



Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E.V.

Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2

Band 1: Hochbau



Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2

Band 1: Hochbau



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

Beispiele zur Bemessung nach Eurocode 2

Band 1: Hochbau

Herausgeber:
Deutscher Beton- und Bautechnik Verein E.V.
Kurfürstenstr. 129
10785 Berlin
info@betonverein.de

1. korrigierter Nachdruck

Titelbild: Bundesministerium für Gesundheit, Bonn
© Tomas Riehle, Köln

Bibliografische Information Der Deutschen Nationalbibliothek
Die Deutsche Nationalbibliothek verzeichnet diese Publikation in der Deutschen Nationalbibliografie;
detaillierte bibliografische Daten sind im Internet über <http://dnb.d-nb.de> abrufbar.

© 2011 Wilhelm Ernst & Sohn, Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co. KG, Rotherstr. 21, 10245 Berlin, Germany

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages in irgendeiner Form – durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen oder übersetzt werden.

All rights reserved (including those of translation into other languages). No part of this book may be reproduced in any form – by photoprinting, microfilm, or any other means – nor transmitted or translated into a machine language without written permission from the publisher.

Die Wiedergabe von Warenbezeichnungen, Handelsnamen oder sonstigen Kennzeichen in diesem Buch berechtigt nicht zu der Annahme, daß diese von jedermann frei benutzt werden dürfen. Vielmehr kann es sich auch dann um eingetragene Warenzeichen oder sonstige gesetzlich geschützte Kennzeichen handeln, wenn sie als solche nicht eigens markiert sind.

Umschlaggestaltung: Designpur, Berlin
Druck und Bindung: Betz-druck GmbH, Darmstadt

Printed in the Federal Republic of Germany
Gedruckt auf säurefreiem Papier.

ISBN: 978-3-433-01877-4

Inhaltsverzeichnis

	Seiten
Vorwort.....	VII–VIII
Hinweise für die Benutzung.....	IX
Beispiele	
Beispiel 1 Vollplatte, einachsig gespannt.....	1-1 bis 1-15
Beispiel 2 Vollplatte, zweiachsig gespannt.....	2-1 bis 2-17
Beispiel 3 Vollplatte mit großer Dicke.....	3-1 bis 3-29
Beispiel 4 Punktförmig gestützte Platte.....	4-1 bis 4-30
Beispiel 5 Einfeldbalken – Fertigteil.....	5-1 bis 5-27
Beispiel 6 Zweifeldriger Durchlaufbalken mit Kragarm.....	6-1 bis 6-35
Beispiel 7 Plattenbalkendecke mit Fertigplatten und statisch mitwirkender Ortbetonschicht.....	7-1 bis 7-36
Beispiel 8 Vorgespannter Dachbinder.....	8-1 bis 8-46
Beispiel 9 Hochbau – Innenstütze.....	9-1 bis 9-16
Beispiel 10 Hochbau – Randstütze.....	10-1 bis 10-28
Beispiel 11 Blockfundament.....	11-1 bis 11-20
Beispiel 12 Köcherfundament.....	12-1 bis 12-19
Anhang	
A1–A2 Stabdurchmessertabellen (Flächen- und Balkenbewehrung).....	A-1
A3 Lieferprogramm für Betonstahl-Lagermatten.....	A-2
Bemessungshilfsmittel	
A4 Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt.....	A-3
A5 Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung	A-4
A6 Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt.....	A-5
A7 Interaktionsdiagramm für den Kreisquerschnitt.....	A-6
A8 Allgemeines Bemessungsdiagramm für Rechteckquerschnitte.....	A-7
A9 Geometrische Größen für Rechteck- und Plattenbalkenquerschnitte im Zustand I und II.....	A-8
A10 Erweiterte Grenzdurchmessertabelle ϕ_s^* zur Rissbreitenbegrenzung.....	A-9
A11 Auszug DIN EN 1990/NA: Teilsicherheits- und Kombinationsbeiwerte.....	A-10
Schrifttum.....	A-11
Stichwortverzeichnis.....	A-16

Vorwort zum Nachdruck der 1. Auflage

Die 1. Auflage der DBV-Beispielsammlung zum Eurocode 2, Band 1, wurde sehr gut in der Praxis angenommen und war nach ungefähr einem Jahr vergriffen. Die Leser nutzten aktiv den Aufruf, uns Meinungen, Kritiken und Hinweise auf Fehler zur Beispielsammlung mitzuteilen. Die Weiterentwicklung dieser Beispielsammlung und somit die Weiterentwicklung der Norm selbst wird so durch die aktive Mitwirkung der Praxis unterstützt.

Die wenigen erforderlichen Berichtigungen zur 1. Auflage und einige redaktionelle Verbesserungen sind in diesem korrigierten Nachdruck enthalten. Um die Aktualität und den Nutzen des Werkes hochzuhalten, stellen wir für alle Auflagen Austauschseiten zur Verfügung, die Normaktualisierungen, Fehlerberichtigungen oder andere wichtige Änderungen enthalten.

Bitte besuchen Sie hierzu regelmäßig unsere Internetseite: www.betonverein.de → **Schriften**.

Berlin, im Mai 2012

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

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

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 übernommen wird. Der Eurocode 2 wird in der Bundesrepublik Deutschland ab dem 1. Juli 2012 für die Tragwerksplanung von Neubauten bauaufsichtlich allein verbindlich sein und darf bis dahin alternativ zu der bisherigen nationalen Norm DIN 1045-1 angewendet werden.

Im Deutschen Ausschuss für Stahlbeton e. V. (DAfStb) wurde für den Eurocode 2 vereinbart, die Erarbeitung des Nationalen Anhangs und die Einführung des Hauptteils EC2-1-1 in Deutschland unter Einbeziehung von in der Praxis tätigen Ingenieuren zu organisieren. Dies sollte ein mögliches Beispiel für professionelle und praxismgerechte Normung werden. Hierfür haben die Verbände Bundesvereinigung der Prüferingenieure für Bautechnik e. V. (BVPI), Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V. (DBV) und Verband Beratender Ingenieure (VBI) mit dem Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) ein Forschungsvorhaben „EC2-Pilotprojekte“ durchgeführt, in dem während einer Prüfperiode seit 2007 bis zum Jahresende 2009 der EC2-1-1 mit seinem Nationalen Anhang an typischen Hochbauprojekten ausführlich getestet und unter Einbeziehung von Softwareherstellern erprobt wurde.

Ein Ergebnis dieser pränormativen Arbeiten ist, dass die inhaltliche Übereinstimmung zwischen dem neuen Eurocode 2 und DIN 1045-1 sehr weitgehend ist. Größere Abweichungen ergeben sich beim Durchstanzen und mit der Aufnahme von Gründungsbauteilen. Zur einfacheren praktischen Anwendung geben die beteiligten Verbände eine „Kommentierte und konsolidierte Fassung von DIN EN 1992-1-1 mit Nationalem Anhang“ heraus [1], die nur die in Deutschland maßgebenden Regeln in verwobener Form enthält und dem Anwender gestattet, sich in lesbarer Form auf das Wesentliche zu konzentrieren. Die Erläuterungen spiegeln weitgehend die Anwendungserfahrungen in der Erprobungsphase wider.

Ein weiteres Hilfsmittel bei der Einarbeitung in den neuen Eurocode 2 wird wieder die DBV-Beispielsammlung sein. Der Deutsche Beton- und Bautechnik-Verein E. V. hatte im Jahre 2001 den ersten Band: „Hochbau“ mit grundlegenden Bauteilen des üblichen Hochbaus und im Jahre 2003 den zweiten Band: „Ingenieurbau“ der Beispielsammlung zur DIN 1045-1 mit Anwendungsbeispielen vorgelegt, um damit deren Einführung in der Praxis zu unterstützen und zu erleichtern. Die bisher veröffentlichten drei Auflagen haben eine außerordentlich positive Resonanz in der Fachöffentlichkeit gefunden.

Der neue Band 1: „Hochbau“ zum Eurocode 2 enthält wieder für typische Bauteile zwölf vollständig durchgerechnete Beispiele nach DIN EN 1992-1-1 „Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den 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. Alle Beispiele können auf andere Bemessungs- und Konstruktionsaufgaben übertragen werden; sie sind sehr ausführlich behandelt, um viele Nachweismöglichkeiten vorzuführen.

Neu aufgenommen wurden in dieser Eurocode 2-Beispielsammlung brandschutztechnische Nachweise nach DIN EN 1992-1-2 „Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall“.

Die Bearbeitung der ursprünglichen Beispielsammlung nach DIN 1045-1 erfolgte in einem Arbeitskreis¹⁾ unter ehrenamtlicher Mitarbeit vieler Kollegen aus der Praxis. In dieser Tradition wurde auch diese Neuauflage der Beispielsammlung zum Eurocode 2 von Praktikern und Softwareingenieuren²⁾ begleitet, die sich im Rahmen des DIBt-Forschungsvorhabens „EC2-Pilotprojekte“ intensiv mit der neuen Norm auseinandergesetzt haben. Die Überarbeitung der Beispiele auf den Eurocode 2 übernahm Herr Dr.-Ing. *F. Fingerloos*.

Unser Dank gilt weiteren Fachleuten aus Hochschulen und Mitgliedsfirmen des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins E. V., die uns in Einzelfragen mit ihrem Rat zur Seite standen.

Die Mitglieder der Arbeitskreise haben entsprechend ihrem Wissen, ihren Kenntnissen und ihren Erfahrungen zu den einzelnen Beispielen beigetragen. Die Anwendung und Auslegung der Norm soll daher nicht als dogmatisch vertretene Lehrmeinung verstanden werden.

Die Benutzer des Buches sind deshalb wieder ausdrücklich aufgerufen, dem Deutschen Beton- und Bautechnik-Verein E. V. Meinungen, Kritiken und auch Hinweise auf Fehler zur Beispielsammlung mitzuteilen. Die Weiterentwicklung dieser Beispielsammlung und somit die Weiterentwicklung der Norm selbst kann nur durch die aktive Mitwirkung der Praxis gelingen.

Die Beispielsammlung zum Eurocode 2 wird weiterhin ein erwünschtes Hilfsmittel für die Bemessungs- und Konstruktionsaufgaben in der täglichen Praxis des Stahlbeton- und Spannbetonbaus bleiben. Auch den Studierenden des Bauingenieurwesens soll sie Verständnis für den Ablauf der Nachweise und Anregungen für eigene Übungen vermitteln.

Die vorliegende Fassung möge daher eine ebenso freundliche Aufnahme finden, wie dies bei den bisherigen Ausgaben der Beispielsammlungen der Fall war.

Berlin, im Januar 2011

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

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

¹⁾ Arbeitskreismitglieder 3. Auflage DIN 1045-1 (2008): Dr.-Ing. *Fingerloos* (Obmann), Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V. (DBV); Dr.-Ing. *Bachmann*, Ed. Züblin AG; Dr.-Ing. *Bellmann*, SOFiSTiK AG; Dr.-Ing. *Cheng*, mb Software AG; Dr.-Ing. *Fabritius*, ehem. Institut für Stahlbetonbewehrung e. V.; Dr.-Ing. *Findeisen*, Weihermüller, Vogel, Findeisen und Partner; Dr.-Ing. *Fröhling*, Bauamt Hansestadt Rostock; Dr.-Ing. *Hochreither*, Hochreither + Vorndran Ingenieurgesellschaft mbH; Dipl.-Ing. *Keitel*, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG; Dr.-Ing. *Litzner*, DBV; Dr.-Ing. *Meyer*, HOCHTIEF Construction AG; Dr.-Ing. *Morgen*, WTM Engineers GmbH; Dr.-Ing. *Reinhardt*, Bilfinger Berger AG; Dr.-Ing. *Rötzer*, Dywidag International GmbH; Dipl.-Ing. *Schadow*, Essen; Dipl.-Ing. *Schwerm*, ehem. Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteilindustrie e. V.; Dipl.-Ing. *Stöber*, abacus computer GmbH

²⁾ Arbeitskreismitglieder Eurocode 2 (2010): Dr.-Ing. *Fingerloos* (Obmann), Deutscher Beton- und Bautechnik-Verein E. V. (DBV); Dr.-Ing. *Bellmann*, SOFiSTiK AG; Dr.-Ing. *Eisfeld*, Eisfeld Ingenieure AG; Dipl.-Ing. *Katrin Elsner*, Ingenieurgruppe Bauen; Dr.-Ing. *Hauer*, BfB Büro für Baukonstruktionen GmbH; *Gregor Heinrich*, DICAD Systeme GmbH; Dipl.-Ing. *Held*, RIB Engineering GmbH; Dr.-Ing. *Jahnke*, Ingenieurbüro Dr.-Ing. Jahnke; Dr.-Ing. *Kaiser*, Leonhardt, Andrä und Partner GmbH; Dr.-Ing. *Kasic*, Harrer Ingenieure GmbH; Dipl.-Ing. *Sonja Kraiß*, Leonhardt, Andrä und Partner GmbH; Dipl.-Ing. *Leichter*, Ingenieurbüro Dr.-Ing. Jahnke; Dipl.-Ing. *Lerch*, Ingenieurbüro Dr. Lammell; Dipl.-Ing. *Meierhofer*, Ing.-Software Dlubal GmbH; Dr.-Ing. *Ortlepp*, Jäger Ingenieure GmbH; Dr.-Ing. *Richter*, iBMB Braunschweig; Prof. Dr.-Ing. *Schmidt*, Fachhochschule Erfurt (ehem. Krebs und Kiefer); Dr.-Ing. *Schwabach*, DBV; Dr.-Ing. *Staller*, Suess-Staller-Schmitt Ingenieure GmbH; Dr.-Ing. *Steffens*, WTM Engineers GmbH; Dr.-Ing. *Stegner*, Ingenieurgruppe Bauen; Dipl.-Ing. *Stöber*, Dipl.-Ing. *Ria Tautz*, SOFiSTiK AG; Dipl.-Ing. *Vogelsang*, Vogelsang Systemhaus im Bauwesen; Dipl.-Ing. *Ziems*, Friedrich + Lochner GmbH

Hinweise für die Benutzung

Mit Rücksicht auf den Lehrbuchcharakter dieser Sammlung wurden die Beispiele so gewählt, dass ein möglichst vollständiger Überblick über die Bemessungs- und Konstruktionsregeln der DIN EN 1992-1-1 und der DIN EN 1992-1-2 unter Berücksichtigung der Festlegungen zum Sicherheitskonzept in DIN EN 1990 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 Kommentarspalte wurde zum schnelleren Verständnis der Nachweisgänge erweitert und mit textlichen Auszügen aus DIN EN 1992-1-1 ergänzt. Diese Auszüge sind teilweise gekürzt oder sinngemäß umformuliert worden und ersetzen daher nicht die Nutzung und Textanalyse der Norm selbst.

Die bestimmten Normabsätzen vorgestellten Kürzel (NDP) und (NCI) weisen darauf hin, dass es sich um nationale deutsche Festlegungen aus dem Nationalen Anhang handelt, die vom Originaltext des Eurocode abweichen können, für Deutschland aber verbindlich sind. Dabei bezeichnet (NDP) die offiziell von jedem CEN-Mitglied festzulegenden nationalen Parameter (Nationally Determined Parameters) und (NCI) weitere, nicht widersprechende zusätzliche deutsche Angaben und Regeln zur Anwendung eines Eurocodes (Non-contradictory Complementary Information).

Besonderer Wert wurde auf die Bezeichnung des Betons mit den für die Betontechnologie nach DIN EN 206-1 und DIN 1045-2 wichtigen Angaben gelegt. Den aus der Tragwerksplanung abgeleiteten Angaben auf den Planunterlagen, wie Expositionsklassen, Größtkorn der Gesteinskörnung usw., kommt durch die in den unterschiedlichen Normteilen dokumentierte Arbeitsteilung innerhalb des Bauprozesses entscheidende Bedeutung zu.

Darüber hinaus sei auf Folgendes hingewiesen:

- Anforderungen des Wärme- und Schallschutzes sind nicht Gegenstand dieser Beispielsammlung und wurden daher nicht speziell berücksichtigt.
- Längenmaße sind im Sinne der europäischen Normung grundsätzlich in den Einheiten m und mm angegeben, nur in Ausnahmefällen in cm.
- Die der Übersicht dienende Darstellung der Bewehrung am Ende jedes Beispiels enthält in der Regel nur das Prinzip der Bewehrungsführung und ist nicht immer als vollständiger Bewehrungsplan anzusehen. Rand- und Anschlussbewehrungen sind meist nicht dargestellt.

Ein Stichwortverzeichnis und einige Bemessungshilfsmittel befinden sich am Ende der vorliegenden Beispielsammlung.

Beispiel 1: Vollplatte, einachsig gespannt

Inhalt

	Seite
Aufgabenstellung.....	1-2
1 System, Bauteilmaße, Betondeckung.....	1-2
1.1 System.....	1-2
1.2 Effektive Stützweiten.....	1-2
1.3 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung.....	1-3
1.4 Bestimmung der Deckendicke aus der Begrenzung der Verformungen.....	1-3
2 Einwirkungen.....	1-5
2.1 Charakteristische Werte.....	1-5
2.2 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit.....	1-5
3 Schnittgrößenermittlung.....	1-5
3.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	1-5
3.2 Schnittgrößenumlagerung über dem Zwischenauflager	1-6
4 Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit.....	1-7
4.1 Bemessungswerte der Baustoffe.....	1-7
4.2 Bemessung für Biegung.....	1-7
4.2.1 Bemessung über dem Zwischenauflager.....	1-7
4.2.2 Bemessung in den Feldern.....	1-8
4.3 Bemessung für Querkraft.....	1-9
4.4 Brandschutztechnischer Nachweis.....	1-10
5 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit.....	1-11
5.1 Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen.....	1-11
5.2 Grenzzustände der Rissbildung.....	1-11
5.3 Begrenzung der Verformungen.....	1-11
6 Bewehrungsführung, bauliche Durchbildung.....	1-11
6.1 Grundwert der Verankerungslänge.....	1-11
6.2 Verankerung am Endauflager.....	1-12
6.3 Verankerung am Zwischenauflager.....	1-12
6.4 Verankerung außerhalb der Auflager.....	1-13
6.5 Stöße der Querbewehrung.....	1-14
6.6 Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens.....	1-14
6.7 Einspannbewehrung am Endauflager.....	1-14
7 Darstellung der Bewehrung.....	1-15

Beispiel 1: Vollplatte, einachsig gespannt

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist eine Stahlbetondecke im Inneren eines Versammlungsgebäudes mit leichten Trennwänden. Die Deckenplatte ist einachsig gespannt und läuft über zwei Felder durch. Es wird eine frei drehbare Lagerung auf den Mauerwerkswänden angenommen. Die Decke ist keine horizontal aussteifende Scheibe.

Umgebungsbedingungen: trockener Innenraum.

Vorwiegend ruhende Einwirkung.

Brandschutztechnische Anforderung: REI 90 (feuerbeständig)

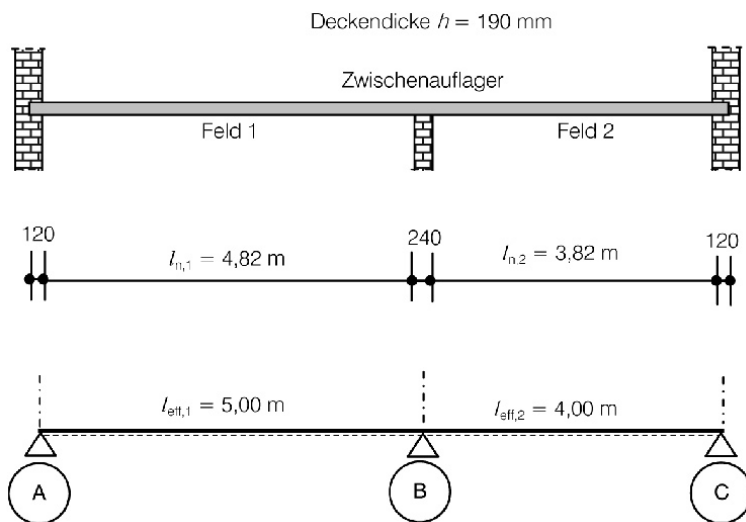
Baustoffe:

- Beton: C20/25
- Betonstabstahl: B500B (hochduktil)
- Betonstahlmatten: B500A (normalduktil)

1 System, Bauteilmaße, Betondeckung

1.1 System

Längsschnitt



1.2 Effektive Stützweiten

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

$$l_{eff,1} = 4,82 + 0,12 / 2 + 0,24 / 2 = 5,00 \text{ m}$$

$$l_{eff,2} = 3,82 + 0,12 / 2 + 0,24 / 2 = 4,00 \text{ m}$$

EC2-1-1, NA.1.5.2.5: üblicher Hochbau

EC2-1-1, 5.3.2.2: (2)

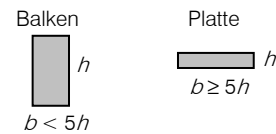
EC2-1-1, NA.1.5.2.20: Platte mit $b/h \geq 5$

EC2-1-1, NA.1.5.2.6: vorwiegend ruhende Einwirkung

raumabschließende Geschossdecke
Gebäudeklasse 5 nach MBO [2]

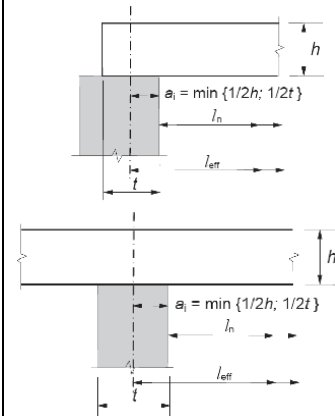
EC2-1-1, 3.1: Beton

EC2-1-1, 3.2: Betonstahl (nach DIN 488)



EC2-1-1, 5.3.2.2: (1) und Bild 5.4

l_n lichter Abstand zwischen den Auflagervorderkanten
 l_{eff} effektive Stützweite



Statisches System der Deckenplatte

EC2-1-1, 5.3.2.2: (1) und Bild 5.4

Endauflager: $t/2$

Zwischenaullager: $t/2$ (gewählt)

Hinweis: Der Nachweis der Mauerwerkspresung ist nach EC6 [E19], [E20] zu führen, nicht in diesem Beispiel.

1.3 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung

Expositionsklasse für Bewehrungskorrosion
infolge Karbonatisierung: → XC1
Mindestfestigkeitsklasse Beton → C16/20

Feuchtigkeitsklasse AKR: → WO

Gewählt: C20/25 XC1, WO

Betondeckung
wegen Expositionsklasse XC1:

→ Mindestbetondeckung $c_{\min, \text{dur}} = 10 \text{ mm}$
+ Vorhaltemaß $\Delta c_{\text{dev}} = 10 \text{ mm}$
= Nennmaß der Betondeckung $c_{\text{nom}} = 20 \text{ mm}$

Gewählt: Verlegemaß $c_v = 25 \text{ mm}$ für die 1. Bewehrungslagen

Sicherstellung des Verbundes:

$c_{\min, b} = 10 \text{ mm}$ darf nicht geringer sein als der Stabdurchmesser ϕ
dies ist bei der Bewehrungswahl zu beachten!

→ max $\phi 10 \text{ mm}$ einhalten oder $c_{\min, b}$ vergrößern!

1.4 Bestimmung der Deckendicke aus der Begrenzung der Verformungen

Die Begrenzung der Verformungen darf ohne direkte Berechnung durch Einhaltung einer Biegeschlankheit l / d vorgenommen werden.

Eingangswerte für den zulässigen Grenzwert sind die Betonfestigkeit f_{ck} und der erforderliche Längsbewehrungsgrad ρ . Wenn die Deckendicke im Entwurf vor der Bemessung festgelegt werden soll, ist zunächst eine Annahme für den Längsbewehrungsgrad zu treffen, da die erforderliche Bewehrung erst aus der Bemessung im GZT feststeht.

Ein möglicher Schätzwert ist der Referenzbewehrungsgrad

$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{f_{ck}} = 10^{-3} \cdot \sqrt{20} = 0,0045 = 0,45 \%$,
der den Bereich von gering bis mittel belasteten ($\rho \leq \rho_0$) von höher belasteten ($\rho > \rho_0$) Bauteilen abgrenzt.

Deckenplatten im üblichen Hochbau mit typischen Spannweiten weisen in der Regel kleinere erforderliche Längsbewehrungsgrade als ρ_0 auf.

Ein weiterer möglicher Schätzwert ist der Grenzbewehrungsgrad ρ_{lim} , der gerade den oberen Grenzwert $l / d \leq K \cdot 35$ ergibt. Dieser Grenzbewehrungsgrad ergibt sich für C20/25 zu $\rho_{\text{lim}} = 0,24 \%$ (siehe Grafik S. 1-4).

Stellt sich bei der Überprüfung der erforderlichen Biegebewehrung im GZT heraus, dass dieser Schätzwert unterschritten wird, ist der Verformungsnachweis mit dem oberen Grenzwert der Biegeschlankheit l / d erbracht. Anderenfalls ist die Deckendicke zu vergrößern und der Nachweis zu wiederholen.

EC2-1-1, 4: Dauerhaftigkeit und Betondeckung

EC2-1-1, Tab. 4.1: Expositionsklassen
XC1 trocken (Bauteile in Innenräumen mit normaler Luftfeuchte)
EC2-1-1, Anhang E, Tab. E.1.DE: Mindestbetondruckfestigkeit (NCI) WO – ohne Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion AKR (Innenbauteile des üblichen Hochbaus)

Die Expositions- und Feuchtigkeitsklasse ist anzugeben (wichtig für die Betontechnologie nach DIN EN 206-1/DIN 1045-2).

EC2-1-1, (NDP) 4.4.1.2: (5) Tab. 4.4DE: Mindestbetondeckung $c_{\min, \text{dur}}$
EC2-1-1, (NDP) 4.4.1.3: (1)P Vorhaltemaß Δc_{dev}
EC2-1-1, 4.4.1.1: (2) Gl. (4.1) Nennmaß c_{nom}
EC2-1-1, (NCI) 4.4.1.1: (2)P Verlegemaß

Hinweis: Verlegemaß mit Blick auf die Unterstützung der oberen Bewehrung (siehe 4.2.1) und Feuerwiderstand gemäß EC2-1-2 größer gewählt → Achsmaß der Bewehrung $\phi 10$:
 $a = 25 + 10 / 2 = 30 \text{ mm}$ (siehe 4.4)

EC2-1-1, 4.4.1.2: (3) Tab. 4.2
Verbundbedingung

Die Bauteildicke kann außerdem durch Brandschutz-, Schallschutz- oder konstruktive Forderungen bestimmt werden.

EC2-1-1, 7.4.2

EC2-1-1, 7.4.2: (2), Gl. (7.16)
mit $\rho = \text{erf } a_s / (d \cdot b)$

Im Prinzip ist eine iterative Abstimmung zwischen Nutzhöhe und erforderlicher Längsbewehrung erforderlich, wenn die maximal zulässige Biegeschlankheit ermittelt werden soll.

→ hier für C20/25
EC2-1-1, 7.4.2: (2)
Gl. (7.16a) für $\rho \leq \rho_0$
Gl. (7.16b) für $\rho > \rho_0$, ggf. mit erforderlicher Druckbewehrung

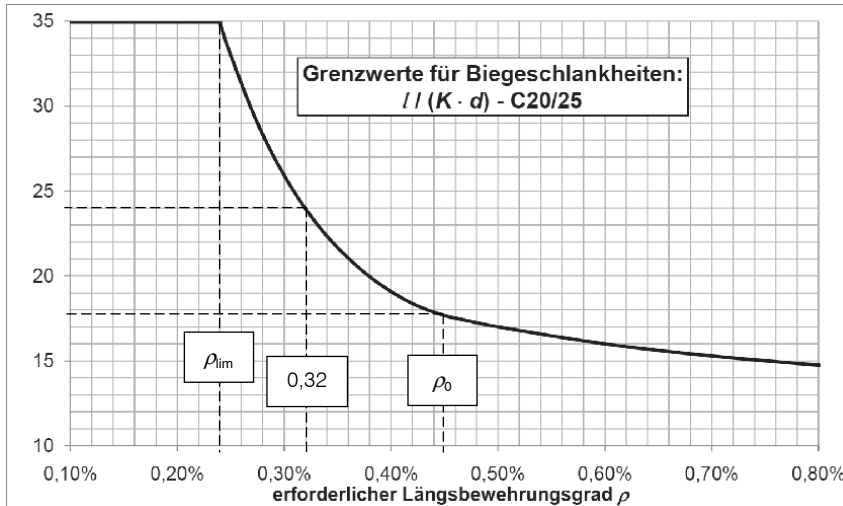
EC2-1-1, (NCI) 7.4.2: (2)
Die Biegeschlankheiten nach Gleichung (7.16) sollten jedoch allgemein auf die Maximalwerte $l / d \leq K \cdot 35$ und bei Bauteilen, die verformungsempfindliche Ausbauelemente beeinträchtigen können, auf $l / d \leq K^2 \cdot 150 / l$ begrenzt werden.

EC2-1-1, 7.4.2: (2), Tab. 7.4N
 $K = 1,3$ für Endfeld Durchlaufträger

Im Folgenden wird die Gleichung (7.16a) für $\rho \leq \rho_0$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \sqrt{f_{ck}} \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \sqrt{f_{ck}} \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right]$$

grafisch ausgewertet.



Da die Decke mit einer relativ hohen Nutzlast von $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ belastet werden soll (siehe 2.1), wird hier zunächst ein Bewehrungsgrad $> \rho_{lim}$ von $\rho = 0,32 \%$ angenommen (bzw. geschätzt).

$$\frac{l}{1,3 \cdot d} = \left[11 + 1,5 \sqrt{20} \frac{0,45}{0,32} + 3,2 \sqrt{20} \left(\frac{0,45}{0,32} - 1 \right)^{\frac{3}{2}} \right] = 24,1 < 35$$

$$\text{erf } d \geq l / (1,3 \cdot 24,1) = 5000 / 31,3 = 160 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{erf } h &\geq \text{erf } d + \phi / 2 + a_v \\ &= 160 + 10 / 2 + 25 \\ &= 190 \text{ mm} \end{aligned}$$

gewählt: $h = 190 \text{ mm}$
 $= \text{erf } h = 190 \text{ mm}$ (bei erf $\rho \leq 0,32 \%$)
 $> \text{min } h = 70 \text{ mm}$

Aus der Biegebemessung nach 4.2.2 ergibt sich ein erforderlicher Bewehrungsgrad im Feld 1:

$$\begin{aligned} \rho_1 &= 5,16 \text{ cm}^2 / 16,0 = 0,323 \% \\ &\approx 0,32 \% \text{ wie angenommen} \end{aligned}$$

Der vereinfachte Nachweis der Begrenzung der Durchbiegung nach EC2-1-1 gilt damit als erbracht.

EC2-1-1, 7.4.2: (2) Gl. (7.16a)

Verformungsgrenzwerte EC2-1-1, 7.4.1:

(4) Das Erscheinungsbild und die Gebrauchstauglichkeit eines Tragwerks können beeinträchtigt werden, wenn der berechnete Durchhang ... einer Platte ... unter quasi-ständiger Einwirkungskombination 1/250 der Stützweite überschreitet. ...

(5) Verformungen, die angrenzende Bauteile des Tragwerks beschädigen könnten, sind in der Regel zu begrenzen. Für die Durchbiegung unter quasi-ständiger Einwirkungskombination nach Einbau dieser Bauteile darf als Richtwert für die Begrenzung 1/500 der Stützweite angenommen werden....

(6) Der Grenzzustand der Verformung darf nachgewiesen werden durch:
 - Begrenzung der Biegeschlankheit...

Diese Annahme wird nach der Biegebemessung im GZT überprüft.

EC2-1-1, 7.4.2: (2), Gl. (7.16a)

obere Grenzwerte:

$$l / d \leq K \cdot 35 \text{ bzw. } l / d \leq K^2 \cdot 150 / l$$

$$\rightarrow l / (d \cdot K) \leq 35 \text{ bzw.}$$

$$\rightarrow l / (d \cdot K) \leq K \cdot 150 / l = 1,3 \cdot 150 / 5,0 = 39$$

$$\rho_0 = 10^{-3} \cdot \sqrt{20} = 0,0045 \text{ für C20/25}$$

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

$K = 1,3$ für Endfeld Durchlaufträger

Feld 1 mit $l_{\text{eff},1} = 5,0 \text{ m}$

Hinweis: Mindestbauteildicke für Feuerwiderstand gemäß EC2-1-2 zusätzlich beachten (siehe 4.4).

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

Im Feld 2 mit geringerer Spannweite und geringerem Längsbewehrungsgrad liegen günstigere Verhältnisse vor.

$$\rho = \text{erf } a_s / (d \cdot b) \text{ mit } b = 100 \text{ cm} \rightarrow [\%]$$

Beispiel Nachweis der Biegeschlankheit nach der Bemessung im GZT:

EC2-1-1, 7.4.2: (2)

$$\text{Gl. (7.16a)} \rightarrow \text{zul } l / d = 1,3 \cdot 24,1 = 31,3$$

$$\text{vorh } l / d = 5000 / 160 = 31,2 < \text{zul } l / d$$

Wenn die Biegebewehrung z. B. größer als erforderlich gewählt wurde oder die Stahlspannung unter maßgebender Einwirkungskombination im GZG weniger als 310 N/mm^2 beträgt, darf die zulässige Biegeschlankheit mit einem Faktor $310 / \sigma_s$ nach Gl. (7.17) angepasst werden. Darauf kann hier verzichtet werden.

2 Einwirkungen

2.1 Charakteristische Werte

Bezeichnung der Einwirkungen	Wert
Ständig (Eigenlasten):	
• 190 mm Stahlbetonvollplatte: $0,19 \text{ m} \cdot 25 \text{ kN/m}^3$	4,75 kN/m ²
• 50 mm Trittschalldämmung: $5 \text{ cm} \cdot 0,01 \text{ kN/m}^2$	0,05 kN/m ²
• 60 mm Zementestrich: $0,06 \text{ m} \cdot 22 \text{ kN/m}^3$	1,32 kN/m ²
• 15 mm Kunststofffußboden: $1,5 \text{ cm} \cdot 0,15 \text{ kN/m}^2$	0,23 kN/m ²
Summe G :	$g_k = 6,35 \text{ kN/m}^2$
Veränderlich (Nutzlast)	
• Versammlungsräume	$q_{k,1} = 4,00 \text{ kN/m}^2$
• Trennwandzuschlag	$\Delta q_k = 1,00 \text{ kN/m}^2$
Summe Q :	$q_k = 5,00 \text{ kN/m}^2$

Index k = charakteristisch

EC1-1-1, Anhang A, Tab. A.1: Stahlbeton
 EC1-1-1, Tab. NA.A.8: Platten, Matten, Bahnen
 EC1-1-1, Tab. NA.A.6: Fußboden und Wandbeläge

EC1-1-1, (NDP) 6.3.1.1, Tab. 6.1DE, Kat. C2: Versammlungsräume $q_k = 4,0 \text{ kN/m}^2$ + gew. Trennwandzuschlag $\Delta q_k = 1,0 \text{ kN/m}^2$
 EC1-1-1, (NCI) 6.3.1.2: (8) Für leichte Trennwände mit Eigenlasten von $\leq 3,0 \text{ kN/m}$ (inkl. Putz) ist ein Zuschlag $\Delta q_k \geq 0,8 \text{ kN/m}^2$ anzusetzen.

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	$\gamma_Q = 0$	$\gamma_Q = 1,50$

$$g_d = \gamma_G \cdot g_k = 1,35 \cdot 6,35 = 8,60 \text{ kN/m}^2$$

$$q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 1,50 \cdot 5,00 = 7,50 \text{ kN/m}^2$$

$$e_d = 16,1 \text{ kN/m}^2$$

Repräsentative Werte für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit werden für diese Deckenplatte nicht ermittelt, da der Rissbreitenachweis entfallen darf ($h \leq 200 \text{ mm}$ und XC1, siehe 5.2) und die Verformungen indirekt nachgewiesen werden (siehe 1.4).

EC0, A.1.3.1 (4), Tab. NA.A.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 Bemessungsergebnisse.

3 Schnittgrößenermittlung

3.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Schnittgrößen: (kNm/m und kN/m)

Lastfall	$m_{Ed,B}$	$m_{Ed,F1}$	$m_{Ed,F2}$	$V_{Ed,A}$	$V_{Ed,Bli}$	$V_{Ed,Bre}$	$V_{Ed,C}$
1 $g_d + q_{d,1}$ in Feld 1+2	-42,26	31,40	14,53	31,80	-48,70	42,76	-21,64
2 $g_d + q_{d,1}$ in Feld 1	-35,60	34,09	4,03	33,13	-47,37	26,10	-8,30
3 $g_d + q_{d,1}$ in Feld 2	-29,24	14,24	19,23	15,65	-27,35	39,51	-24,89

EC2-1-1, 5.4 Linear-elastische Berechnung (NA.5) Für Durchlaufträger: bis C50/60 sollte die bezogene Druckzonenhöhe $x_d / d \leq 0,45$ eingehalten werden (mit $N_{Ed} = 0$ zu erwarten, Überprüfung bei der Biegebemessung).
 $l_{eff,1} / l_{eff,2} = 5,0 / 4,0 = 1,25 < 2,0$

3.2 Schnittgrößenumlagerung über dem Zwischenaufleger

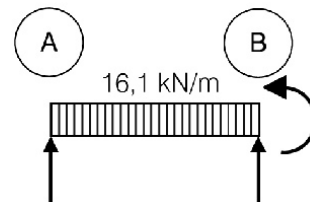
Gewählt: $\delta = 0,85 \rightarrow$ d. h. 15 % des Stützmomentes werden umgelagert.

Wird bei Bemessung überprüft!

$$m_{Ed,B} = m_{Ed,B} \cdot \delta = -42,26 \cdot 0,85$$

$$= -35,9 \text{ kNm/m}$$

Sicherstellung des Gleichgewichts in Feld 1:



$$V_{Ed,A} = (16,1 \cdot 5,00^2 / 2 - 35,9) / 5,00$$

$$= 33,1 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,Bli} = (-16,1 \cdot 5,00^2 / 2 - 35,9) / 5,00$$

$$= -47,4 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed,F1} = 0,5 \cdot 33,1^2 / 16,1$$

$$= 34,0 \text{ kNm/m}$$

$$< 34,1 \text{ kNm/m}$$

$$= m_{Ed,F1}$$

LF2: $q_{d,1}$ nur im Feld 1

Sicherstellung des Gleichgewichts in Feld 2:

$$V_{Ed,C} = (-16,1 \cdot 4,00^2 / 2 + 35,9) / 4,00$$

$$= -23,2 \text{ kN/m}$$

$$V_{Ed,Bre} = (16,1 \cdot 4,00^2 / 2 + 35,9) / 4,00$$

$$= 41,2 \text{ kN/m}$$

$$m_{Ed,F2} = 0,5 \cdot 23,2^2 / 16,1$$

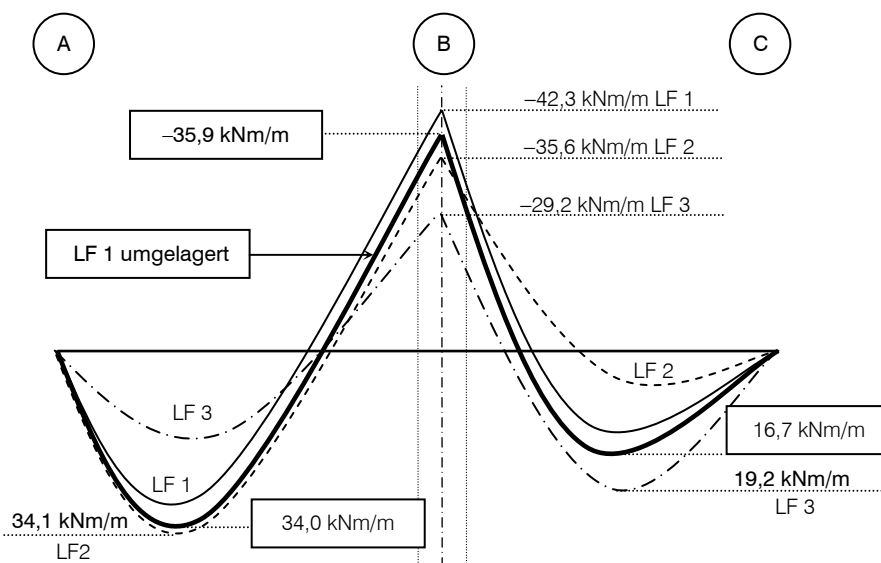
$$= 16,7 \text{ kNm/m}$$

$$< 19,2 \text{ kNm/m}$$

$$= m_{Ed,F2}$$

LF3: $q_{d,1}$ nur im Feld 2

Momentengrenzlinien im Grenzzustand der Tragfähigkeit



EC2-1-1, 5.5: Linear-elastische Berechnung mit begrenzter Umlagerung im GZT

\rightarrow maximal 15 %ige Umlagerung erlaubt auch Verzicht auf Spannungsnachweise nach EC2-1-1, 7.1 (NA.3) und Anwendung der Tabelle 5.8 nach EC2-1-2 (Brandfall, siehe 4.4).

EC2-1-1, 5.5: (4) Durchlaufträger bis C50/60 mit $l_{eff,1} / l_{eff,2} = 5 \text{ m} / 4 \text{ m} < 2,0$ und normalduktilen Betonstahlmatten B500A: Gl. (5.10a): $\delta \geq 0,64 + 0,8x_i / d \geq 0,85$
 $\delta =$ Verhältnis des umgelagerten zum Ausgangsmoment

Die Momente der Lastfälle 2+3 mit $q_{d,1}$ in den Einzelfeldern werden hier nicht umgelagert, da $M_{Ed,B}$ des Volllastfalles größer ist als $M_{Ed,B}$ der Einzellastfälle.

EC2-1-1, 5.5: (3) Schnittgrößen und Lasten müssen auch nach der Umlagerung im Gleichgewicht stehen.

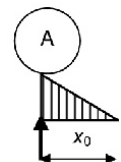
Bemessungswert der Querkraft

max m_F an Querkraftnullstelle:

$$x_0 = V_{Ed,A} / (g+q)$$

$$m_F(x) = V_{Ed,A} \cdot x - (g+q) \cdot x^2 / 2$$

$$\max m_F(x_0) = 0,5 \cdot V_{Ed,A}^2 / (g+q)$$



(siehe 3.1: Schnittgrößen)

Bemessungswert Feldmoment aus LF2

(siehe 3.1: Schnittgrößen)

Bemessungswert Feldmoment aus LF3

Darstellung nicht maßstäblich.

Hinweis: In der Regel werden Stützmomente in den Feldbereich umgelagert. Nur für diesen Fall gelten die Grenzwerte des EC2-1-1. Grundsätzlich sind aber auch Umlagerungen vom Feld zur Stütze zulässig, jedoch ergeben sich in diesen Fällen wie bei Überschreitung des zulässigen Stützweitenverhältnisses auf Grund der ungünstigeren Form der Momentenlinie wesentlich größere erforderliche Rotationsbereiche, so dass dann die Rotationskapazität nach Abschnitt 8.4.2 generell nachzuweisen ist [600].

In diesem Beispiel könnten so auch die Stützmomente im LF 2 und LF 3 angehoben werden (unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen). Dies wäre hier für Feld 1 (LF 2) nur geringfügig, jedoch für Feld 2 (LF 3) in größerem Umfang möglich.

4 Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

4.1 Bemessungswerte der Baustoffe

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

- Beton $\gamma_c = 1,50$
- Betonstahl $\gamma_s = 1,15$

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

Betonstahlmatten B500A und Betonstabstahl B500B: $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$
 $f_{yd} = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$

4.2 Bemessung für Biegung

4.2.1 Bemessung über dem Zwischenaufleger

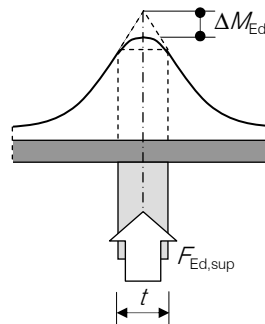
Ausrundung des Stützmomentes:

Zulässige Reduktion:

$$\Delta M_{Ed} = F_{Ed,sup} \cdot t / 8 = (47,4 + 41,2) \cdot 0,24 / 8 = 2,66 \text{ kNm/m}$$

Bemessungsmoment:

$$m_{Ed,B,red} = -35,9 + 2,66 = -33,2 \text{ kNm/m}$$

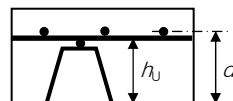


Nutzhöhe über dem Zwischenaufleger:

$$d = h - c_v - 0,5 \cdot \phi = 190 - 25 - 5 = 160 \text{ mm}$$

Bemessungsquerschnitt:

$$b / h / d = 1,00 / 0,19 / 0,16 \text{ m}$$



Bemessung mit dimensionslosen Beiwerten (je lfdm):

$$\mu_{Eds} = |m_{Ed,B,red}| / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 33,2 \cdot 10^{-3} / (1,0 \cdot 0,16^2 \cdot 11,3) = 0,115$$

Anhang A4: Werte für $\mu_{Eds} = 0,12$ abgelesen:

ω	ξ	ζ	σ_{sd}
0,1285	0,159	0,934	450,4 N/mm ²

$$\text{erf } a_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / \sigma_{sd} = 0,1285 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 11,3 / 450,4 = 5,16 \text{ cm}^2/\text{m}$$

EC2-1-1, (NDP) 2.4.2.4: (1), Tab. 2.1DE: Teilsicherheitsbeiwerte für die Bestimmung des Tragwiderstands – ständige und vorübergehende Bemessungssituation (Normalfall)

EC2-1-1, Tab. 3.1: Festigkeits- und Formänderungskennwerte für Beton
 EC2-1-1, 3.1.6: (1)P, Gl. (3.15)
 Abminderung mit $\alpha_{cc} = 0,85$ berücksichtigt Langzeitauswirkungen

EC2-1-1, 3.2.2: (3)P (bzw. DIN 488) Eigenschaften der Betonstähle
 EC2-1-1, 3.2.7: (2), Bild 3.8

EC2-1-1, 5.3.2.2: (4) Ausrundung des Stützmomentes unabhängig vom Rechenverfahren zulässig (also auch nach Momentenumlagerung).

EC2-1-1, 5.3.2.2: Gl. (5.9)
 $F_{Ed,sup}$ = Bemessungswert Auflagerreaktion nach Umlagerung siehe 3.3: $-V_{Ed',Bli} + V_{Ed',Bre}$
 t = Auflagertiefe

EC2-1-1, 5.3.2.2: (3)
 Eine Bemessung für das Moment am Auflagerrand wäre nur bei monolithischer Verbindung von Platte und Auflager zulässig.

Unterstützung für die obere Bewehrung:
 → DBV/EC2 – 150 – S – L [DBV3] (d. h. nach DBV-Merkblatt „Unterstützungen nach Eurocode 2“, Unterstützungshöhe 150 mm, auf der Schalung stehend, Linienförmig)
 → unterstützte Listenmatte mit $\phi 10 + \phi 7$:
 $h_u = 150 \text{ mm}$ (10 mm-Abstufung beachten)
 $c_{v,o} = 190 - 150 - 10 - 7 = 23 \text{ mm} \approx 25 \text{ mm}$
 $> 20 \text{ mm} = c_{nom}$ (XC1)

Die in dieser Beispielsammlung genutzten Bemessungshilfsmittel basieren auf der ansteigenden Spannungs-Dehnungslinie des Betonstahls nach EC2-1-1, 3.2.7, Bild 3.8.

Anhang A4:
 Bemessungstabelle bis C50/60
 Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung
 Biegung mit Längskraft
 bezogene Werte:
 ω = mechanischer Bewehrungsgrad
 ξ = Druckzonenhöhe x / d
 ζ = innerer Hebelarm z / d

Gewählt:

Betonstahlmattenmatte B500A

(alternativ: Betonstabstahl B500B)

längs ϕ 10 / 150 = 5,24 cm²/m > 5,16 cm²/m = erf $a_{s,l}$

quer ϕ 7 / 250 = 1,54 cm²/m > 0,20 · erf $a_{s,l}$

Überprüfung des Umlagerungsbeiwertes δ :

$$\begin{aligned} \min \delta &= 0,64 + 0,8 \cdot x_u / d \\ &= 0,64 + 0,8 \cdot 0,159 = 0,77 < \text{vorh } \delta = 0,85 \end{aligned}$$

→ Die Momentenumlagerung von 15 % ist zulässig!

4.2.2 Bemessung in den Feldern

Bemessungsquerschnitt: $b / h / d = 1,00 / 0,19 / 0,16$ m

Bemessung mit dimensionslosen Beiwerten (je lfdm):

Feld 1	Feld 2
$\mu_{Eds} = m_{Ed,F1} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$ $= 34,1 \cdot 10^{-3} / (1,0 \cdot 0,16^2 \cdot 11,3)$ $= 0,118 \approx 0,12$	$\mu_{Eds} = m_{Ed,F2} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd})$ $= 19,2 \cdot 10^{-3} / (1,0 \cdot 0,16^2 \cdot 11,3)$ $= 0,066 \approx 0,07$
A4 abgelesen für $\mu_{Eds} = 0,12$:	A4 abgelesen für $\mu_{Eds} = 0,07$:
$\omega = 0,1285$	$\omega = 0,073$
$\xi = 0,159$	$\xi = 0,097$
$\sigma_{sd} = 450,4$ N/mm ²	$\sigma_{sd} = 456,5$ N/mm ²
$\text{erf } a_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / \sigma_{sd}$ $= 0,1285 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 11,3 / 450,4$ $= 5,16 \text{ cm}^2/\text{m}$	$\text{erf } a_s = \omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} / \sigma_{sd}$ $= 0,073 \cdot 100 \cdot 16 \cdot 11,3 / 456,5$ $= 2,89 \text{ cm}^2/\text{m}$

Gewählt:

Betonstahlmattenmatte B500A

= 150 · 10,0 / 250 · 7,0

= 5,24 cm²/m / 1,54 cm²/m

> 5,16 cm²/m = erf $a_{s,l}$

Gewählt:

Betonstahl-Lagermatte R335A

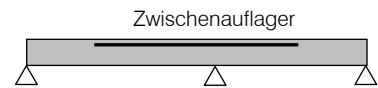
= 150 · 8,0 / 250 · 6,0

= 3,35 cm²/m / 1,13 cm²/m

> 2,89 cm²/m = erf $a_{s,l}$

Alternativ:

Betonstabstahl B500B mit identischen Abmessungen
bzw. ϕ 6 / 250 mm Querbewehrung



EC2-1-1, 9.3.1.1: Biegebewehrung

(2) einachsig gespannte Platten

Querbewehrung i. d. R. mindestens 20 % der Zugbewehrung

$$\phi = 10 \text{ mm} \leq c_{\min}$$

Sicherung des Verbundes siehe 1.2

DIN 488-4 [R4], 6.3.2.4.1: Einzelstabbetonstahlmatte → bei $\phi > 8,5$ mm: $\phi_{\min} \geq 0,7 \phi_{\max}$

EC2-1-1, (NDP) 9.3.1.1: (3) Größtabstand

$s_{\max, \text{slabs}}$ der Bewehrung beachten!

hier: längs / quer $s \leq 190 / 250$ mm (interpoliert)

EC2-1-1, 5.5: (4) Gl. (5.10a):

Linear-elastische Berechnung mit Umlagerung

$$x_u / d = \xi = 0,159 < 0,45$$

$$d = h - c_v - \phi / 2$$

$$= 190 - 25 - 10 / 2 = 160 \text{ mm}$$

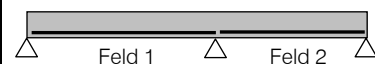
Anhang A4:

Bemessungstabelle bis C50/60

Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung
Biegung mit Längskraft

Lagermatten sind Betonstahlmatten mit bestimmten Mattenabmessungen, die im Lieferprogramm des Fachverbandes Betonstahlmatten e. V. enthalten sind, allgemein angeboten werden und über Händler zu beziehen sind (siehe Anhang A3).

Listenmatten sind Betonstahlmatten, deren Mattenumriss (Länge, Breite) und Mattenaufbau (Stababstände, -durchmesser, -längen) vom Konstrukteur bzw. Besteller entsprechend den bauteilbezogenen Anforderungen und den Möglichkeiten des Herstellers gewählt werden können (DIN 488-4 [R4] beachten).



EC2-1-1, (NDP) 9.3.1.1: (3) Größtabstand

$s_{\max, \text{slabs}}$ der Bewehrung beachten!

hier: längs / quer $s \leq 190 / 250$ mm (interpoliert)

EC2-1-1, 9.3.1.1: Biegebewehrung

(2) einachsig gespannte Platten

Querbewehrung i. d. R. mindestens 20 % der Zugbewehrung

DIN 488-4 [R4], 6.3.2.4.1: Einzelstabbetonstahlmatte → bei $\phi > 8,5$ mm: $\phi_{\min} \geq 0,7 \phi_{\max}$

4.3 Bemessung für Querkraft

Der Nachweis wird für die extreme Querkraft am Auflager B links geführt.

$$|V_{Ed, \text{Bli}}| = 47,4 \text{ kN/m}$$

Der Ermittlung der Querkraftbewehrung darf bei gleichmäßig verteilter Belastung und direkter Auflagerung die Querkraft im Abstand d vom Auflagerrand zugrunde gelegt werden.

$$\begin{aligned} V_{Ed, \text{red}} &= 47,4 - (0,12 + 0,16) \cdot 16,1 \\ &= 42,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Aufnehmbare Querkraft $V_{Rd,c}$ bei Bauteilen ohne Querkraftbewehrung:

$$V_{Rd,c} = [(0,15 / \gamma_c) \cdot k \cdot (100\rho \cdot f_{ck})^{1/3} + 0,12\sigma_{cp}] \cdot d$$

Dabei darf jedoch ein Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,c, \text{min}}$ biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung (6.2b) und (6.3aDE) für $d \leq 600 \text{ mm}$ angesetzt werden.

$$V_{Rd,c, \text{min}} = \left[\frac{0,0525}{\gamma_c} \cdot \sqrt{k^3 \cdot f_{ck}} + 0,12\sigma_{cp} \right] \cdot d$$

$$f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} k &= 1 + (200 / d)^{1/2} && \leq 2,0 \\ &\text{wegen } d = 160 \text{ mm} < 200 \text{ mm}: && k = 2,0 \end{aligned}$$

$$\sigma_{cp} = N_{Ed} / A_c = 0$$

$$V_{Rd,c, \text{min}} = \left[\frac{0,0525}{1,5} \cdot \sqrt{2,0^3 \cdot 20} \right] \cdot 0,16 \cdot 10^3 = 70,8 \text{ kN/m}$$

$$100\rho = a_{sl} / d = 5,24 / 16 = 0,33 \% \leq 2 \%$$

$$\begin{aligned} V_{Rd,c} &= (0,15 / 1,5) \cdot 2,0 \cdot (0,33 \cdot 20)^{1/3} \cdot 0,16 \cdot 10^3 \\ &= 60,0 \text{ kN/m} < V_{Rd,c, \text{min}} \end{aligned}$$

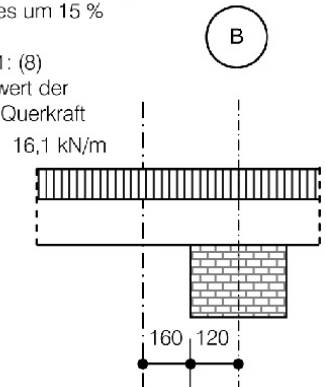
$$V_{Ed, \text{red}} = 42,9 \text{ kN/m} < V_{Rd,c, \text{min}} = 70,8 \text{ kN/m}$$

→ Keine Querkraftbewehrung erforderlich!

EC2-1-1, 6.2: Querkraft

siehe 3.3, nach Umlagerung des Stützmomentes um 15 %

EC2-1-1, 6.2.1: (8)
Bemessungswert der einwirkenden Querkraft



EC2-1-1, 6.2.2: (1) Gl. (6.2a) auf 1 m Plattenbreite bezogen

Die Mindestquerkrafttragfähigkeit nach den Gln. (6.2b) und (6.3aDE) wird bei gering längsbewehrten Bauteilen (ca. $\rho < 0,5 \%$ bis $0,8 \%$) größer als die Querkrafttragfähigkeit nach Gl. (6.2a).

EC2-1-1, 6.2.2: (1) Gl. (6.2b) mit Gl. (6.3aDE) auf 1 m bezogen, Mindestquerkrafttragfähigkeit

C20/25

EC2-1-1, 6.2.2: (1)

$N_{Ed} = 0$ Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkung oder infolge wirksamer Vorspannung (Druck positiv)

EC2-1-1, Bild 6.3: A_{sl} = Fläche der Zugbewehrung, die mindestens um das Maß $(l_{bd} + d)$ über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt und dort wirksam verankert wird. Hier: $a_{sl} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ siehe 4.2.1 – Bei Zwischenauflagern ist für diesen Nachweis die obere Bewehrung maßgebend!

EC2-1-1, (NCI) 9.3.2: (2) Bei Platten ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung ($V_{Ed} \leq V_{Rd,c}$) mit einem Verhältnis $b/h > 5$ ist keine Mindestbewehrung für Querkraft erforderlich.

Die Begrenzung der Druckstreben­tragfähigkeit nach EC2-1-1, 6.2.2: (6), Gl. (6.5) ist nicht maßgebend, ggf. nur relevant bei auflagernahen Einzellasten

4.4 Brandschutztechnischer Nachweis

Die brandschutztechnischen Anforderungen an die Bauteile ergeben sich aus den Anforderungen der Landesbauordnungen (vgl. auch MBO [2]).

Bauaufsichtliche Anforderung	Tragende Bauteile ohne Raumabschluss	Tragende Bauteile mit Raumabschluss	Nichttragende Innenwände
feuerhemmend	R 30	REI 30	EI 30
hochfeuerhemmend	R 60	REI 60	EI 60
feuerbeständig	R 90	REI 90	EI 90
Brandwand	–	REI-M 90	EI-M 90

Die Anforderungen an Geschossdecken in mehrgeschossigen Gebäuden, die der Abtrennung von Brandabschnitten dienen, werden in der Regel mit REI 90 „feuerbeständig“ festgelegt.

Der Nachweis kann in den meisten Fällen für die einzelnen Bauteile mit der einfachsten Stufe 1: Tabellenverfahren geführt werden.

Maßgebend für unbekleidete Stahlbetonplatten ist EC2-1-2, Tabelle 5.8.

Auszug EC2-1-2, Tabelle 5.8: Mindestmaße und -achsabstände für statisch bestimmt gelagerte, einachsig gespannte Stahlbetonplatten

Feuerwiderstandsklasse	Mindestabmessungen (mm)	
	Plattendicke h_s	Achsabstand a
REI 30	60	10
REI 60	80	20
REI 90	100	30
REI 120	120	40
REI 180	150	55
REI 240	175	65

Die Randbedingungen für die Anwendung der Tabelle 5.8 sind in diesem Beispiel eingehalten:

- Die Plattendicke in Tabelle 5.8 gilt auch für statisch unbestimmt gelagerte Platten (Durchlaufplatten).

- Tabelle 5.8 und die folgenden Regeln gelten für Platten, bei denen die Momentenumlagerung bei Normaltemperatur nicht mehr als 15 % beträgt.

- Die Stützbewehrung ist gegenüber der nach DIN EN 1992-1-1 erforderlichen Länge aus der Zugkraftdeckung beidseitig um $0,15l$ weiter ins Feld zu führen, wobei l die Stützweite des angrenzenden größeren Feldes ist.

- Eine Mindestbewehrung $A_s \geq 0,005A_c = 0,005 \cdot 19,0 \cdot 100 = 9,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ über der Zwischenstütze ist hier nicht erforderlich, da kein kaltverformter Betonstahl verwendet wird und Lastwirkungen quer zur Spannrichtung wegen der durchgängigen Linienlagerung auf Wänden umgelagert werden können.

$$\begin{aligned} \text{vorh } h &= 190 \text{ mm} &> \text{min } h_s &= 100 \text{ mm} \\ \text{vorh } a &= 30 \text{ mm} &= \text{min } a &= 30 \text{ mm} \end{aligned}$$

→ Der Nachweis für REI 90 ist erbracht.

EC2-1-2: Allgemeine Regeln – Tragwerksbemessung für den Brandfall [E5], [E6]

Sinnvollerweise werden diese Anforderungen durch ein gebäudeübergreifendes Brandschutzkonzept unter Würdigung aller Schutzziele bauteilbezogen detailliert.

R – Standsicherheit (Résistance)
 E – Raumabschluss in Bezug auf Feuer und Rauch (Étanchéité)
 I – Wärmedämmung in Bezug auf die Bauteiltemperatur auf der brandabgewandten Seite (Isolation)
 M – Widerstand gegen mechanische Beanspruchung, (z. B. Standsicherheit beim Versagen benachbarter Bauteile im Brandfall (Mechanical))
 Öffnungen in solchen Decken, z. B. für Installationen, müssen dann mit den Anforderungen EI 90 geschlossen werden.

EC2-1-2, 5.1: Tabellarische Daten
 (1) für die Normbrandbeanspruchung (ETK - Einheitstemperaturzeitkurve) bis 240 Minuten
 (2) für Normalbeton mit quarzithaltiger Gesteinskörnung (Reduzierung der Mindestabmessung des Querschnitts um 10 % bei Balken oder Platten mit kalksteinhaltiger Gesteinskörnung zulässig)
 (3) keine weiteren Überprüfungen hinsichtlich Schub- und Torsionstragfähigkeit und Verankerung der Bewehrung erforderlich.

EC2-1-2, 5.7.2: Tab. 5.8
 EC2-1-2, 5.7.1: (2) Mindestplattendicke h_s für Raumabschluss (Kriterien E und I) erforderlich. Für die Tragfähigkeit (Kriterium R) allein ist die erforderliche Plattendicke aus der Kaltbemessung nach EC2-1-1 ausreichend. In diesem Beispiel: direkt brandbeanspruchte Deckenunterseite ohne Bekleidung (z. B. durch Putz). Eine mögliche Brandbeanspruchung auf der Deckenoberseite ist wegen des 60 mm dicken Zementstrichs nicht maßgebend → ohne weiteren Nachweis.

EC2-1-2, 5.7.3: (1)

EC2-1-2, 5.7.3: (2) → siehe Umlagerung in 3.3

EC2-1-2, (NDP) 5.7.3:
 (2) Zusätzliche Regeln zur Rotationsfähigkeit über dem Zwischenaufleger
 → in 6.4: bei Verankerung der Stützbewehrung beachten

EC2-1-2, 5.7.3: (3) $A_{s,min} \geq 0,005 A_c$ wenn:
 a) Verwendung kaltverformter Betonstahl;
 b) keine Biegeeinspannung bei Zweifeld-Durchlaufplatten an den Endauflagern;
 c) keine Lastquerverteilung
 Hier: Betonstahl B500B warmgewalzt

$$a = 25 + 10 / 2 = 30 \text{ mm, siehe 1.3}$$

5 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

5.1 Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen

Die Bedingungen nach EC2-1-1, 7.1 (NA.3) (siehe Kommentar) sind im Beispiel eingehalten, die Spannungsnachweise unter Gebrauchsbedingungen dürfen entfallen.

5.2 Grenzzustände der Rissbildung

Bei den vorliegenden Verhältnissen (Abmessungen, Lagerausbildung) kann davon ausgegangen werden, dass eine unter Umständen auftretende Zwangsbeanspruchung der dünnen Platte die Risschnittgröße nicht erreicht bzw. auftretende Risse in der Expositionsklasse XC1 die Dauerhaftigkeit nicht beeinträchtigen.

Auf Nachweise zur Begrenzung der Rissbreite wird daher verzichtet.

5.3 Begrenzung der Verformungen

Der vereinfachte Nachweis durch eine Begrenzung der Biegeschlankheit wurde bei der Bestimmung der erforderlichen Deckendicke geführt.

6 Bewehrungsführung, bauliche Durchbildung

6.1 Grundwert der Verankerungslänge

Grundwert:

$$l_{b,reqd} = (\phi / 4) \cdot (\sigma_{sd} / f_{bd})$$

Bemessungswert Verbundspannung:

$$f_{bd} = 2,25 \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot f_{ctd}$$

$$\text{gute Verbundbedingungen: } \eta_1 = 1,0$$

$$\phi < 32 \text{ mm: } \eta_2 = 1,0$$

$$C20/25: f_{ctd} = \alpha_{ct} \cdot f_{ctk;0,05} / \gamma_C = 1,0 \cdot 1,5 / 1,5 = 1,0 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1,0 \approx 2,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\text{Bemessungswert Stahlspannung: } f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

Ort	Betonstahl	
	ϕ (mm)	$l_{b,reqd}$ (mm)
Auflager B + Feld 1	10	473
Feld 2	8	378

EC2-1-1, 7.1: (NA.3) Die Spannungsnachweise nach 7.2 dürfen für Stahlbetontragwerke des üblichen Hochbaus i. Allg. entfallen, wenn die Schnittgrößen nach E-Theorie ermittelt und im GZT um nicht mehr als 15 % umgelagert wurden und die bauliche Durchbildung nach Abschnitt 9 (Konstruktionsregeln) durchgeführt wird und insbesondere die Festlegungen für die Mindestbewehrungen eingehalten sind.

EC2-1-1, 7.3.3: (1) Bei Stahlbetonplatten in der Expositionsklasse XC1, die durch Biegung ohne wesentlichen zentrischen Zug beansprucht werden, sind keine Nachweise zur Begrenzung der Rissbreite notwendig, wenn deren Gesamtdicke 200 mm nicht übersteigt und die Festlegungen nach 9.3 (Konstruktionsregeln für Vollplatten) eingehalten sind.

EC2-1-1, 7.4

siehe in diesem Beispiel unter 1.4.

EC2-1-1, 8.4.3

EC2-1-1, 8.4.3 (2), Gl. (8.3)

EC2-1-1, 8.4.2 (2), Gl. (8.2)

EC2-1-1, (NCI) 8.4.2 (2): gute Verbundbedingungen bis $h \leq 300$ mm

EC2-1-1, 3.1.3, Tab. 3.1: $f_{ctk;0,05}$

EC2-1-1, (NDP) 3.1.6 (2),

Gl. (3.16) mit $\alpha_{ct} = 1,0$

Ermittlung der Grundwerte mit Bemessungswert der Streckgrenze: $\sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$. Wenn die Betonstahlspannung in der Bemessung von f_{yd} abweicht, kann alternativ der Bemessungswert der Verankerungslänge mit dem Faktor $\sigma_{sd} / f_{yd} = (A_{s,erf} / A_{s,vorh})$ angepasst werden.

6.2 Verankerung am Endauflager

Mindestens die Hälfte der (erforderlichen) Feldbewehrung ist über das Auflager zu führen und dort zu verankern.
Im Beispiel: Führung der gesamten Feldbewehrung über das Endauflager.

Zu verankernde Zugkraft Endauflager A:

$$F_{Ed} = |V_{Ed}| \cdot a_i / z + N_{Ed} \geq |V_{Ed}| / 2$$

$$V_{Ed} = 33,1 \text{ kN/m} \quad N_{Ed} = 0$$

$$\text{Versatzmaß } a_i = 1,0d = 160 \text{ mm}$$

$$F_{Ed} = 33,1 \cdot 1,0 / 0,9 = 36,8 \text{ kN/m}$$

$$a_{s,erf} = F_{Ed} / f_{yd} = 0,0368 \cdot 10^4 / 435 = 0,85 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Erforderliche Verankerungslänge:

Kriterium	Betonstabstahl $\phi 10 / 150 \text{ mm}$
$l_{b,min} = 0,3 \cdot \alpha_1 \cdot l_{brq}$ $\geq 10\phi$	gerade Stabenden: $\alpha_1 = 1,0$ $l_{b,min} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 473 = 142 \text{ mm}$ $> 10 \cdot 10 = 100 \text{ mm}$
$l_{bd} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \cdot (a_{s,erf} / a_{s,vorh})$ $\geq l_{b,min}$	$l_{bd} = 1,0 \cdot 473 \cdot (0,85 / 5,24)$ $= 77 \text{ mm}$ $< 142 \text{ mm}$
$l_{bd,dir} = \alpha_5 \cdot l_{b,rqd}$ $\geq 6,7\phi$	$l_{bd,dir} = (2/3) \cdot 142 = 95 \text{ mm}$ $> 6,7 \cdot 10 = 67 \text{ mm}$
Gewählt:	$l_{bd,dir} = 100 \text{ mm}$

Die Feldbewehrung wird um das Maß $100 \text{ mm} = t - c_{nom} = 120 - 20 \text{ mm} > erf l_{bd,dir}$ hinter die Auflagervorderkante von Endauflager A und C geführt.

6.3 Verankerung am Zwischenaflager

Mindestens die Hälfte der (erforderlichen) Feldbewehrung ist über das Auflager zu führen und dort zu verankern.

Im Beispiel:
Führung der gesamten Feldbewehrung über das Auflager B.

$$\min l_{bd,dir} > 6\phi = 6 \cdot 10 = 60 \text{ mm}$$

Annahme: Vertragliche Festlegung wegen sehr ungleichmäßiger Gründung
Zur Aufnahme positiver Momente infolge außergewöhnlicher Beanspruchungen wegen unplanmäßiger Auflagersetzungen wird die Feldbewehrung über Auflager B kraftschlüssig gestoßen.

EC2-1-1, 9.3.1.2: (1)
Bewehrung von Platten in Auflagernähe

EC2-1-1, 9.2.1.4: (2) Gl. (9.3DE)

siehe 3.1, LF2

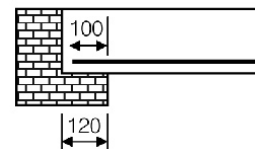
EC2-1-1, 9.2.1.3: (2)
Versatzmaß ohne Querkraftbewehrung

EC2-1-1, 6.2.3: (1)
 $z = 0,9d$ angenommen.

EC2-1-1, 8.4.4 (1), Gl. (8.6) Zugstäbe
Tab. 8.2: Verankerungsart gerade Stäbe
 α_2 bis $\alpha_5 = 1,0$

EC2-1-1, 8.4.4 (1), Gl. (8.4)
 $l_{b,rqd}$ mit f_{yd} ermittelt

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.4: (3)
bei direkter Auflagerung



Die Endauflager A und C werden aus konstruktiven Gründen gleich behandelt, insbesondere da hier $l_{b,min}$ maßgebend und ($V_{Ed,C} < V_{Ed,A}$) ist.

EC2-1-1, 9.3.1.2: (1)
Bewehrung von Platten in Auflagernähe

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.5: (2)
An Zwischenauflagern von durchlaufenden Bauteilen ist es ausreichend die erforderliche Bewehrung mindestens um das Maß 6ϕ hinter den Auflagerrand zu führen.

EC2-1-1, (NCI) 9.2.1.5: (3)
Eine Bewehrung, die mögliche positive Momente aufnehmen kann (z. B. Auflagersetzungen, Explosion usw.), ist in der Regel in den Vertragsunterlagen festzulegen.

50 % der aufnehmbaren Zugkraft der (schwächeren) Feldbewehrung 2 soll im Stoß übertragen werden können.
 Diese Annahme nimmt die Forderung nach mindestens der Hälfte der zum Auflager zu führenden und zu verankernden Feldbewehrung auf.

Übergreifungslänge über dem Zwischenaufleger (Verschränkung)

Kriterium	Betonstahlmatte R335A: ϕ 8 mm
$l_{0,min} = 0,3 \cdot \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd}$ $\geq 15\phi$ ≥ 200 mm $\geq s_{quer}$	gerade Stabenden: $\alpha_1 = 1,0$ $\alpha_6 = 1,0$ $l_{0,min} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 378 = 113$ mm $< 15 \cdot 8 = 120$ mm < 200 mm < 250 mm Abstand Querbewehrung ϕ 6
$l_0 = \alpha_1 \cdot \alpha_6 \cdot l_{b,rqd} \cdot (a_{s,erf} / a_{s,vorh})$ $\geq l_{0,min}$	$l_0 = 1,0 \cdot 1,0 \cdot 378 \cdot (0,5) = 189$ mm < 250 mm
Gewählt:	$l_0 = 250$ mm

Querbewehrung im Stoßbereich

Die Querbewehrung ≥ 20 % für $\phi < 16$ mm von $a_{s,l}$ (wie gewählt) ist ausreichend!

6.4 Verankerung außerhalb der Auflager

Die Stäbe der nichtgestaffelten oberen Biegebewehrung über Auflager B sind im Feld von dem Punkt der Zugkraftlinie um das Maß l_{bd} zu verankern, ab dem sie nicht mehr benötigt werden.

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot l_{b,rqd} \cdot (a_{s,erf} / a_{s,vorh}) = 0 \quad (\text{wegen } a_{s,erf} = 0)$$

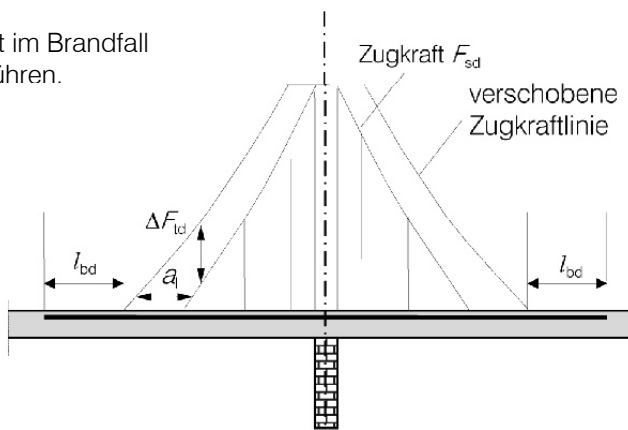
$$< l_{b,min} = 0,3 \cdot 1,0 \cdot 473 = 142 \text{ mm}$$

Die Stützbewehrung ist auf beiden Seiten des Zwischenauflegers um

$$0,15l = 0,15 \cdot 5000 = 750 \text{ mm}$$

für die Tragfähigkeit im Brandfall weiter ins Feld zu führen.

Gewählt:
 $l_{bd} = 900$ mm



Eine Alternative dazu ist der Ausschluss außergewöhnlicher Einwirkungen. Das Auftreten und die Folgen einer außergewöhnlichen Einwirkung werden in der Praxis einem bestimmten Risiko zugeordnet. Dabei sollte die Schädigung im Verhältnis zur Schadensursache stehen.
 EC1-1-7 [E17] enthält Strategien und Regelungen für die Sicherung von Hochbauten gegen identifizierbare und nicht-identifizierbare außergewöhnliche Einwirkungen.

Ein-Ebenen-Stöße können z. B. mit Randspurbereichen von Bewehrungsmatten oder den Stoß überdeckenden Zulagestäben hergestellt werden.

EC2-1-1, 8.7.3 (1), Gl. (8.11) Zugstäbe Tab. 8.2: Verankerungsart gerade Stäbe Tab. NA.8.3DE: Stoßbeiwert α_6 für gestoßene Stäbe > 33 % in der Zugzone und $\phi < 16$ mm mit $a > 8\phi$ (lichtes Maß) daher $\alpha_6 = 1,0$ ansetzbar;
 $l_{b,rqd}$ siehe 6.1, Feld 2
 EC2-1-1, (NCI) 8.7.5.1: (3) hier ϕ 6 / 250 mm

EC2-1-1, 8.7.3 (1), Gl. (8.10) mit $\alpha_2 = \alpha_3 = \alpha_5 = 1,0$ angeschweißte Querstäbe dürfen nicht angesetzt werden.
 Annahme: 50 % der aufnehmbaren Zugkraft aus Feld 2 soll übertragen werden ($a_{s,erf} / a_{s,vorh}) = 0,5$

EC2-1-1, 8.7.4.1: (2) Wenn der Durchmesser der gestoßenen Stäbe $\phi < 20$ mm ist, dann darf die aus anderen Gründen vorhandene Querbewehrung als ausreichend angesehen werden.

EC2-1-1, 9.2.1.3: (3), Bild 9.2 Zugkraftdeckung

EC2-1-1, 8.4.4 (1), Gl. (8.4) $l_{b,rqd}$ siehe 6.1, Auflager B

EC2-1-2, (NDP) 5.7.3: (2) Zusätzliche Regeln zur Rotationsfähigkeit über dem Zwischenauflager \rightarrow vorgeschrieben bei Anwendung des Tabellenverfahrens.
 mit l – Stützweite des angrenzenden größeren Feldes $l_{eff,1}$

Die Stützbewehrung wird weiter in die benachbarten Felder geführt, um die Rotationsfähigkeit über dem Zwischenauflager im Brandfall sicherzustellen (siehe 4.4). Von der stärker temperaturbeanspruchten Feldbewehrung können sich so im Brandfall Anteile der Feldmomente auf die kühlere Stützbewehrung umlagern. Auch beim vereinfachten und allgemeinen Rechenverfahren kann eine fehlende Verlängerung der Stützbewehrung zum vorzeitigen Versagen des Bauteils führen.

EC2-1-1, 9.2.1.3: (3) Annahme auf der sicheren Seite: konstanter Kraftverlauf bis zum Nullpunkt der Zugkraftlinie, ab dort verankert.

6.5 Stöße der Querbewehrung

Variante Betonstahlmatte:

Der Übergreifungsstoß der Querbewehrung mit $\phi = 7 \text{ mm} \leq 8,5 \text{ mm}$ muss mindestens zwei Mattenmaschen $l_{0,\min} = 2 \cdot 150 = 300 \text{ mm}$ (= drei Längsstäbe) und mindestens $l_{0,\min} = 250 \text{ mm}$ überdecken.

EC2-1-1, 8.7.5.2: (1), Tab. 8.4
Stöße von Betonstahlmatten – Querbewehrung

Variante Betonstahl:

Übergreifungslänge l_0
für $\phi \leq 6 \text{ mm}$ maßgebend $l_{0,\min} = 200 \text{ mm}$

EC2-1-1, 8.7.3 (1), Gl. (8.10)
Übergreifungslänge l_0 für Bewehrungsstoß maßgebend wird $l_{0,\min} = 200 \text{ mm}$
siehe 6.3: für $\phi = 8 \text{ mm}$ ist $l_0 = l_{0,\min} = 200 \text{ mm}$, auch für $\phi = 6 \text{ mm}$ maßgebend!

6.6 Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens

Rissmoment:

$$\begin{aligned} m_{cr} &= f_{ctm} \cdot h^2 / 6 \\ &= 2,2 \cdot 10^3 \cdot 0,19^2 / 6 \\ &= 13,2 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Widerstandsmoment des ungerissenen Querschnitts: $W = b \cdot h^2 / 6$

$$\begin{aligned} \min a_s &= m_{cr} / (f_{yk} \cdot z) \\ &= 0,0132 \cdot 10^4 / (500 \cdot 0,9 \cdot 0,16) \\ &= 1,83 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &< \text{vorh } a_{sI} = 5,24 \text{ cm}^2/\text{m} \end{aligned}$$

EC2-1-1, (NDP) 9.2.1.1:
Mindestbewehrung und Höchstbewehrung
(1) Anmerkung 2:
Bemessung mit f_{ctm} und $\sigma_s = f_{yk}$

EC2-1-1, Tab. 3.1:
 $f_{ctm} = 2,2 \text{ N/mm}^2$ für C20/25

$z = 0,9d$ angenommen.
siehe 4.2

6.7 Einspannbewehrung am Endauflager

$$\text{erf } a_{s,E} = 0,25 \cdot \text{erf } a_{s,F}$$

$$\begin{aligned} \text{erf } a_{s,E,1} &= 0,25 \cdot 5,16 = 1,29 \text{ cm}^2/\text{m} && \text{Feld 1} \\ \text{erf } a_{s,E,2} &= 0,25 \cdot 2,89 = 0,72 \text{ cm}^2/\text{m} && \text{Feld 2} \end{aligned}$$

eingebaut auf 0,2facher Länge des Endfeldes:

$$\begin{aligned} l_{1,E} &= 0,2 \cdot 5,00 \text{ m} = 1,00 \text{ m} \\ l_{2,E} &= 0,2 \cdot 4,00 \text{ m} = 0,80 \text{ m} \end{aligned}$$

Diese Bewehrung wird wie die Feldbewehrung 100 mm hinter die Auflagervorderkante geführt.

EC2-1-1, 9.3.1.2: (2) Rechnerisch nicht erfasste Einspannwirkungen an den Endauflagern müssen bei der baulichen Durchbildung berücksichtigt werden. Bei Annahme frei drehbarer Lagerung sind die Querschnitte der Endauflager für ein Stützmoment zu bemessen, das mindestens 25 % des benachbarten Feldmomentes entspricht. Die Bewehrung muss, vom Auflagerrand gemessen, mindestens über die 0,2fache Länge des Endfeldes eingelegt werden.

Feldbewehrung siehe 4.2.2

siehe 6.2

* Wegen der aus Brandschutzgründen verlängerten Stützbewehrung wird diese mit der konstruktiven oberen Einspannbewehrung am Auflager zu einer oberen Bewehrungslage im Feld 2 zusammengeführt (mit durchgehender Listenmatte $\phi 10 / 150 \text{ mm}$).

Gewählt:

Feld 1 (und 2*) oben

Betonstahl-Lagermatte B500A

$$\mathbf{R188A} = 150 \cdot 6,0 / 250 \cdot 6,0$$

$$= 1,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

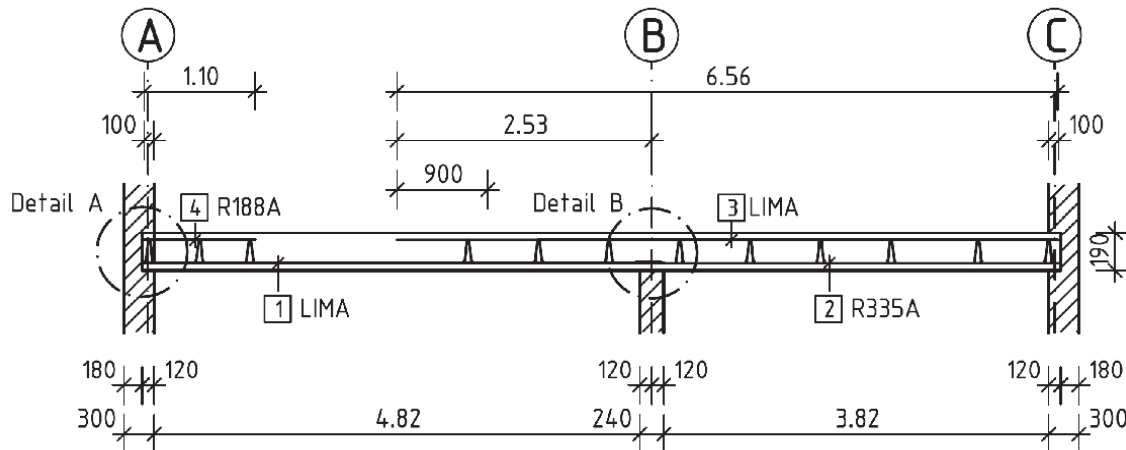
$$> 1,29 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } a_{s,E,1} \text{ längs}$$

$$> 0,72 \text{ cm}^2/\text{m} = \text{erf } a_{s,E,2} \text{ längs}$$

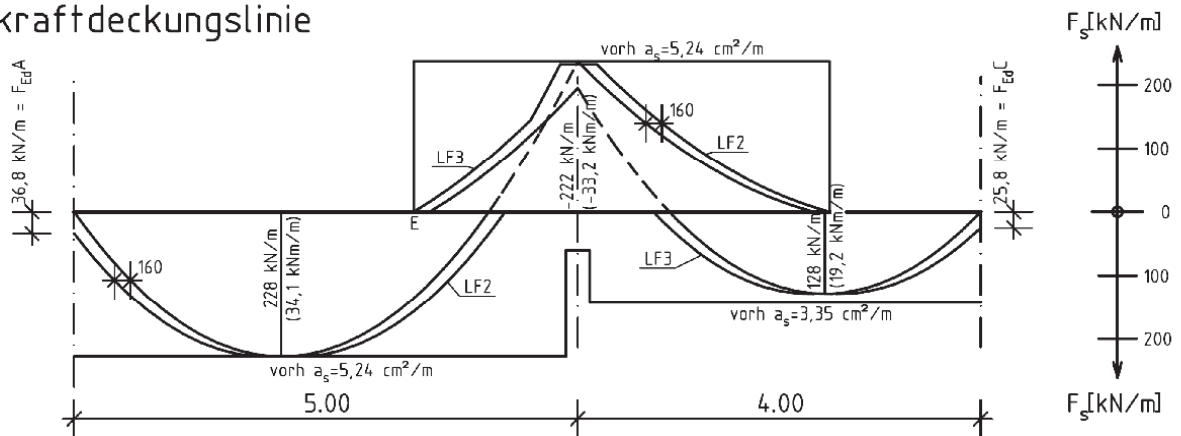
7 Darstellung der Bewehrung

Längsschnitt

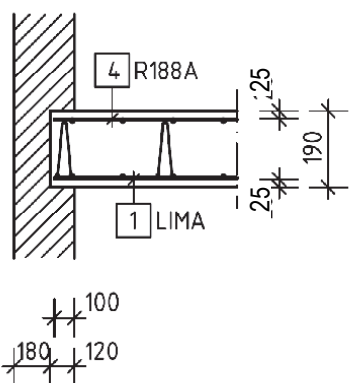
(Höhenmaßstab verzerrt)



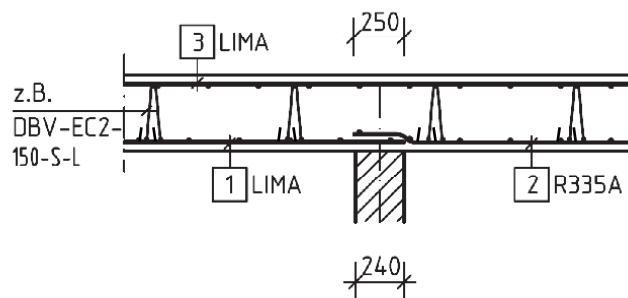
Zugkraftdeckungslinie



Detail A



Detail B



Liste der verwendeten Betonstahlmatten:

1	LIMA	150 × 10,0	- 80/80	1,56
		250 × 7,0	- 25/25	2,30
2	R335A	150 × 8,0	- 125/125	1,34
		250 × 6,0	- 25/25	2,30
3	LIMA	150 × 10,0	- 30/30	6,56
		250 × 7,0	- 25/25	2,30
4	R188A	150 × 6,0	- 125/125	1,10
		250 × 6,0	- 25/25	2,30

DICAD

Beispiel 1 Vollplatte einachsig gespannt Darstellung der Bewehrung

Baustoffe:
 Beton: C20/25 XC1,W0
 Betonstahl: B500A
 Betondeckung:
 Verlegetmaß: $c_v = 25 \text{ mm}$
 Vorhaltmaß: $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Beispiel 2: Vollplatte, zweiachsig gespannt

Inhalt

	Seite
Aufgabenstellung.....	2-2
1 System, Bauteilmaße, Betondeckung.....	2-2
1.1 System.....	2-2
1.2 Effektive Stützweiten.....	2-2
1.3 Mindestfestigkeitsklasse, Betondeckung.....	2-3
1.4 Bestimmung der Deckendicke aus der Begrenzung der Verformungen.....	2-3
2 Einwirkungen.....	2-4
2.1 Charakteristische Werte.....	2-4
2.2 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit.....	2-4
2.3 Repräsentative Werte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit.....	2-4
3 Schnittgrößenermittlung.....	2-5
3.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit.....	2-5
3.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit.....	2-7
4 Bemessung in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit.....	2-7
4.1 Bemessungswerte der Baustoffe.....	2-7
4.2 Bemessung für Biegung.....	2-7
4.2.1 Bemessung über dem Zwischenaufleger.....	2-7
4.2.2 Bemessung in den Feldern.....	2-8
4.3 Bemessung für Querkraft.....	2-9
4.3.1 Endauflager.....	2-9
4.3.2 Zwischenaufleger.....	2-9
4.4 Brandschutztechnischer Nachweis.....	2-10
5 Nachweise in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit.....	2-11
5.1 Begrenzung der Spannungen unter Gebrauchsbedingungen.....	2-11
5.2 Grenzzustände der Rissbildung.....	2-11
5.2.1 Mindestbewehrung zur Begrenzung der Rissbreite.....	2-11
5.2.2 Begrenzung der Rissbreite für die statisch erforderliche Bewehrung.....	2-11
5.3 Begrenzung der Verformungen.....	2-12
6 Bewehrungsführung, bauliche Durchbildung.....	2-13
6.1 Grundwert der Verankerungslänge.....	2-13
6.2 Verankerung am Endauflager.....	2-13
6.3 Verankerung am Zwischenaufleger.....	2-14
6.4 Verankerung außerhalb der Auflager.....	2-15
6.5 Stöße der Bewehrung in y-Richtung.....	2-15
6.6 Mindestbewehrung zur Sicherstellung eines duktilen Bauteilverhaltens.....	2-15
6.7 Einspannbewehrung am Endauflager.....	2-15
6.8 Drillbewehrung	2-16
7 Darstellung der Bewehrung.....	2-17

Beispiel 2: Vollplatte, zweiachsig gespannt

Aufgabenstellung

Zu bemessen ist die Deckenplatte der Dachterrasse eines Wohnhauses. Die Deckenplatte ist zweiachsig gespannt und läuft über zwei Felder durch. Es wird eine frei drehbare Lagerung auf den Mauerwerkswänden angenommen.

Umgebungsbedingungen:
 unten: trockener Innenraum
 oben: Bauteil mit Dämmung und Terrassenabdichtung

Vorwiegend ruhende Einwirkung.

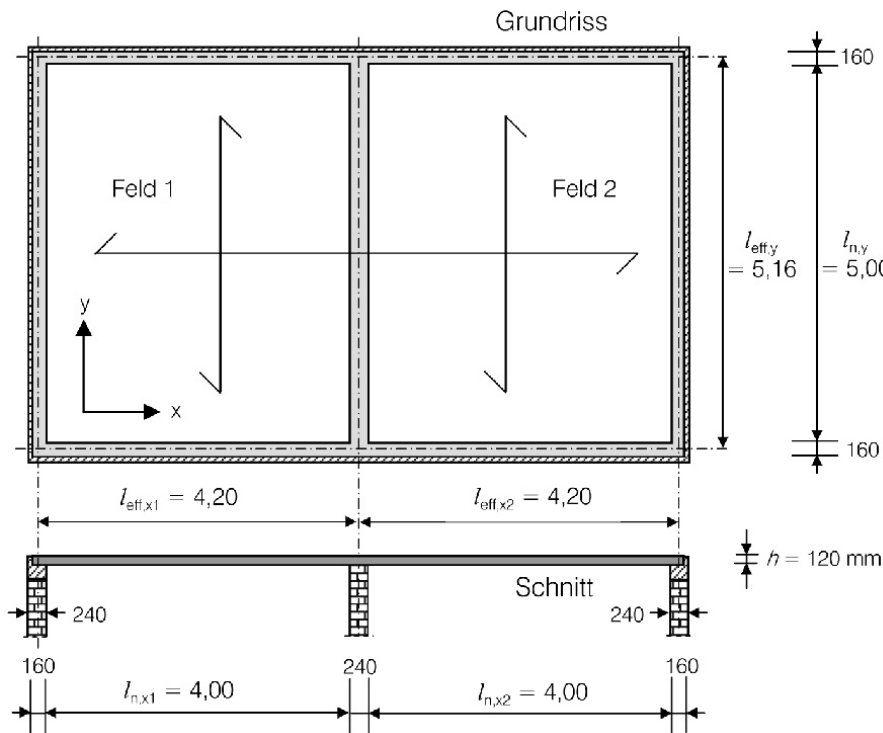
Brandschutztechnische Anforderung: REI 30 (feuerhemmend)

Baustoffe:

- Beton: C20/25
- Betonstahlmatten: B500A (normalduktil)

1 System, Bauteilmaße, Betondeckung

1.1 System



1.2 Effektive Stützweiten

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

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

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

$$\varepsilon = l_{\text{eff},y} / l_{\text{eff},x} = 1,23$$

EC2-1-1, NA.1.5.2.5: üblicher Hochbau

EC2-1-1, 5.3.2.2: (2)

EC2-1-1, NA.1.5.2.6: vorwiegend ruhende Einwirkung

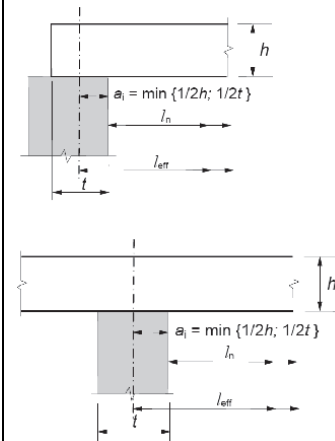
Terrasse als Fluchtweg (OKFF ≤ 7 m)
 Gebäudeklasse 2 nach MBO [2]

EC2-1-1, 3.1: Beton

EC2-1-1, 3.2: Betonstahl (nach DIN 488)

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 EC6 [E19], [E20] zu führen, nicht in diesem Beispiel.

EC2-1-1, 5.3.2.2: (1) und Bild 5.4
 min $h / 2 = 60$ mm zulässig

Endauflager: $t / 2 = 80$ mm (gewählt)
 Zwischenaflager: $t / 2 = 120$ mm (gewählt)

Seitenverhältnis für Berechnungstafeln Plattenschnittgrößen (siehe 3) und Bemessungstabelle Feuerwiderstand (siehe 4.4)

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 $\Delta c_{dev} = 15 \text{ mm}$
 - = Nennmaß der Betondeckung $c_{nom} = 35 \text{ mm}$
- mit Unterstützung (auf Schalung stehend z. B. DBV / EC2 – 70 – S – L)
 $h_U = 70 \text{ mm}$ der oberen 2 Lagen $\phi 7 \text{ mm}$:
 $c_v = h - h_U - \phi_1 - \phi_2 = 120 - 70 - 14 \approx 35 \text{ mm} = \text{Verlegemaß } c_v \geq c_{nom}$

Sicherstellung des Verbundes:

- $c_{min} = 10 \text{ mm}$ unten darf nicht geringer sein als der Stabdurchmesser ϕ bzw. der Vergleichsdurchmesser ϕ_n , dies ist bei der Bewehrungswahl zu beachten!
- unten: max $\phi 10 \text{ mm}$ einhalten oder c_{min} vergrößern!
- oben: max $\phi 25 \text{ mm}$ einhalten ($35 \text{ mm} - 10 \text{ mm } \Delta c_{dev}$)

1.4 Bestimmung der Deckendicke aus der Begrenzung der Verformungen

Begrenzung der Biegeschlankheit:

Schätzwert für die erforderliche Längsbewehrung:

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

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

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

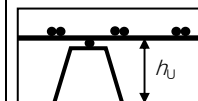
gewählt $h = 120 \text{ mm}$
 $> \text{erf } h = 116 \text{ mm}$
 $> \text{min } h = 70 \text{ mm}$

EC2-1-1, Tab. 4.1: Expositionsklassen
 Unterseite: XC1 trocken (Bauteile in Innenräumen);
 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: Mindestbetondruckfestigkeitsklasse (NCI) WO – ohne Betonkorrosion infolge Alkali-Kieselsäurereaktion (Innenbauteile des üblichen Hochbaus)

Bei unterschiedlichen Expositionsklassen gleicher Kategorie (hier Karbonatisierung XC) genügt im Allgemeinen die Angabe der höherbeanspruchten Expositionsklasse (wichtig für die Betontechnologie DIN 1045-2).

EC2-1-1, (NDP) Tab. 4.4DE: Mindestbetondeckung $c_{min,dur}$
 EC2-1-1, (NDP) 4.4.1.3: (1) Vorhaltemaß Δc_{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; $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$ wäre jedoch unter Dachdichtung auch ausreichend.
 EC2-1-1, (NCI) 4.4.1.1: (2)P
 Nennmaß $c_{nom} = c_v$ 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 → $h_U = 80 \text{ mm}$ wäre zu hoch!
 EC2-1-1, 4.4.1.2: (3), Tab. 4.2 für Verbund
 EC2-1-1, (NDP) 4.4.1.3: (1)P $\Delta c_{dev} = 10 \text{ mm}$

Hinweis: Betondeckung für Feuerwiderstand gemäß EC2-1-2 siehe 4.4

Ausführlichere Erläuterungen zur Begrenzung der Biegeschlankheit siehe 5.3.

EC2-1-1, (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: $\phi \leq 8 \text{ mm}$. Die untere Betondeckung ist maßgebend (Durchbiegung im Feld).

EC2-1-1, 9.3.1.1: (NA.5) min h für Vollplatte

Wird bei der Bemessung im GZT der Schätzwert ρ unterschritten, ist der Verformungsnachweis mit dem oberen Grenzwert der Biegeschlankheit l / d erbracht. Anderenfalls ist die Deckendicke zu vergrößern bzw. der Nachweis genauer zu führen → hier erforderlich, siehe 5.3.

2 Einwirkungen

2.1 Charakteristische Werte

Bezeichnung der Einwirkungen	charakteristischer Wert (kN/m ²)
Ständig (Eigenlasten):	
- 15 mm Gipsputz:	0,015 · 12 kN/m ³ = 0,18
- 120 mm Stahlbetonvollplatte:	0,12 · 25 kN/m ³ = 3,00
- Dampfsperre inkl. Klebemasse	0,07
- 130 mm i. M. Gefälledämmung:	13 · 0,01 kN/m ² /cm = 0,13
- 2 Lagen Bitumenschweißbahnen:	2 · 0,07 kN/m ² = 0,14
- 40 mm Sandschüttung:	0,04 · 20 kN/m ³ = 0,80
- 20 mm Betonwerksteinplatten:	0,02 · 24 kN/m ³ = 0,48
Summe:	g_k = 4,80
Veränderlich (Nutzlast):	q_{k,1} = 4,00

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, (NDP) Tab. 6.1DE, Kategorie Z: Dachterrassen q_k = 4,0 kN/m²
 Die Einzellast Q_k = 2,0 kN ist hier nicht maßgebend.

2.2 Bemessungswerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

Teilsicherheitsbeiwerte in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit:

Einwirkungen	günstig	ungünstig
• ständige	γ _G = 1,0	γ _G = 1,35
• veränderliche	γ _Q = 0	γ _Q = 1,50

EC0, (NDP) A.1.3.1 (4), Tab. NA.A.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 Bemessungsergebnisse.

$$g_d = \gamma_G \cdot g_k = 1,35 \cdot 4,80 = 6,48 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{d,1} = \gamma_Q \cdot q_{k,1} = 1,50 \cdot 4,00 = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

$$e_d = 12,48 \text{ kN/m}^2$$

EC2-1-1, (NCI) 5.1.3: (NA.2) Bei durchlaufenen Platten darf für die Eigenlast entweder der obere (1,35) oder der untere Wert (1,0) für γ_G in allen Feldern gleich angesetzt werden.

→ hier: γ_G = 1,35 angesetzt
 Hinweis: Bei Ansatz von γ_G = 1,0 ergeben sich bei feldweiser Nutzlastanordnung weiter in die Felder reichende Zugbereiche über der Innenstütze. Die Stützbewehrung wird daher in 6.4 konstruktiv in die Felder verlängert.

2.3 Repräsentative Werte in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit

Kombinationsbeiwerte für veränderliche Einwirkungen in den Grenzzuständen der Gebrauchstauglichkeit:

Einwirkungskombination:

- selten ψ_{0,1} = 0,70
- häufig ψ_{1,1} = 0,50
- quasi-ständig ψ_{2,1} = 0,30

Hinweis: Vereinfachend dürfen auch alle Kombinationsbeiwerte ψ = 0 gesetzt werden. Alle Teilsicherheitsbeiwerte in GZG: γ = 1,0

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

EC1-1-1, (NDP) Tab. 6.1DE, Kategorie Z^d:
^d Für die Einwirkungskombination die Nutzlastkategorie des jeweiligen Gebäudes zuordnen → hier: Wohngebäude = Kategorie A
 EC0, Tab. NA.A.1.1: Nutzlasten
 Kategorie A: Wohn- und Aufenthaltsräume

In diesem Beispiel wird nur die quasi-ständige Einwirkungskombination benötigt (für die Rissbreitenbegrenzung):

$$g_k = 4,80 \text{ kN/m}^2$$

$$\psi_{2,1} \cdot q_{k,1} = 0,3 \cdot 4,00 = 1,20 \text{ kN/m}^2$$

$$e_{perm} = 6,00 \text{ kN/m}^2$$

EC0, 3.4: Bemessungssituationen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit
 - 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

Schnittgrößen:

Stützmomente:

infolge g : $m_{x_{\text{erm,G}}} = -6,48 \cdot 4,20^2 / 10,0 = -11,43 \text{ kNm/m}$

infolge q : $m_{x_{\text{erm,Q}}} = -6,00 \cdot 4,20^2 / 10,0 = -10,58 \text{ kNm/m}$

Summe: $m_{x_{\text{erm}}} = -11,43 - 10,58 = -22,01 \text{ kNm/m}$

Feldmomente:

infolge g : $m_{x_{\text{m,G}}} = 6,48 \cdot 4,20^2 / 23,8 = 4,80 \text{ kNm/m}$

$m_{y_{\text{max,G}}} = 6,48 \cdot 4,20^2 / 49,7 = 2,30 \text{ kNm/m}$

infolge q : (symmetrischer + antimetrischer Anteil)

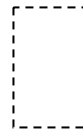
$m_{x_{\text{m,Q}}} = 0,5 \cdot 6,00 \cdot 4,20^2 \cdot (1/23,8 + 1/18,3) = 2,22 + 2,89 = 5,12 \text{ kNm/m}$

$m_{y_{\text{max,Q}}} = 0,5 \cdot 6,00 \cdot 4,20^2 \cdot (1/49,7 + 1/29,6) = 1,06 + 1,79 = 2,85 \text{ kNm/m}$

Wegen der abhebenden Plattenecken sind die Feldmomente zu erhöhen.

DAfStb-Heft [240]: Zweiachsig gespannte Platten mit Faktoren δ_i :

symmetrischer Anteil: Tafel 2.3:
x-Richtung: $\delta_{1x} = 1,18$
y-Richtung: $\delta_{1y} = 1,12$



antimetrischer Anteil: Tafel 2.3:
x-Richtung: $\delta_{1x} = 1,31$
y-Richtung: $\delta_{1y} = 1,31$



$m_{x_{\text{m}}} = (4,80 + 2,22) \cdot 1,18 + 2,89 \cdot 1,31 = 12,07 \text{ kNm/m}$

$m_{y_{\text{max}}} = (2,30 + 1,06) \cdot 1,12 + 1,79 \cdot 1,31 = 6,11 \text{ kNm/m}$

Querkräfte:

am Zwischenaufleger:

$V_{x_{\text{erm}}} = 12,48 \cdot 4,20 / 1,62 = 32,35 \text{ kN/m}$

am Endauflager:

$V_{x_{\text{rm}}} = 12,48 \cdot 4,20 / 2,40 = 21,84 \text{ kN/m}$

Vereinfachte Handrechnung nach DAfStb-Heft [240] hier beispielhaft, Abweichungen zu FEM-Berechnungen sind näherungsbedingt.

DAfStb-Heft [240], 2.3.3: Berechnung der Schnittgrößen durchlaufender, zweiachsig gespannter Platten mit $\min l / \max l \geq 0,75$ nach dem Verfahren der Belastungsumordnung an einer Vergleichseinfeldplatte. Hier: $\min l / \max l = 1,0$

[3] Czerny: Tafeln für Rechteckplatten. BK 1999/1

Tafeln für gleichmäßig vollbelastete vierseitig gelagerte Rechteckplatten
Drillsteife isotrope Platten mit Querdehnzahl $\mu = 0$ und gegen Abheben gesicherten Ecken,

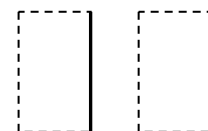
$\epsilon = l_y / l_x = 5,16 / 4,20 = 1,23$

Hier: [3] S. 283 für Stützmomente:



Hier: [3] S. 283 für Stützmomente und Feldmomente symmetrisch
S. 281 für Feldmomente

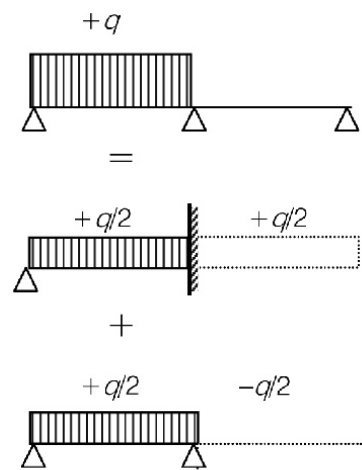
antimetrisch:



Erhöhung der Feldmomente wegen der abhebenden Plattenecken:

DAfStb-Heft [240], 2.3.2

Verfahren der Belastungsumordnung
DAfStb-Heft [240], 2.3.3:

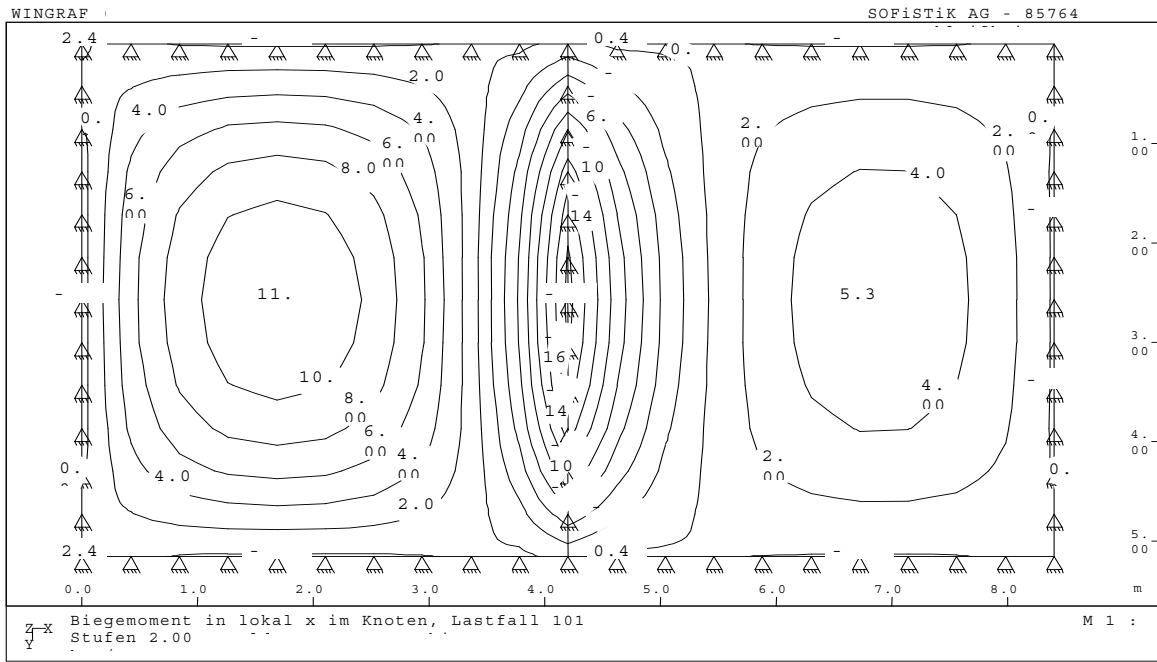


Belastung siehe 2.2

Hier: [3] S. 283 für Querkräfte:



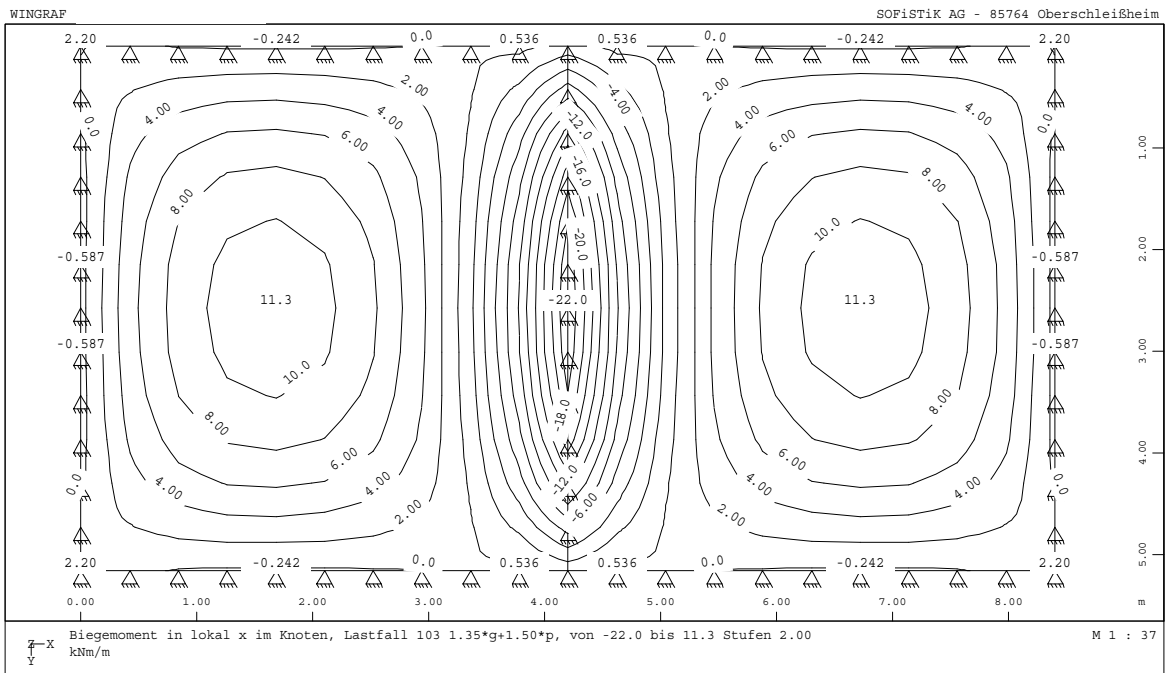
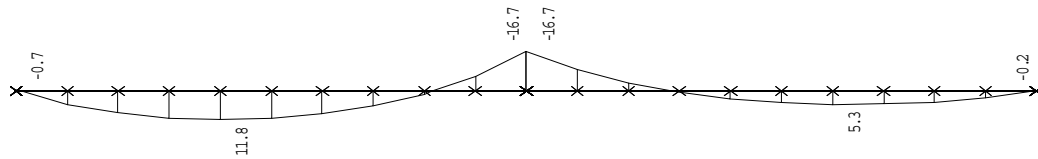
Zum Vergleich: Ermittlung der Biegemomente m_x mit dem FEM-Programm SEPP [4]



Beispielsammlung

Beispiel 2

Biegemomente m_x aus $1,35 g_k + (1,50 q_k$ linkes Feld)



Beispielsammlung

Beispiel 2 Vollplatte zweiachsig

Biegemomente m_x aus $1,35 g_k + (1,50 q_k$ beide Felder)

