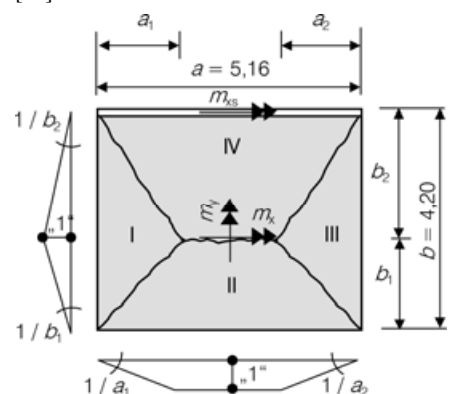
Zum Ablesen der Beiwerte sind die Koordinatenangaben zu vertauschen

 $e_d$  siehe 2.2Kontrolle der Rotationsfähigkeit für das Verhältnis  $-m_{ey} / m_y = 1,0$  über die bezogene Druckzonenhöhe siehe oben.

in Anlehnung an [37] Haase: Bruchlinientheorie von Platten, Werner-Verlag (1962)

Angaben sind die Bruchlinien auf der Plattenunterseite. Auf der Plattenoberseite bildet sich am Zwischenaufleger eine weitere Bruchlinie

[44] Gl. C.2.31 a-e

Die virtuelle äußere Arbeit  $W_a^i$  je Plattenteil errechnet sich für Flächenlasten aus dem Produkt der jeweiligen Fläche, der Belastung und der Schwerpunktsverschiebung infolge einer virtuellen Durchbiegung „1“. $e_d$  siehe 2.2

Plattenteil (II)

$$W_a^{II} = b_1 \cdot (5,16 - a_1 - a_2) \cdot e_d \cdot \frac{1}{2} + b_1 \cdot (a_1 + a_2) \cdot \frac{1}{2} \cdot e_d \cdot \frac{1}{3}$$

$$W_a^{II} = (2,58 \cdot b_1 - \frac{1}{3} a_1 \cdot b_1 - \frac{1}{3} a_2 \cdot b_1) \cdot e_d$$

Plattenteil (III)

$$W_a^{III} = \frac{4,20 \cdot a_2}{2} \cdot e_d \cdot \frac{1}{3} = 0,70 \cdot a_2 \cdot e_d$$

Plattenteil (IV)

$$W_a^{IV} = (2,58 \cdot b_2 - \frac{1}{3} a_1 \cdot b_2 - \frac{1}{3} a_2 \cdot b_2) \cdot e_d$$

Somit

$$\begin{aligned} \Sigma W_a &= (0,70 \cdot 1,57 + \\ &+ 2,58 \cdot 1,74 - 1,57 \cdot 1,74 / 3 - 1,57 \cdot 1,74 / 3 + \\ &+ 0,70 \cdot 1,57 + \\ &+ 2,58 \cdot 2,46 - 1,57 \cdot 2,46 / 3 - 1,57 \cdot 2,46 / 3) \cdot e_d \end{aligned}$$

$$\Sigma W_a = 8,64 \cdot e_d$$

Bestimmung der virtuellen inneren Arbeit

$$\text{Plattenteil I} \quad W_i^I = \frac{1}{a_1} \cdot \mu \cdot m_x \cdot 4,20$$

$$\text{Plattenteil II} \quad W_i^{II} = \frac{1}{b_1} \cdot m_x \cdot 5,16$$

$$\text{Plattenteil III} \quad W_i^{III} = \frac{1}{a_2} \cdot \mu \cdot m_x \cdot 4,20$$

$$\text{Plattenteil IV} \quad W_i^{IV} = \frac{1}{b_2} \cdot (1+1) \cdot m_x \cdot 5,16 = \frac{1}{b_2} \cdot m_x \cdot 10,32$$

Somit

$$\Sigma W_i = (0,455 \cdot 4,20 / 1,57 + 5,16 / 1,74 + \\ + 0,455 \cdot 4,20 / 1,57 + 10,32 / 2,46) \cdot m_x$$

$$\Sigma W_i = 9,60 \cdot m_x$$

Gleichgewichtsbetrachtung:  $\Sigma W_a = \Sigma W_i$ 

$$9,60 \cdot m_x = 8,64 \cdot e_d$$

$$m_x = 8,64 \cdot 12,48 / 9,60$$

$$m_x = \mathbf{11,23 \text{ kNm/m}}$$

Feldmoment Haupttragrichtung

$$m_{xs} = -1,0 \cdot m_x = -1,0 \cdot 11,23$$

$$m_{xs} = \mathbf{-11,23 \text{ kNm/m}}$$

Stützmoment Haupttragrichtung

$$m_y = \mu \cdot m_x = 0,455 \cdot 11,23$$

$$m_y = \mathbf{5,11 \text{ kNm/m}}$$

Feldmoment Nebentragrichtung

gesamte virtuelle äußere Formänderungsarbeit

Die virtuelle innere Arbeit  $W_i^I$  ermittelt sich aus dem Winkel um die Drehachse, dem Bruchmoment und der Länge.im Plattenteil IV:  $m_x = -1,0 m_{xs}$ 

gesamte virtuelle innere Arbeit

Bei Annahme einer inkrementellen Verdrehung der einzelnen Plattenteile wird die virtuelle äußere Formänderungsarbeit und die virtuelle innere Arbeit verrichtet, die dem Betrag nach gleich sein muss:  $\Sigma W_a = \Sigma W_i$  $e_d$  siehe 2.2