

EC2- Teil 1 - Stahlbeton und Spannbeton

Inhaltsverzeichnis

	Seite		Seite
	5.2	4.2.1	5.70
Europäische Betonbaunormung . . .		4.2.2	5.72
1 Formelzeichen, Begriffe, Geltungsbereich	5.3	4.2.3	5.75
1.1 Formelzeichen	5.3	4.3	5.77
1.2 Begriffe und Klassifizierungen . .	5.4	4.3.1	5.77
1.3 Geltungsbereich	5.5	4.3.2	5.78
2 Bemessungsgrundlagen	5.6	4.3.3	5.78
2.1 Nachweisform und Sicherheitsbeiwerte	5.6	5 Bauliche Durchbildung	5.79
2.1.1 Bemessungskonzept und Bemessungssituation	5.6	5.1	5.79
2.1.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit . .	5.6	5.2	5.81
2.1.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	5.8	5.2.1	5.81
2.1.4 Dauerhaftigkeit	5.8	5.2.2	5.81
2.2 Ausgangswerte für die Bemessung	5.9	5.2.3	5.82
2.2.1 Beton	5.9	5.2.4	5.83
2.2.2 Stahlbeton (Betonstahl)	5.11	5.2.5	5.84
2.2.3 Spannbeton (Spannstahl)	5.12	5.2.6	5.85
3 Schnittgrößenermittlung	5.14	5.2.7	5.85
3.1 Allgemeine Grundlagen	5.14	5.2.8	5.86
3.2 Imperfektionen	5.16	5.3	5.87
3.3 Räumliche Steifigkeit u. Stabilität	5.17	5.4	5.89
3.3.1 Grundsätzliches	5.17	5.4.1	5.89
3.3.2 Unverschieblichkeit von Tragwerken	5.17	5.4.2	5.89
3.3.3 Lastaufteilung horizontaler Lasten auf gleich hohe aussteifende Bauteile	5.21	5.4.3	5.93
3.4 Tragwerksidealisierung	5.23	5.4.4	5.95
3.5 Berechnungsverfahren	5.24	5.4.5	5.96
3.5.1 Verfahren zur Schnittgrößenermittlung	5.24	5.4.6	5.97
3.5.2 Vereinfachungen	5.24	5.4.7	5.99
3.5.3 Balken, Rahmen	5.25	5.4.8	5.101
3.5.4 Platten	5.27	6 Bemessungsbeispiel für einen vorgespannten Träger	5.102
Einachsige gespannte Platten	5.27	6.1	5.102
Zweiachsige gespannte Platten	5.28	6.2	5.104
3.5.5 Konsolen, Scheiben	5.37	6.3	5.110
3.6 Vorspannung	5.40	6.4	5.116
3.7 Zeitabhängiges Betonverhalten . .	5.41	6.5	5.118
3.8 Querdehnzahl, Wärmedehnzahl . .	5.41	6.6	5.120
4 Bemessung	5.42	6.7	5.122
4.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit . .	5.42	7 Konstruktionstabellen	5.123
4.1.1 Biegung und Längskraft	5.42	7.1	5.123
4.1.2 Querkraft	5.47	7.2	5.125
4.1.3 Torsion	5.55	7.3	5.126
4.1.4 Durchstanzen	5.57	8 Bemessungstabellen	5.128
4.1.5 Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge von Tragwerksverformungen (Knicken)	5.62	Normenverzeichnis	5.174
4.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit	5.70	Literatur	5.175

Europäische Betonbaunormung

Im Auftrag der Kommission der Europäischen Gemeinschaft wurden technische Regelwerke des Bauwesens, die Eurocodes, für die Bemessung und Konstruktion von Tragwerken erarbeitet. Eurocode 1 beinhaltet ein bauartübergreifendes Sicherheitskonzept und die Lastannahmen. Die Eurocodes 2 bis 9 enthalten Regeln für den Entwurf, die Bemessung und die Ausführung von Bauwerken. Festlegungen für die Baustoffe und die Baustoffprüfung sind in zusätzlichen Normen enthalten. Die zukünftige Struktur des europäischen Regelwerks für **Tragwerke des Betonbaus** ist im folgenden Schema dargestellt.

Planung Bemessung Konstruktion Bauausführung	Eurocode 2; Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken Teil 1-1 Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau Teil 1-2 Tragwerksbemessung für den Brandfall Teil 1-3 Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen Teil 1-4 Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge Teil 1-5 Tragwerke mit Spanngliedern ohne Verbund Teil 1-6 Tragwerke aus unbewehrtem Beton Teil 2 Stahlbeton- und Spannbetonbrücken Teil 3 Beton Gründungen Teil 4 Stütz- und Behälterbauwerke aus Beton
Baustoffe	EN 206 Beton – Eigenschaften, Herstellung, Verarbeitung und Gütenachweis EN 10 080 Betonstahl EN 10 138 Spannstahl

EC 2 Teil 1-1 ist als DIN V 18 932 (10.91) und – inhaltlich gleich, jedoch mit Druckfehlerkorrekturen – als DIN V ENV 1992-1-1 (06.92) herausgegeben worden. Ebenso sind EC 2 Teil 1-2 (05.97), Teil 1-3 bis 1-6 (12.94) sowie EC 2 Teil 2 (10.97) als Vornorm erschienen, die Teile 3 und 4 sind in Vorbereitung. Der Regelungsgegenstand von EC 2 Teil 1 entspricht weitgehend den Abschnitten 12 bis 25 von DIN 1045 für den Entwurf, die Berechnung und Ausführung von Bauteilen aus Beton und Stahlbeton sowie von DIN 4227-1, -2 und -6 für Spannbetonbauteile mit voller, beschränkter und teilweiser Vorspannung und mit Vorspannung ohne Verbund. Die Festlegungen zur Betontechnik sind jedoch europäisch von denen der Bemessung getrennt.

DIN V ENV 1992 Teil 1 soll als Vornorm in den CEN-Mitgliedsstaaten zunächst parallel zu den jeweiligen nationalen Normen gelten. Da noch nicht in allen Bereichen einheitliche europäische Regelungen gefunden werden konnten, sind zur probeweisen Anwendung nationale Zusatzregelungen erforderlich. In Deutschland sind das die Richtlinien des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton für die Anwendung Europäischer Normen im Betonbau. Für EC 2 Teil 1-1 bis 1-6 sind zu nennen:

- Richtlinien zur Anwendung von Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
- Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau (04.93)
 - Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. Ergänzung zur Ausg. 04.93 (06.95) (Teil 1-2: Nationales Vorwort und Fachbericht (05.97))
 - Teil 1-3: Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen (06.95)
 - Teil 1-4: Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge (06.95)
 - Teil 1-5: Tragwerke mit Spanngliedern ohne Verbund (06.95)
 - Teil 1-6: Tragwerke aus unbewehrtem Beton (06.95).

Abgesehen von diesen Festlegungen, dürfen die Regelungen von EC 2 Teil 1 jedoch nicht mit den Regelungen der DIN-Normen vermischt werden.

Die DAfStb-Richtlinien gelten außerdem als Nationales Anwendungsdokument (NAD) im Sinne von EC 2 Abschn. 0.4, in dem von EC 2 abweichende – sogenannte „indikative“ – Werte zahlenmäßig festgelegt sind. EC 2 Teil 1 darf nur zusammen mit dem NAD angewendet werden, das in dem Land gültig ist, in dem sich das Hoch- oder Ingenieurbauwerk befindet. Nach bauaufsichtlicher Bekanntmachung als technische Regel, die im Vergleich zu entsprechenden DIN-Normen gleichwertige Lösungen ergibt, können die europäischen Vornormen Grundlage für die Planung, Berechnung und Ausführung von Betonbauwerken sein (s. hierzu Bekanntmachungen der Länder).

Ein Zeitpunkt für eine endgültige Überführung von Eurocode 2 in eine europäische Norm, bei deren Erscheinen DIN 1045 und DIN 4227 zurückzuziehen sind, ist jedoch gegenwärtig nicht absehbar. Andererseits beruhen DIN 1045 und DIN 4227 noch weitgehend auf dem Kenntnisstand der 60er Jahre und berücksichtigen nicht den heutigen Stand der technischen Entwicklung. Im Deutschen Ausschuss für Stahlbeton wurde daher beschlossen, als Zwischenlösung neue nationale Normen für den Betonbau zu erarbeiten, die sich eng an die europäischen Vornormen anlehnen. Seit 12.98 liegt der 2. Entwurf DIN 1045-1 (Bemessung und Konstruktion) vor, die endgültige Veröffentlichung und die für das Jahr 2000 geplante bauaufsichtliche Einführung steht in Kürze bevor.

1 Formelzeichen, Begriffe, Geltungsbereich

1.1 Formelzeichen (Auswahl)

Lateinische Großbuchstaben

A	Fläche	(area)	P	Vorspannkraft	(prestressing force)
A	Außergewöhnliche Einwirkungen	(accidental action)	Q	Veränderliche Einwirkung	(variable action)
E	Elastizitätsmodul	(modulus of elasticity)	R	Widerstand, Tragfähigkeit	(resistance)
F	Einwirkung	(action)	S	Einwirkung, Schnittgröße	(internal forces and moments)
F	Kraft	(force)	T	Torsionsmoment	(torsional moment)
G	Ständige Einwirkung	(permanent action)	V	Querkraft	(shear force)
G	Schubmodul	(shear modulus)	W	Widerstands- moment	(section modulus)
I	Flächenmoment 2. Grades	(second moment of area)	X	Wert einer Material- eigenschaft	(value of a property of a material)
M	Biegemoment	(bending moment)			
N	Längskraft	(axial force)			

Lateinische Kleinbuchstaben

a	Abstand	(distance)	g	verteilte ständige Last	(distributed permanent load)
a	Abmessung	(geometrical data)	h	Querschnittshöhe	(overall depth)
b	Breite	(width)	i	Trägheitsradius	(radius of gyration)
c	Betondeckung	(concrete cover)	l	Stützweite	(span)
d	Druchmesser	(diameter)	q	verteilte veränderliche Last	(distributed variable load)
d	Nutzhöhe	(effective depth)	r	Radius	(radius)
e	Exzentrizität	(eccentricity)	s	Abstand	(spacing)
f	Festigkeit eines Materials	(strength of a material)	t	Dicke	(thickness)
f_{ck}	charakteristische Druckfestigkeit des Betons	(characteristic com- pressive strength of concrete)	w	Rißbreite	(crack width)
f_{yk}	Streckgrenze des Betonstahls (charakt. Wert)	(characteristic yield stress of reinforcement)	x	Druckzonenhöhe	(neutral axis depth)
			z	Hebelarm der inneren Kräfte	(lever arm of internal force)

Griechische Kleinbuchstaben

γ	Teilsicherheits- beiwert	(partial safety factor)	ν	Querdehnzahl	(Poisson's ratio)
ε	Dehnung	(strain)	ρ	geometrischer Bewehrungsgrad	(geometrical reinforcement ratio)
λ	Schlankheitsgrad	(slenderness ratio)	σ	Längsspannung	(axial stress)
μ	bezogenes Biegemoment	(reduced bending moment)	τ	Schubspannung	(shear stress)
ν	bezogene Längskraft	(reduced axial force)	ω	mechanischer Bewehrungsgrad	(mechanical reinforcement ratio)

Fußzeiger

c	Beton	(concrete)	m, M	Baustoff	(material)
c	Druck-	(compression)	nom	Nenn-	(nominal)
d	Bemessungswert	(design value)	p	Vorspannung	(prestressing force)
dir	unmittelbar	(direct)	ps	Spannstahl	(prestressing steel)
eff	wirksam	(effective)	q, Q	Verkehrslast	(variable action)
g, G	ständig	(permanent)	s	Betonstahl	(reinforcing steel)
f	Flansch, Gurt	(flange)	t	Zug-	(tension)
ind	mittelbar	(indirect)	sup	ober, oberer	(superior)
inf	unterer, niedriger	(inferior)	u	Bruchzustand	(ultimate)
k	charakteristischer Wert	(characteristic value)	v	Querkraft	(shear)
			y	Streckgrenze	(yield)

1.2 Begriffe und Klassifizierungen (EC 2, 1.2 bis 1.4 und 2.3)

Einheitliche Begriffe für alle Eurocodes

Die folgenden Begriffe werden einheitlich in alle Eurocodes mit den folgenden Bedeutungen gebraucht:

- *Bauwerk* bezeichnet alles, was baulich erstellt wird oder von Bauarbeiten herrührt. Der Begriff bezieht sich auf das vollständige Bauwerk, das sowohl tragende als auch nichttragende Teile enthält.
- *Ausführung* (Arbeiten auf der Baustelle, aber auch Herstellung von Bauteilen außerhalb der Baustelle mit anschließendem Einbau) ist die Tätigkeit des Erstellens eines Bauwerks.
- *Tragwerk* ist die planmäßige Anordnung miteinander verbundener Teile, die so entworfen ist, daß sie ein bestimmtes Maß an Widerstandsfähigkeit aufweist.
- *Art des Bauwerks* gibt eine beabsichtigte Nutzung an (z. B. Wohnhaus, Industriegebäude).
- *Art des Tragwerks* bezeichnet die Anordnung tragender Bauteile, z. B. Balken, Fachwerk, Bogen.
- *Baustoff* ist der in dem Bauwerk verwendete Werkstoff, z. B. Beton, Stahl, Holz, Mauerwerk.
- *Bauart* gibt die hauptsächlich verwendeten tragenden Baustoffe an, z. B. Stahlbetonbau, Stahlbau, Holzbau, Mauerwerksbau.
- *Bauverfahren* bezeichnet die Ausführungsart und -weise, z. B. Ortbetonbau, Betonfertigteilbau.
- *Tragsystem* bezeichnet die tragenden Elemente eines Bauwerks und die Art und Weise, in welcher diese Teile ihre vorgesehene Funktion im Tragmodell erfüllen.

Tafel 4.1 Liste einander entsprechende Begriffe in den Sprachen der Europäischen Gemeinschaft

Deutsch	Englisch	Französisch	Italienisch	Niederländisch	Spanisch
Bauwerk	Construction works	Construction	Costruzione	Bouwwerk	Construccion
(Bau-)Ausführung	Execution	Exécution	Esecuzione	Uitvoering	Ejecucion
Tragwerk	Structure	Structure	Struttura	Draagconstructie	Estructura
Art des Bauwerks	Type of building	Nature de construction	Tipo di costruzione	Type bouwwerk	Naturaleza de la construccion
Art des Tragwerks	Form of structure	Type de structure	Tipo di struttura	Type draagconstructie	Tipo de estructura
Baustoff; Werkstoff	Construction material	Matériau de construction	Materiale da costruzione	Constructie materiaal	Material de construccion
Bauart	Type of construction	Mode de construction	Sistema costruttivo	Bouwwijze	Modo de construccion
Bauverfahren	Method of construction	Procédé d'exécution	Procedimento esecutivo	Bouwmethode	Procedimiento de ejecucion
Tragsystem	Structural system	Système structural	Sistema strutturale	Constructief systeem	Sistema estructural

Besondere Begriffe in Eurocode 2 Teil 1

ENV 1992-1-1 (bzw. ENV 1992-1-6):

- *Unbewehrte oder schwach bewehrte Betonbauteile* sind Bauteile, die keine Bewehrung enthalten oder deren Bewehrungsgrad unter den Mindestwerten nach ENV 1992-1-1, 5.4 (s. a. Abschn. 5.4) liegt; sie sind i. allg. wie unbewehrter Beton nach ENV 1992-1-6 zu behandeln (die Anordnung von Betonstahl für die Gebrauchstauglichkeit und/oder die Dauerhaftigkeit wird somit nicht ausgeschlossen).
- Für *Spannglieder ohne Verbund und extern angeordnete Spannglieder* gelten die Regelungen nach ENV 1992-1-5 (gilt nicht, wenn die Spannglieder während des Bauens zeitweise unverpresst bleiben).

ENV 1992-1-3:

- Ein *Fertigteil* ist ein Bauteil, das nicht in seiner endgültigen Lage, sondern im Werk oder an anderer Stelle mit einem Schutz vor ungünstigen Witterungseinflüssen hergestellt wird.
- Ein *Verbundbauteil* besteht aus Fertigteil und Ortbeton mit oder ohne Verbindungen aus Bewehrung.
- *Decken aus vorgefertigten Rippen und Zwischenbauteilen* bestehen aus vorgefertigten Rippen (Balken), deren Zwischenräume durch Zwischenbauteile mit oder ohne Aufbeton geschlossen werden.
- *Sandwichplatten* bestehen i. allg. aus zwei Betonschichten mit einer innenliegenden Wärmedämmung.
- *Vorgefertigte Einzelbauteile* sind solche, bei denen im Versagensfalle keine zusätzlichen Möglichkeiten zur Lastübertragung (z. B. infolge einer Umlagerung) vorhanden sind.

Unterscheidung zwischen Prinzipien und Klasseneinteilung

- Prinzip** Eine Angabe und Festlegung, von der keine Abweichung zulässig ist. (Prinzipien sind in EC 2 durch den Buchstaben P gekennzeichnet.)
- Anwendungsregel** Allgemein anerkannte Regel, die dem Prinzip folgt und dessen Anforderungen erfüllt. Alternativen sind auf der Basis der Prinzipien zulässig (ohne Kennzeichnung in EC 2).
- Grenzzustand** Ein Zustand, bei dem ein Tragwerk die Entwurfsanforderungen gerade noch erfüllt; es werden Grenzzustände der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit unterschieden.
- Einwirkung S** Auf ein Tragwerk einwirkende Kräfte, Lasten etc. als direkte Einwirkung, eingeprägte Verformungen (Temperatur, Setzung) als indirekte Einwirkung. Einteilung in
- ständige Einwirkung (G): z. B. Eigenlast der Konstruktion
 - veränderliche Einwirkung (Q): z. B. Nutzlast, Wind, Schnee, Temperatur
 - außergewöhnliche Einwirkungen (A): z. B. Explosion, Anprall von Fahrzeugen
- Charakteristische Werte* der Einwirkungen (F_k) werden in Lastnormen¹⁾ festgelegt:
- ständige Einwirkung i. allg. als ein einzelner Wert (G_k), ggf. jedoch auch als oberer ($G_{k,sup}$) und unterer ($G_{k,inf}$) Grenzwert
 - veränderliche Einwirkung (Q_k) als oberer oder unterer Wert, der mit Wahrscheinlichkeit nicht überschritten oder nicht erreicht wird, oder als festgelegter Sollwert
 - außergewöhnliche Einwirkung (A_k) als festgelegter Wert.
- Repräsentative Werte* der veränderlichen Einwirkung sind
- der charakteristische Wert Q_k
 - der Kombinationswert $\psi_0 Q_k$
 - der häufige Wert $\psi_1 Q_k$
 - der quasi-ständige Wert $\psi_2 Q_k$
- (Die Beiwerte ψ sind gegenwärtig in der DAfStb-Ri [5.10] festgelegt; s. S. 5.7.)
- Bemessungswerte* der Einwirkung (F_d) ergibt sich aus $F_d = \gamma_F F_k$ mit γ_F als Teilsicherheitsbeiwert für die betrachtete Einwirkung; der Beiwert γ_F kann mit einem oberen ($\gamma_{F,sup}$) und einem unteren Wert ($\gamma_{F,inf}$) angegeben werden.
- Widerstand R** Durch Materialeigenschaften (Beton, Betonstahl, Spannstahl) und geometrische Größen sich ergebende aufnehmbare Beanspruchungen
- Charakteristische Werte der Baustoffe* (X_k) werden in Baustoff- und Bemessungsnormen als Fraktile einer statistischen Verteilung festgelegt, ggf. mit oberen und unteren Werten.
- Bemessungswert einer Baustoffeigenschaft* ergibt sich aus $X_d = X_k/\gamma_M$ mit γ_M als Teilsicherheitsbeiwert für die Baustoffeigenschaften.
- Geometr. Größe** Wird i. allg. als Nennwert $a_d = a_{nom}$ beschrieben, ggf. auch durch $a_d = a_{nom} + \Delta a$

¹⁾ Als charakteristische Werte der Einwirkungen gelten gegenwärtig die Werte der DIN-Normen, insbesondere der Normen der Reihe DIN 1055, und gegebenenfalls der bauaufsichtlichen Ergänzungen und Richtlinien. In DIN 1055 Teil 4 ist jedoch der letzte Satz in Abschnitt 3.3 und der Abschnitt 4 sowie in DIN 1055 Teil 5 der Abschnitt 5 nicht anzuwenden [5.10].

1.3 Geltungsbereich

Eurocode 2 gilt für die Tragwerksplanung von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus aus unbewehrtem Beton, Stahlbeton und Spannbeton. Eurocode 2 behandelt ausschließlich Anforderungen an die Tragfähigkeit, die Gebrauchstauglichkeit und die Dauerhaftigkeit von Tragwerken. Andere Anforderungen, z. B. an den Wärme- und Schallschutz, werden nicht behandelt. Ebenso beinhaltet Eurocode 2 nicht die besonderen Anforderungen an die Bemessung erdbebengefährdeter Bauwerke.

Eurocode 2 Teil 1 enthält allgemeine Grundlagen für die Tragwerksplanung von Bauwerken des Hoch- und Ingenieurbaus aus Stahlbeton oder Spannbeton mit Normalzuschlägen. EC 2 Teil 1 enthält weiterhin detaillierte Regeln, die in erster Linie für Bauten des üblichen Hochbaus anwendbar sind. Der Teil 1 von Eurocode 2 wird ergänzt und präzisiert durch weitere Teile²⁾, die besondere Aspekte für spezielle Bauwerke des Hoch- und Ingenieurbaus, spezielle Bauverfahren und Baustoffe behandeln.

²⁾ In diesem Kapitel sind die Inhalte folgender Teile von EC 2 schwerpunktmäßig dargestellt:

- DIN V ENV 1992-1-1: Eurocode 2 Teil 1-1 Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
- DIN V ENV 1992-1-3: Eurocode 2 Teil 1-3 Vorgefertigte Betonbauteile und -tragwerke
- DIN V ENV 1992-1-6: Eurocode 2 Teil 1-6 Tragwerke aus unbewehrtem Beton

Die weiteren Teile von Eurocode 2 – Teil 1-2 für den Brandschutz, Teil 1-4 für Leichtbeton und Teil 1-5 für Vorspannen ohne Verbund sowie Teil 2 für den Brückenbau und die Teile 3 und folgende – werden in diesem Beitrag nicht behandelt.

2 Bemessungsgrundlagen

2.1 Nachweisform und Sicherheitsbeiwerte ¹⁾

2.1.1 Bemessungskonzept und Bemessungssituation

Das *Bemessungskonzept* beruht auf dem Nachweis, daß bestimmte Zustände, sog. *Grenzzustände*, nicht überschritten werden. Man unterscheidet Grenzzustände der Tragfähigkeit (Bruch, übermäßige Verformung, Verlust des Gleichgewichts, Ermüdung), der Gebrauchstauglichkeit (unzulässige Verformungen, Schwingungen, Rißbreiten) und Anforderungen an die Dauerhaftigkeit.

Es werden drei *Bemessungssituationen* unterschieden:

- ständige Bemessungssituation (normale Nutzungsbedingungen des Tragwerks)
 - vorübergehende Bemessungssituation (z. B. Bauzustand, Instandsetzungsarbeiten)
 - außergewöhnliche Bemessungssituation (z. B. Anprall, Erschütterungen).
- } Grundkombination

2.1.2 Grenzzustände der Tragfähigkeit

Statisches Gleichgewicht

Es ist nachzuweisen, daß die Bemessungswerte der destabilisierenden Einwirkungen $E_{d,dst}$ die Bemessungswerte der stabilisierenden Einwirkungen $E_{d,stb}$ nicht überschreiten (s. hierzu S. 5.14, Beispiel 1).

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stb} \quad (6.1)$$

Ermüdung

Der Bemessungswert eines Schadensmerkmals D_d darf den Wert 1 nicht überschreiten.

$$D_d \leq 1 \quad (6.2)$$

Ermüdung wird in EC 2 Teil 1 nicht behandelt. Falls ein Nachweis erforderlich wird, sind nach [5.10] Zusatzregelungen zwischen Tragwerksplaner und zuständiger Bauaufsichtsbehörde zu vereinbaren.

Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge von Bruch oder übermäßiger Verformung

Der Bemessungswert der Beanspruchung S_d darf den Bemessungswiderstand R_d nicht überschreiten

$$S_d \leq R_d \quad (6.3)$$

Bemessungswert der Beanspruchungen S_d (ohne Vorspannung; in symbolischer Form)

$$\text{Grundkombination} \quad S_d = S \left(\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (6.4a)$$

$$\text{Außergewöhnliche Situation} \quad S_{d,A} = S \left(\sum \gamma_{G,A,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (6.4b)$$

$\gamma_{G,j}; \gamma_Q$ Teilsicherheitsbeiwerte für ständige, für veränderliche Einwirkungen (s. S. 5.7)
 $\gamma_{G,A,j}$ Beiwerte der ständigen Einwirkung in der außergewöhnlichen Kombination (i. allg.: 1,0)
 $G_{k,j}; Q_{k,1}; Q_{k,i}$ charakteristische Werte der ständigen, der ersten und weiterer veränderlicher Einwirkungen
 A_d Bemessungswert einer außergewöhnlichen Einwirkung (z. B. Anpralllast)
 ψ_0, ψ_1, ψ_2 Kombinationsbeiwerte für seltene, häufige und quasi-ständige Einwirkungen (s. S. 5.7)

Vereinfachte Kombination (für den üblichen Hochbau als Ersatz für Gl. (6.4a))

$$\text{eine veränderliche Einwirkung} \quad S_d = S \left(\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,50 \cdot Q_{k,1} \right) \quad (6.5a)$$

$$\text{mehrere veränderliche Einwirkungen} \quad S_d = S \left(\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,35 \cdot \sum Q_{k,i} \right) \quad (6.5b)$$

Bei mehreren veränderlichen Einwirkungen muß jedoch zusätzlich diejenige einzelne veränderliche Einwirkung nach Gl. (6.5a) überprüft werden, die den größten Einfluß hat.

Bemessungswert des Widerstands (der Tragfähigkeit) R_d (in symbolischer Form)

$$R_d = R \left(f_{ck}/\gamma_c; f_{yk}/\gamma_s; 0,9 \cdot f_{pk}/\gamma_s \right) \quad (6.6)$$

$f_{ck}; f_{yk}; f_{pk}$ charakteristische Werte der Beton-, Betonstahl- und Spannstahlfestigkeit
 $\gamma_c; \gamma_s$ Teilsicherheitsbeiwerte für Beton, Betonstahl und Spannstahl (s. S. 5.7)

¹⁾ Für die Ermittlung der Beanspruchungen in Bauteilen, die nicht nach dem Nachweiskonzept der Eurocodes bemessen werden, ist der Übergang auf das dafür jeweils zugrunde liegende Bemessungskonzept (z. B. nach DIN-Normen) zu berücksichtigen ([5.10]; weitere Einzelheiten s. [5.10], 1.3 und 2.3.2.2 (8)).

Tafel 5.7a Teilsicherheitsbeiwerte γ_F für Einwirkungen (EC 2, Tab. 2.2 und DAfStb-Ri.)

	ständige Einwirkung (G_k) γ_G ^{1) 4)}	veränderliche Einwirkung (Q_k) γ_Q ^{2) 4)}	Vorspannung (P_k) γ_P ³⁾
günstige Auswirkung	1,00	0,00	1,0
ungünstige Auswirkung	1,35	1,50	1,0

1) Sind günstige und ungünstige Anteile einer ständige Einwirkungen als eigenständige Anteile zu betrachten (z. B. beim Nachweis des statischen Gleichgewichts, der Lagesicherheit), sind den ungünstigen $\gamma_{G,sup} = 1,1$ zuzuordnen, den günstigen $\gamma_{G,inf} = 0,9$ (s. a. Abschn. 3.1.2).
 2) Für Zwang als veränderliche Einwirkung darf bei linearer Schnittgrößenermittlung $\gamma_Q = 1,2$ gesetzt werden.
 3) Teilsicherheitsbeiwerte γ_P nach DAfStb-Ri. [5.10] mit den charakteristischen Werten der Vorspannung entsprechend Abschn. 3.6. Bei Kombinationen von Eigenlast und Vorspannung gilt $\gamma_G = 1,35$ bei ungünstiger und $\gamma_G = 1,00$ bei günstiger Auswirkung (abweichend von EC 2, Tab. 2.2 und 2.3.3.1).
 4) Bei Fertigteilen dürfen in der vorübergehenden Bemessungssituation die Teilsicherheitsbeiwerte für die ständige Einwirkung auf $\gamma_G = 1,00$ und für die veränderliche Einwirkung auf $\gamma_Q = 1,15$ herabgesetzt werden.

Tafel 5.7b Kombinationsbeiwerte ψ (DAfStb-Ri., Tab. R1 [5.10])

Einwirkung	Kombinationsbeiwerte		
	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Nutzlast auf Decken			
– Wohnräume; Büroräume; Verkaufsräume bis 50 m ² Flure; Balkone; Räume in Krankenhäusern	0,7	0,5	0,3
– Versammlungsräume; Garagen und Parkhäuser; Turnhallen; Tribünen; Flure in Lehrgebäuden; Büchereien; Archive	0,8	0,8	0,5
– Ausstellungs- und Verkaufsräume; Geschäfts- und Warenhäuser	0,8	0,8	0,8
Windlasten	0,6	0,5	0
Schneelasten	0,7	0,2	0
alle anderen Einwirkungen	0,8	0,7	0,5

Tafel 5.7c Teilsicherheitsbeiwert γ_M für Baustoffeigenschaften (EC 2, Tab. 2.3)

Kombination	Beton (γ_c)		Betonstahl, Spannstahl (γ_s)
	unbewehrtes Bauteil	Stahlbeton-/Spannbetonbauteil	
Grundkombination	1,80	1,50 ⁵⁾	1,15
Außergewöhnliche Kombination	1,56	1,30	1,00

⁵⁾ Bei Fertigteilen mit einer Betonfestigkeitsklasse bis C 50/60 darf der Teilsicherheitsbeiwert für Beton (in Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen) auf $\gamma_c = 1,3$ herabgesetzt werden, wenn die Herstellung werkmäßig und ständig überwacht ist und sichergestellt ist, daß Fertigteile mit zu geringer Festigkeit ausgesondert werden.

Beispiel (wird unter Abschn. 2.1.3 „Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit“ fortgesetzt)

gegeben: Stütze mit Belastungen aus Eigenlast (G_k), Schnee (S_k) und Wind (W_k) nach Abbildung

gesucht: Bemessungswert der Schnittgrößen an der Einspannstelle für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ohne Einflüsse aus ungewollter Ausmitte und Theorie II. Ordnung)

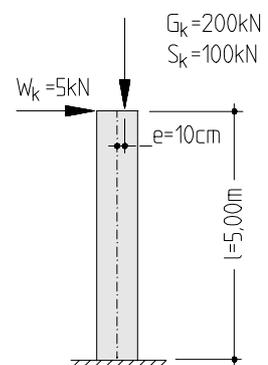
Nach der Kombinationsregeln im Abschn. 2.1.2, Gl. (6.4a) ($\psi_{0,Wind} = 0,6$ und $\psi_{0,Schnee} = 0,7$) ergeben sich folgende Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (Längsdruckkräfte absolut):

Komb. 1 $S_d = S(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot S_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot W_k)$
 $N_{Sd} = 1,35 \cdot 200 + 1,50 \cdot 100 + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 0 = 420,0 \text{ kN}$
 $M_{Sd} = 1,35 \cdot 200 \cdot 0,10 + 1,50 \cdot 100 \cdot 0,10 + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 5 \cdot 5,0 = 64,5 \text{ kNm}$

Komb. 2 $S_d = S(\gamma_G \cdot G_k + \gamma_Q \cdot W_k + \gamma_Q \cdot \psi_0 \cdot S_k)$
 $N_{Sd} = 1,35 \cdot 200 + 1,50 \cdot 0 + 1,50 \cdot 0,7 \cdot 100 = 375,0 \text{ kN}$
 $M_{Sd} = 1,35 \cdot 200 \cdot 0,10 + 1,50 \cdot 5 \cdot 5,00 + 1,50 \cdot 0,7 \cdot 100 \cdot 0,10 = 75,0 \text{ kNm}$

Bei günstiger Wirkung der geringfügig exzentrischen Druckkräfte (G_k , S_k) ist zusätzlich zu untersuchen:

Komb. 3 $S_d = S(\gamma_{G,inf} \cdot G_k + \gamma_Q \cdot W_k + \gamma_{Q,inf} \cdot \psi_0 \cdot S_k)$
 $N_{Sd} = 1,00 \cdot 200 + 1,50 \cdot 0 + 0,00 \cdot 0,6 \cdot 100 = 200,0 \text{ kN}$
 $M_{Sd} = 1,00 \cdot 200 \cdot 0,10 + 1,50 \cdot 5 \cdot 5,00 + 0,00 \cdot 0,7 \cdot 100 \cdot 0,10 = 57,5 \text{ kNm}$



2.1.3 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

Der Bemessungswert der Lastauswirkungen E_d (s. nachfolgende Gleichungen (8.2a) bis (8.2c)) darf den Nennwert einer Bauteileigenschaft C_d bzw. den Bemessungswert einer Materialeigenschaft R_d nicht überschreiten:

$$\boxed{E_d \leq C_d} \quad \text{bzw.} \quad \boxed{E_d \leq R_d} \quad (8.1)$$

Einwirkungskombinationen E_d (ohne Vorspannung; in symbolischer Form):

$$\textit{seltene Kombination} \quad E_d = E \left(\sum G_{k,j} + Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (8.2a)$$

$$\textit{häufige Kombination} \quad E_d = E \left(\sum G_{k,j} + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (8.2b)$$

$$\textit{quasi-ständige Kombination} \quad E_d = E \left(\sum G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \right) \quad (8.2c)$$

Für den üblichen Hochbau darf vereinfachend Gl. (8.2a) und (8.2b) ersetzt werden:

$$\text{eine veränderliche Einwirkung} \quad E_d = E \left(\sum G_{k,j} + Q_{k,1} \right) \quad (8.3a)$$

$$\text{mehrere veränderliche Einwirkungen} \quad E_d = E \left(\sum G_{k,j} + 0,9 \cdot \sum Q_{k,i} \right) \quad (8.3b)$$

(Es ist diejenige Kombination zu wählen, die den größeren Wert ergibt.)

Bauteileigenschaft C_d bzw. Materialeigenschaft R_d

Die Bauteileigenschaft C_d bzw. die Materialeigenschaft R_d ist der für die Bemessung maßgebende Nennwert oder die maßgebende Funktion bestimmter Baustoffeigenschaften, die auch den Bemessungsschnittgrößen zugrunde liegen.

Beispiel

Stütze mit Belastungen aus Eigenlast (G_k), Schnee (S_k) und Wind (W_k) wie im Beispiel S. 5.7 dargestellt. Gesucht sind die Schnittgrößen M und N im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit für die seltene, häufige und quasi-ständige Kombination an der Einspannstelle (Längsdruckkräfte absolut).

Mit den Gln. 8.2a bis 8.2c und den Kombinationsbeiwerten nach Tafel 5.7b erhält man

seltene Kombination (Index s)

$$\text{Lf. 1: } E_d = E (G_k + S_k + \psi_0 \cdot W_k); \text{ mit } \psi_{0,\text{Wind}} = 0,6 \rightarrow \\ N_s = 200 + 100 + 0,6 \cdot 0 = 300 \text{ kN} \quad M_s = 200 \cdot 0,10 + 100 \cdot 0,10 + 0,6 \cdot 5 \cdot 5,0 = 45 \text{ kNm}$$

$$\text{Lf. 2: } E_d = E (G_k + W_k + \psi_0 \cdot S_k); \text{ mit } \psi_{0,\text{Schnee}} = 0,7 \rightarrow \\ N_s = 200 + 0 + 0,7 \cdot 100 = 270 \text{ kN} \quad M_s = 200 \cdot 0,10 + 5 \cdot 5,0 + 0,7 \cdot 100 \cdot 0,10 = 52 \text{ kNm}$$

$$\text{Lf. 3: } E_d = E (G_k + W_k) \\ N_s = 200 + 0 = 200 \text{ kN} \quad M_s = 200 \cdot 0,10 + 5 \cdot 5,0 = 45 \text{ kNm}$$

häufige Kombination (Index h)

$$\text{Lf. 1: } E (G_k + \psi_1 \cdot S_k + \psi_2 \cdot W_k); \text{ mit } \psi_{1,\text{Schnee}} = 0,2 \text{ und } \psi_{2,\text{Wind}} = 0 \rightarrow \\ N_h = 200 + 0,2 \cdot 100 + 0 = 220 \text{ kN} \quad M_h = 200 \cdot 0,10 + 0,2 \cdot 100 \cdot 0,10 + 0 = 22 \text{ kNm}$$

$$\text{Lf. 2: } E (G_k + \psi_1 \cdot W_k + \psi_2 \cdot S_k); \text{ mit } \psi_{1,\text{Wind}} = 0,5 \text{ und } \psi_{2,\text{Schnee}} = 0 \rightarrow \\ N_h = 200 + 0 + 0 \cdot 100 = 200 \text{ kN} \quad M_h = 200 \cdot 0,10 + 0,5 \cdot 5,0 \cdot 5,0 + 0 = 32,5 \text{ kNm}$$

quasi-ständige Kombination (Index q-s)

$$\text{Lf. 1: } E (G_k + \psi_2 \cdot (S_k + W_k)); \text{ mit } \psi_{2,\text{Schnee}} = 0 \text{ und } \psi_{2,\text{Wind}} = 0 \rightarrow \\ N_{q-s} = 200 \text{ kN} \quad M_{q-s} = 200 \cdot 0,10 = 20 \text{ kNm}$$

2.1.4 Dauerhaftigkeit

Zur Erreichung einer ausreichenden Dauerhaftigkeit eines Tragwerks sind folgende zusammenhängende Faktoren zu berücksichtigen (EC 2, 2.4):

- Nutzung des Tragwerks
- geforderte Tragwerkeigenschaften
- voraussichtliche Umweltbedingungen
- Zusammensetzung, Eigenschaften und Verhalten der Baustoffeigenschaften
- Form der Bauteile und bauliche Durchbildung
- Qualität der Bauausführung und Überwachungsumfang
- besondere Schutzmaßnahmen
- voraussichtliche Instandhaltung während der vorgesehenen Nutzungsdauer.

2.2 Ausgangswerte für die Bemessung

2.2.1 Beton

EC 2, Teil 1 gilt für Beton mit geschlossenem Gefüge, der aus festgelegten Betonzuschlägen hergestellt und so zusammengesetzt und verdichtet wird, daß er außer künstlich erzeugten Luftporen keinen nennenswerten Anteil an eingeschlossener Luft enthält. Die in nachfolgende Tafel fett gedruckten Festigkeitsklassen sollen bevorzugt verwendet werden.

2.2.1.1 Betonfestigkeitsklassen und mechanische Eigenschaften (f_{ck}, f_{cm}, f_{ct} und E_{cm} in N/mm²)

Druckfestigkeit	charakteristischer Wert	f_{ck}
	Mittelwert	$f_{cm} = f_{ck} + 8$
Zugfestigkeit	Mittelwert	$f_{ctm} = 0,30 \cdot f_{ck}^{2/3}$
	unterer Fraktilwert	$f_{ctk;0,05} = 0,7 \cdot f_{ctm}$
	oberer Fraktilwert	$f_{ctk;0,95} = 1,3 \cdot f_{ctm}$
E-Modul	Mittelwert	$E_{cm} = 9500 \cdot (f_{ck} + 8)^{1/3}$

Festigkeitsklasse ³⁾	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C45/55	C50/60	C55/65	C60/70
Druckfestigkeit $ f_{ck} $	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60
Druckfestigkeit $ f_{cm} $	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68
Zugfestigkeit f_{ctm}	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,4	4,6
Zugfestigkeit $f_{ctk;0,05}$	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,1	3,2
Zugfestigkeit $f_{ctk;0,95}$	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,7	6,0
E-Modul E_{cm}	26 000	27 500	29 000	30 500	32 000	33 500	35 000	36 000	37 000	37 800	38 800
Grenzdehnung $\varepsilon_{cu} \cdot 10^{-3} 1)$	-3,6	-3,5	-3,4	-3,3	-3,2	-3,1	-3,0	-2,9	-2,8	-2,7	-2,6
Grenzdehnung $\varepsilon_{cu} \cdot 10^{-3} 2)$	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5	-3,5

1) σ - ε -Linie für die Schnittgrößenermittlung

2) σ - ε -Linie für die Querschnittsbemessung

3) Die Betonfestigkeitsklassen C55/65 und C60/70 sind nur für Fertigteile vorgesehen. Für unbewehrten Beton dürfen rechnerisch keine höheren Betonfestigkeitsklassen als C 30/37 ausgenutzt werden.

Spannungs-Dehnungs-Linien

Für die Schnittgrößenermittlung

Gleichung der Parabel

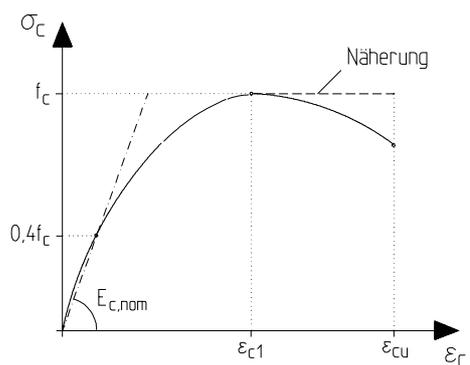
$$\sigma_c = f_c \cdot \frac{k \cdot \eta - \eta^2}{1 + (k - 2) \cdot \eta}$$

$$k = 1,1 \cdot E_{c,nom} \cdot (\varepsilon_{c1} / f_c)$$

$$\eta = \varepsilon_c / \varepsilon_{c1}$$

$$\varepsilon_{c1} = -0,0022$$

$f_c, \varepsilon_c, \varepsilon_{c1}, \sigma_c$ mit Vorzeichen (negativ);
 $E_{c,nom}, f_c$ als Mittelwert E_{cm} und f_{cm}
 oder als Bemessungswert $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$
 und $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$.



Anwendung bei nichtlinearer oder plastischer Schnittgrößenermittlung und bei Berechnungen nach Theorie II. Ordnung für kurzzeitig wirkende Lasten.

Für die Querschnittsbemessung

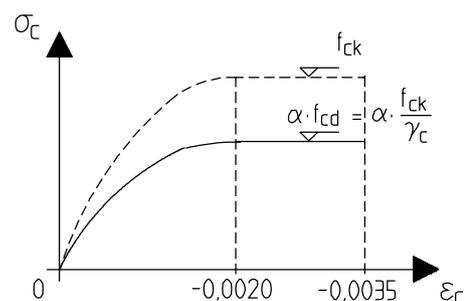
- Parabel-Rechteck-Diagramm

Gleichung der Parabel (Bemessungsdruckspannungen)

$$|\sigma_c| = 1000 \cdot |\varepsilon_c| \cdot (1 - 250 \cdot |\varepsilon_c|) \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

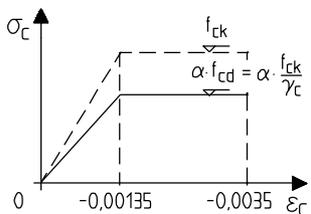
$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c; \quad \alpha = 0,85$$

Andere idealisierte Spannungs-Dehnungs-Linien dürfen verwendet werden, wenn sie dem Parabel-Rechteck-Diagramm gleichwertig sind (s. nachfolgend).



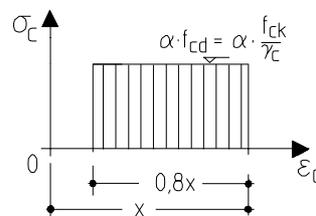
Vereinfachend dürfen auch angewendet werden (Bezeichnungen wie vorher):

- bilineare σ - ε -Linie



- rechteckiger Spannungsblock

(Falls Druckzonbreite in Richtung der Randdruckfaser kleiner wird, gilt jedoch $\alpha = 0,8$.)



2.2.1.2 Kriechen und Schwinden

Mit *Kriechen* wird die zeitabhängige Zunahme der Verformungen unter andauernden Spannungen bezeichnet (*Relaxation* ist dagegen die zeitabhängige Abnahme der Spannungen unter einer aufgezungenen Verformung konstanter Größe). Unter *Schwinden* wird die Verkürzung des unbelasteten Betons während der Austrocknung verstanden.

Einflüsse aus Kriechen und Schwinden können nach EC 2, 2.5.5 und Anhang 1 für den jeweiligen Zeitpunkt t ermittelt werden. Häufig werden nur die Endkriechzahlen $\varphi(\infty, t_0)$ und die Endschwindmaße $\varepsilon_{cs,\infty}$ benötigt; diese Werte sind für übliche Anwendungsfälle, d. h., wenn keine große Genauigkeit verlangt ist, in EC 2, Tab. 3.3 und Tab. 3.4 enthalten und untenstehend wiedergegeben. Für die Anwendung dieser Werte gelten folgende Voraussetzungen:

- Die Betondruckspannungen überschreiten den Wert $\sigma_c = 0,45 \cdot f_{ck}$ nicht (für Fertigteile s. auch EC 2 T 1-3, 3.1.2.5.5).
- Die mittlere Bauwerkstemperatur liegt zwischen 10 °C und 20 °C (jahreszeitlich bedingte Abweichungen zwischen -20 °C und +40 °C sind jedoch zulässig).
- Die relative Luftfeuchte entspricht den angegebenen Mittelwerten (Abweichungen von den Werten zwischen RH = 20 % und RH = 100 % sind zulässig).

Die Endkriechzahlen und -schwindmaße sind in Abhängigkeit von der wirksamen Bauteildicke $2 \cdot A_c / u$ (A_c Querschnittsfläche; u der Luft ausgesetzter Querschnittsumfang) wiedergegeben; die unterschiedlichen Konsistenzbereiche des Frischbetons sind gegebenenfalls zusätzlich zu beachten.

Tafel 5.10a Endkriechzahlen $\varphi(\infty, t_0)$ ¹⁾

Alter bei Belastung t_0 (Tage)50	Wirksame Bauteildicke $2 A_c / u$ in mm					
	150			600		
	Trockene Umgebungsbedingung (innen; rel. Luftfeuchte = 50 %)			Feuchte Umgebungsbedingung (außen; rel. Luftfeuchte = 80 %)		
1	5,5	4,6	3,7	3,6	3,2	2,9
7	3,9	3,1	2,6	2,6	2,3	2,0
28	3,0	2,5	2,0	1,9	1,7	1,5
90	2,4	2,0	1,6	1,5	1,4	1,2
365	1,8	1,5	1,2	1,1	1,0	1,0

Hinweis: Die angegebenen Kriechzahlen sind auf den Sekantenmodul E_{cm} bezogen. Sofern die Kriechfunktionen mit den Ansätzen nach EC 2, 2.5.5 und Anhang 1 genauer bestimmt werden sollen, sind die Endkriechzahlen mit 1,05 zu multiplizieren.

Tafel 5.10b Endschwindmaße $\varepsilon_{cs,\infty}$ ¹⁾

Lage des Bauteils	Wirksame Bauteildicke $2 \cdot A_c / u$ in mm	
	≤ 150	600
innen (RH = 50 %)	$-60 \cdot 10^{-5}$	$-50 \cdot 10^{-5}$
außen (RH = 80 %)	$-33 \cdot 10^{-5}$	$-28 \cdot 10^{-5}$

¹⁾ Zwischen den angegebenen Werten darf linear interpoliert werden. Die Endkriechzahlen φ_∞ und Endschwindmaße $\varepsilon_{cs,\infty}$ gelten für Beton mit einer Frischbetonkonsistenz der Klassen S2 und S3. Für Beton der Konsistenz S1 (steife Konsistenz) sind die Werte mit 0,7, für Beton der Konsistenz S4 (weiche Konsistenz) mit 1,2 zu multiplizieren.

2.2.2 Stahlbeton (Betonstahl)

Allgemeines

Die nachfolgenden Festlegungen gelten für Betonstabstahl, für Betonstahl vom Ring und für Betonstahlmatten. Betonstahl ist nach Stahlsorte, Duktilitätsklasse, Maße, Oberflächeneigenschaften und Schweißbarkeit eingeteilt. Betonstahlsorten und ihre Eigenschaften werden zukünftig in EN 10080 beschrieben, die gegenwärtig jedoch noch nicht angewendet werden darf. Als Ersatz gelten nach [5.10] die Betonstähle der Reihe DIN 488 oder bauaufsichtlicher Zulassungsbescheide. Oberflächengestaltung, Nennstreckgrenze f_{yk} und die Duktilitätsklassen sind nachfolgender Tabelle zu entnehmen.

Schweißgeeignete Betonstähle und Einordnung in Duktilitätsklassen (DAfStb-Ri, Tab. R2).

Betonstahl nach	Kurzzeichen	Lieferform	Durchmesser mm	Oberfläche	Nennstreckgrenze f_{yk} N/mm ²	Duktilität ¹⁾ (nach DAfStb-Ri. [5.10])
1	2	3	4	5	6	7
DIN 488	BSt 420 S	Stab	6 bis 28	gerippt	420	hoch
	BSt 500 S	Stab	6 bis 28	gerippt	500	hoch
	BSt 500 M	Matte	4 bis 12	gerippt	500	normal
Zulassung	BSt 500 WR	Ring	6 bis 14	gerippt	500	hoch
	BSt 500 KR	Ring	6 bis 12	gerippt	500	normal

¹⁾ Anforderungen nach EC 2, 3.2.4.2: hohe Duktilität: $\epsilon_{uk} > 5,0 \%$; $(f_t/f_y)_k > 1,08$
normale Duktilität: $\epsilon_{uk} > 2,5 \%$; $(f_t/f_y)_k > 1,05$

Duktilitätsklassen

Betonstähle müssen eine angemessene Dehnfähigkeit (Duktilität) aufweisen. Das darf angenommen werden, wenn folgende Duktilitätsanforderungen erfüllt sind:

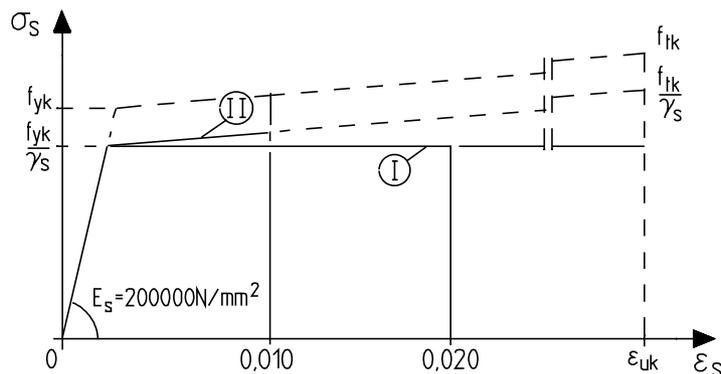
- hohe Duktilität (Klasse H): $\epsilon_{uk} > 5,0 \%$; $(f_t/f_y)_k > 1,08$
- normale Duktilität (Klasse N): $\epsilon_{uk} > 2,5 \%$; $(f_t/f_y)_k > 1,05$

Hierin ist ϵ_{uk} der charakteristische Wert der Dehnung bei Höchstlast, f_t bezeichnet die Zugfestigkeit und f_y die Streckgrenze. Gegenwärtig erfolgt die Einordnung der Betonstähle in Duktilitätsklassen nach der DAfStb-Ri [5.10] (s. oben).

Spannungs-Dehnungs-Linie

Für die Bemessung im Querschnitt sind zwei unterschiedliche Annahmen zugelassen:

- *Linie I:* Die Stahlspannung wird auf den Wert f_{yk} bzw. $f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$ begrenzt, für die Stahldehnung ϵ_s gilt dann $\epsilon_s \leq 20 \text{ ‰}$. (Die Begrenzung auf $\epsilon_s \leq 20 \text{ ‰}$ gilt nach der DAfStb-Ri. [5.10]; in Eurocode 2 ist eine Begrenzung der Stahldehnung nicht vorgeschrieben.)
- *Linie II:* Der Anstieg der Stahlspannung von der Streckgrenze f_{yk} bzw. f_{yk}/γ_s zur Zugfestigkeit f_{tk} bzw. f_{tk}/γ_s wird berücksichtigt; in diesem Fall ist die Stahldehnung auf $\epsilon_s \leq 10 \text{ ‰}$ zu begrenzen.



f_{yk} charakteristischer Wert der Streckgrenze (bzw. der 0,2%-Dehngrenze)

f_{tk} charakteristischer Wert der Zugfestigkeit

E-Modul

Es darf ein Mittelwert von $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$ angenommen werden.

2.2.3 Spannbeton (Spannstahl)

Bei der Anwendung von EC 2 dürfen nur Spannstähle und Spannverfahren verwendet werden, für die das Institut für Bautechnik bauaufsichtliche Zulassungsbescheide auch nach EC 2 Teil 1 erteilt hat.

Eurocode 2 gilt für Drähte, Stäbe und Litzen. Sie sind einzuteilen nach

- Sorten mit den Festigkeitswerten an der 0,1%-Dehngrenze $f_{p0,1k}$ und der Zugfestigkeit f_{pk}
- Klassen zur Angabe des Relaxationsverhalten
- Maße und Oberflächenbeschaffenheit.

2.2.3.1 Mechanische und technologische Eigenschaften

Charakteristische Werte sind die 0,1%-Dehngrenze $f_{p0,1k}$, die Zugfestigkeit f_{pk} und die Gleichmaßdehnung ϵ_{uk} .

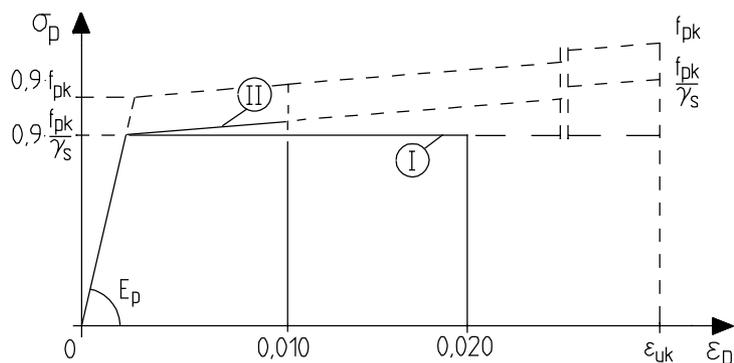
Eingangsvorspannung (zul. Spannstahlspannung)

$$\begin{array}{ll} \text{während des Vorspannens: } \sigma_{p0} \leq 0,80 \cdot f_{pk} & \text{nach Absetzen der Presse: } \sigma_{pm0} \leq 0,75 \cdot f_{pk} \\ \text{(auch im Spannbett) } \sigma_{p0} \leq 0,90 \cdot f_{p0,1k} & \text{(der Vorspannkraft) } \sigma_{pm0} \leq 0,85 \cdot f_{p0,1k} \end{array}$$

Spannungs-Dehnungs-Linie

Für die Querschnittstragfähigkeit darf die angegebene Spannungs-Dehnungs-Linie verwendet werden.

- *Linie I:* Die Stahlspannung ist auf $0,9f_{pk}/\gamma_s$ begrenzt, die Stahldehnung auf $\epsilon_p \leq 20 \text{ ‰}$ [5.10].
- *Linie II:* Anstieg der Stahlspannung oberhalb von $0,9f_{pk}/\gamma_s$ wird berücksichtigt, Begrenzung der Stahldehnung auf $\epsilon_p \leq 10 \text{ ‰}$.



E-Modul

$$E_p = 200\,000 \text{ N/mm}^2 \text{ (Drähte; Stäbe)}$$

$$E_p = 190\,000 \text{ N/mm}^2 \text{ (Litzen)}$$

(Hinweis: Die angegebenen Zugfestigkeiten dürfen nur angesetzt werden, wenn die unter Pkt. 2.2.3.2 angegebenen Mindestradien eingehalten werden.)

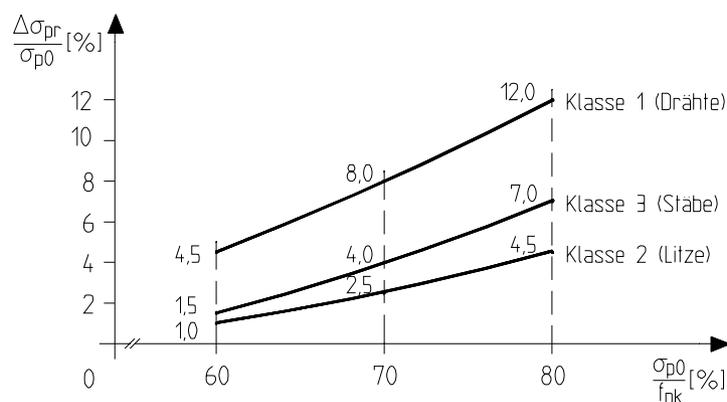
Duktilität (EC 2, 4.2.3.3.4)

- Spannglieder mit nachträglichem Verbund → hohe Duktilität
- Spannglieder mit sofortigem Verbund → normale Duktilität.

Relaxation

Relaxation bezeichnet die zeitabhängige Abnahme der Spannungen unter einer aufgezwungenen Verformung (Dehnung) von konstanter Größe. Die Relaxation wird für drei Relaxationsklassen beschrieben.

Relaxationsverluste nach 1000h bei 20 °C



Relaxationsverluste von 1h bis 1000 h

Zeit in h	Relaxationsverluste in % des Wertes bei 1000h
1	15
5	25
20	35
100	55
200	65
500	85
1000	100

Die durch erhöhte Temperatur bei wärmebehandeltem Beton hervorgerufenen Relaxationsverluste müssen berücksichtigt werden. Sie erhöhen sich während der Wärmebehandlung und verringern sich am Ende.

Für die Langzeitwerte der Relaxationsverluste gelten die bauaufsichtlichen Zulassungsbescheide [5.10]; nach EC 2 kann näherungsweise angenommen werden, daß die Langzeitwerte dreimal so hoch sind wie die Werte bei 1000 h (EC 2, 4.2.3.4.1).

2.2.3.2 Bauliche Anforderung

Mindestbetonfestigkeit

Die Mindestbetonfestigkeitsklasse beträgt für

- Vorspannung mit nachträglichem Verbund → C 25/30
- Vorspannung mit sofortigem Verbund → C 30/37

Beim Vorspannen von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund muß der Beton eine Mindestfestigkeit gemäß Tabelle (s.[5.10]) aufweisen (Eingangswert ist die Betonfestigkeitsklasse nach Zulassungsbescheid).

Festigkeits- klasse	Festigkeiten f_c ¹⁾	
	beim Teil- vorspannen N/mm ²	beim endgültigen Vorspannen N/mm ²
1	2	3
C 25/30	14	28
C 30/37	17	34
C 35/45	20	39
C 40/50	22	45
C 45/55	25	50
C 50/60	28	56

Beim Teilvorspannen sind die Werte der Spalte 2 einzuhalten. In diesem Fall darf die Spannkraft des einzelnen Spanngliedes nur 30 % des zulässigen Wertes betragen; die Betondruckspannung darf $0,13f_{ck}$ nicht überschreiten. Liegt die nachgewiesene Betondruckfestigkeit zwischen den Werten der Spalten 2 und 3, darf die Spannkraft linear zwischen 30 % und 100 % entsprechend der erreichten Betonfestigkeit interpoliert werden.

¹⁾ Erhärtungsprüfung am Bauwerk mit 150-mm-Würfel nach DIN 1045, Abschnitt 7.4.4

$$f_{c(150 \text{ mm ISO})} = 0,92 \beta_{WN(150 \text{ mm})}$$

Mindestanzahl von Spanngliedern

Einzelbauteile müssen in der vorgeprägten Zugzone eine Mindestanzahl von Spanngliedern enthalten.

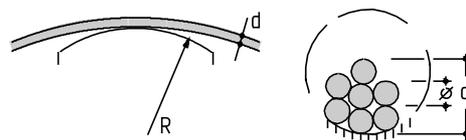
Art des Spannglieds	Mindestanzahl
Einzelstäbe und -drähte	3
Stäbe und Drähte, zusammengefaßt als Litze oder Spannglied	7
Spannglieder außer Litze	3
Litzen mit ≥ 7 Drähten und Drahtdurchmesser ≥ 4 mm	1

Die Tabelle gilt für tragende vorgespannte Bauteile ohne zusätzliche Tragfähigkeit aus Umlagerung von Schnittgrößen, aus Querverteilung von Belastungen oder aus anderen Maßnahmen (z. B. Betonstahlbewehrung). Die angegebene Mindestanzahl von Stäben, Drähten oder Spanngliedern gilt bei gleichen Durchmessern.

Mindestbiegeradien in Spanngliedern

Die im Abschn. 2.2.3.1 genannten Zugfestigkeiten dürfen nur angesetzt werden, wenn die Spannstäbe im Bereich von Umlenkungen das folgende Verhältnis von Mindestradius R zu Nenndurchmesser d einhalten:

Art des Spannglieds	R/d
Einzeldraht oder Litze, nach dem Spannen umgelenkt (bei Fertigteilen auch im umgelenkten Zustand vorgespannt)	15
Einzeldraht oder Litze, in glattem Hüllrohr	20
Einzeldraht oder Litze, in geripptem Hüllrohr	40
Bündelspannglied aus mehreren Drähten oder Litzen	Werte R/d multipliziert mit n_1/n_2



- n_1 Gesamtzahl der Drähte oder Litzen
- n_2 Anzahl der Drähte oder Litzen, über die die Radialkraft des Spannglieds auf die Umlenkvorrichtung übertragen wird.

Im dargestellten Fall gilt: $n_1/n_2 = 7/3$

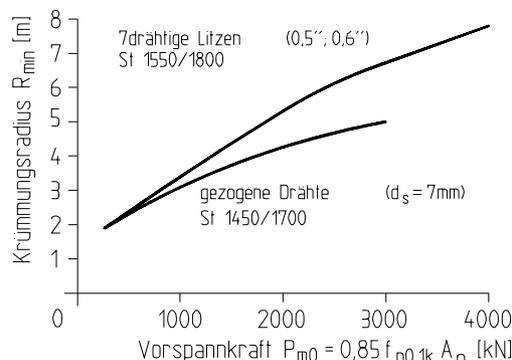
Nach [5.10] gilt zusätzlich zu obenstehenden Mindestradien:

a) Spannglieder aus gezogenen Drähten und Litzen

Die Drähte dürfen beim Spannen im Bereich der Krümmungen keine Bewegungen erfahren. Andernfalls gelten bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund die nebenstehenden Krümmungsradien ([5.10], Bild R1).

b) Spannglieder aus vergüteten Drähten oder aus Stäben

Es ist im Bereich einer Krümmung nachzuweisen, daß die Randspannungen unmittelbar nach dem Spannen den Wert $f_{p0,1k}$ nicht überschreiten.



3 Schnittgrößenermittlung

3.1 Allgemeine Grundlagen

3.1.1 Grundsätzliches

Querschnitte von Tragwerken oder Tragwerksteilen müssen für die ungünstigsten Beanspruchungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit bemessen werden. Die ungünstigsten Beanspruchungen eines Querschnitts sind von der Größe und der Verteilung der Einwirkungen abhängig. Zur Ermittlung der *maßgebenden Einwirkungskombination* ist eine ausreichende Anzahl von Lastfällen – Kombinationen von Einwirkungsgrößen und ihre Verteilungsmöglichkeiten – zu untersuchen.

Bei der Schnittgrößenermittlung werden sowohl Idealisierung der Geometrie als auch des Tragverhaltens vorgenommen.

Idealisierung der Geometrie

stabförmige Bauteile
ebene Flächentragwerke
Schalen
(seltener) dreidimensionale Tragwerke

Idealisierung des Trag- und Materialverhaltens

elastisches Verhalten
elastisches Verhalten mit begrenzter Umlagerung
plastisches Verhalten und Anwendung von Stabwerkmodellen
nichtlineares Verhalten

Zusätzliche Untersuchungen können in Bereichen nichtlinearer Verzerrungen erforderlich sein, z. B. an Auflagern, Lasteinleitungsbereichen, bei sprunghaften Querschnittsänderungen.

3.1.2 Einwirkungsgrößen (Lastgrößen)

Die Größen der Einwirkungen werden im allgemeinen durch ihre Bemessungswerte als die mit den Teilsicherheits- und/oder Kombinationsbeiwerten vervielfachten charakteristischen Werte dargestellt. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit gelten die Kombinationsregeln nach Abschn. 2.1.2, Gl. (6.4) bzw. (6.5), im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit nach Abschn. 2.1.3, Gl. (8.2) bzw. (8.3). Die für eine Bemessung „ungünstigen“ Einwirkungen sind hierbei mit ihrem oberen, die „günstig wirkenden“ mit ihrem unteren Bemessungswert zu berücksichtigen.

Für die *ständige Einwirkung* muß im Regelfall der obere oder untere Grenzwert im gesamten Tragwerk berücksichtigt werden (s. hierzu nachfolgendes Beispiel 2). Sind jedoch die Ergebnisse eines Nachweises im hohen Maß anfällig gegen Schwankungen in der Größe einer ständigen Einwirkung, müssen die günstigen und ungünstigen Anteile der Einwirkung als eigenständige Einwirkung betrachtet werden (vgl. Abschn. 2.1.2; s. untenstehendes Beispiel 1).

Veränderliche Einwirkungen (Verkehrslasten) werden mit dem oberen Bemessungswert berücksichtigt, wenn sie ungünstig wirken; bei günstiger Wirkung bleiben sie unberücksichtigt, da der untere Bemessungswert mit dem Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_Q = 0$ zu ermitteln ist.

Beispiel 1 (Sonderfall: Eigenlasten jeweils als eigenständige Einwirkung)

Für den dargestellten Einfeldträger mit Kragarm ist die Lagesicherheit am Auflager A nachzuweisen. Bedingung nach Gl. (6.1) für Auflagerkraft A:

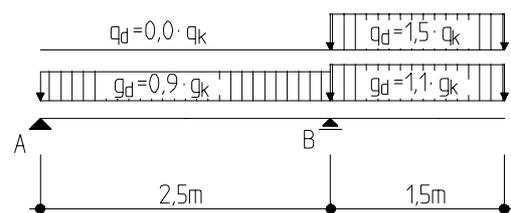
$$A_{d,dst} \leq A_{d,stb}$$

Mit den charakteristischen Werten $g_k = 6,8 \text{ kN/m}$ und $q_k = 7,5 \text{ kN/m}$ für die Einwirkungen erhält man

$$A_{d,dst} = 1,1 \cdot 6,8 \cdot \frac{1,5^2}{2 \cdot 2,5} + 1,5 \cdot 7,5 \cdot \frac{1,5^2}{2 \cdot 2,5} = 8,43 \text{ kN}$$

$$A_{d,stb} = 0,9 \cdot 6,8 \cdot \frac{2,5^2}{2} = 7,65 \text{ kN}$$

Nachweis: $A_{d,dst} = 8,43 \text{ kN} > A_{d,stb} = 7,65 \text{ kN} \Rightarrow$ Nachweis *nicht* erfüllt; zusätzlich Maßnahmen (z. B. Verankerung für 0,78 kN) erforderlich.



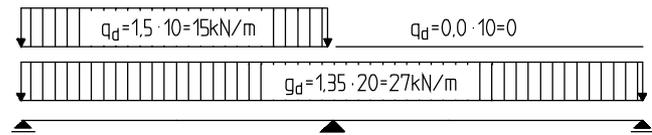
[Zum Vergleich (nachstehender Rechnungsgang ist nach EC 2 jedoch nicht zulässig):

Mit $g_d = \gamma_G \cdot g_k = \text{const} = 1,00 \cdot 6,8 \text{ kN/m}$ ergäbe sich $A_{d,dst} = 8,12 \text{ kN}$ und $A_{d,stb} = 8,50 \text{ kN}$, womit der Nachweis erfüllt wäre; ähnliches gilt für $g_d = \text{const} = 1,35 \cdot 6,8 \text{ kN/m}$.]

Beispiel 2 (Regelfall: Eigenlasten konstant im gesamten Tragwerk)

Für den dargestellten Zweifeldträger ist die maßgebende Belastungsanordnung für das maximale Bemessungsfeldmoment im Grenzzustand der Tragfähigkeit gesucht. Als Belastung seien vorhanden:

- ständige Einwirkung $g_k = 20 \text{ kN/m}$
- veränderliche Einwirkung $q_k = 10 \text{ kN/m}$



Es ergibt sich die im Bild dargestellte Belastungsanordnung mit den jeweils angegebenen Bemessungswerten der Einwirkungen. Eine feldweise ungünstige Anordnung der Eigenlast als eigenständige Einwirkung – wie im Beispiel 1 – ist nicht erforderlich.

3.1.3 Belastungsanordnung

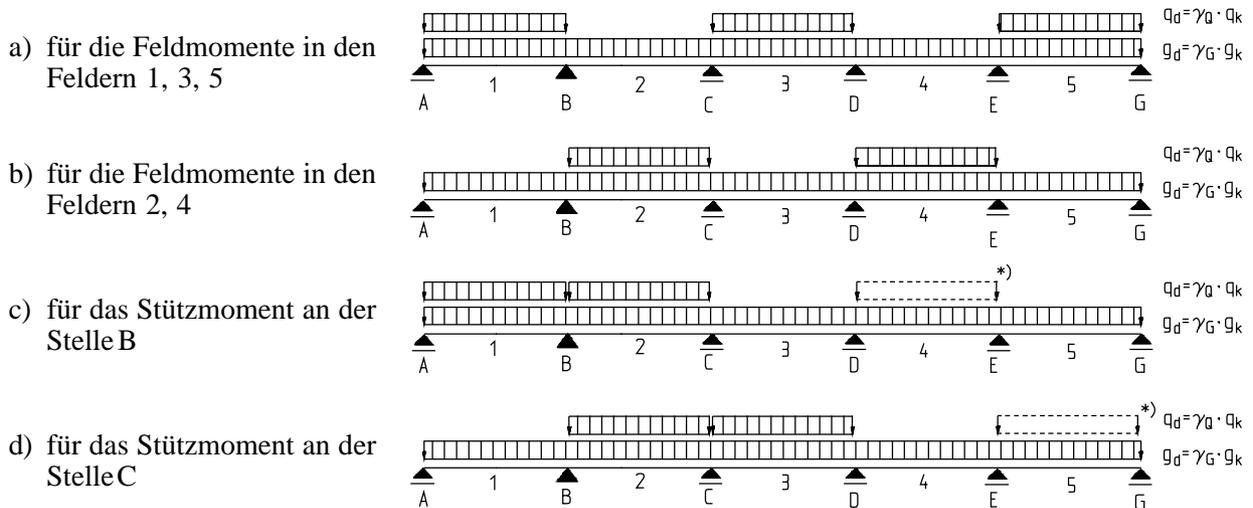
Einwirkungen sind grundsätzlich in ungünstiger Verteilung anzuordnen. Gegebenenfalls muß eine solche Verteilung mit Hilfe von Einflußlinien ermittelt werden. Jedoch dürfen auch vereinfachende Belastungsanordnungen verwendet werden, sofern sie das Tragverhalten sinnvoll interpretieren.

In EC 2, 2.5.1.2 (4) wird eine vereinfachende Einwirkungskombination für durchlaufende Biegetragwerke genannt. Hiernach genügt es bei in Gebäuden liegenden Durchlaufträgern und durchlaufenden Platten ohne Auskragungen, die überwiegend durch gleichmäßig verteilte Lasten beansprucht sind, folgende Lastfälle in Betracht zu ziehen:

- Jedes zweite Feld trägt die ständigen und veränderlichen Bemessungslasten $r_d = (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k)$, die anderen Felder tragen nur den Bemessungswert der ständigen Einwirkung $g_d = (\gamma_G \cdot g_k)$.
- Zwei beliebig nebeneinanderliegende Felder tragen die Bemessungswerte der ständigen und der veränderlichen Einwirkung $r_d = (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k)$, die anderen Felder tragen nur die Bemessungswerte der ständigen Einwirkung $g_d = (\gamma_G \cdot g_k)$.

Beispiel

Vereinfachende Kombinationen von Einwirkungen für Durchlaufträger mit gleichmäßig verteilten Lasten nach EC 2, 2.5.1.2(4)



*) Die veränderlichen Lasten im Feld 4 bzw. 5 dürfen vernachlässigt werden.

3.1.4 Längs- und Querkraftverformung; Auswirkung nach Theorie II. Ordnung

Bei der Schnittgrößenermittlung von stabförmigen Tragwerken und Platten in Gebäuden dürfen die *Längskraft- und Querkraftverformungen* vernachlässigt werden, sofern sie weniger als 10 % der Biegeverformungen betragen (EC 2, 2.5.1.2).

Auswirkungen nach *Theorie II. Ordnung* müssen berücksichtigt werden, wenn sie die Gesamtstabilität oder das Erreichen des Grenzzustands der Tragfähigkeit in kritischen Querschnitten nachteilig beeinflussen. Als Grenze gilt für Hochbauten ein Anwachsen der Momente unter Berücksichtigung der Verformungen um mehr als 10 % (EC 2, 2.5.1.4).

3.2 Imperfektionen

Die Auswirkung von Imperfektionen ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit zu berücksichtigen. Als Ersatzimperfektion gilt eine Schiefstellung des Systems um den Winkel ν (im Bogenmaß):

$$\boxed{\nu = 1/(100 \cdot \sqrt{l})} \geq \nu_{\min} = \begin{cases} 1/200 & \text{bei stabilitätsgefährdeten Systemen} \\ 1/400 & \text{bei nicht stabilitätsgefährdeten Systemen} \end{cases} \quad (16.1)$$

Beim Zusammenwirken von n lotrechten Baugliedern darf ν um den Beiwert α_n ¹⁾ abgemindert werden:

$$\nu_{\text{red}} = \nu \cdot \alpha_n = \nu \cdot \sqrt{0,5 \cdot (1+1/n)} \geq \nu_{\min} \quad \alpha_n \text{-Werte}$$

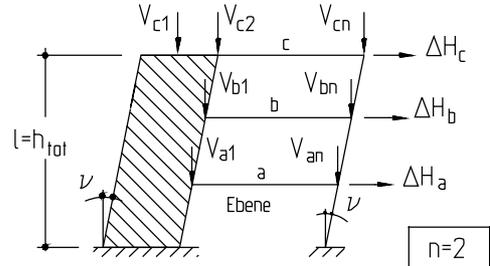
n	1	2	3	4	5	10	$\rightarrow \infty$
α_n	1	0,87	0,82	0,79	0,77	0,74	0,71

Ansatz der Ersatzimperfektionen

– Lotrechte aussteifende Bauteile

Schiefstellung des Tragwerkes um den Winkel ν (s. o.) mit l als Gesamthöhe h_{tot} des Tragwerkes über der Einspannebene in Metern; die Schiefstellung darf durch die Horizontalkräfte ΔH_j ersetzt werden:

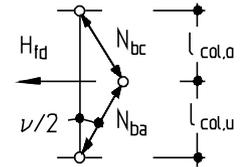
$$\Delta H_j = \sum_{i=1}^n V_{ji} \cdot \nu \quad (16.2a)$$



– Waagerechte aussteifende Bauteile

Schiefstellung der auszusteifenden Tragwerksteile (Stützen) um $\nu/2$ mit l als mittlere Länge l_{col} der auszusteifenden Bauteile in Metern²⁾; die Schiefstellung darf durch die Horizontalkraft H_{fd} ersetzt werden. H_{fd} wird für die Bemessung der lotrecht aussteifenden Bauteile nicht berücksichtigt.

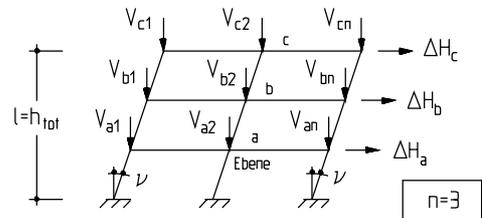
$$H_{fd} = (N_{bc} + N_{ba}) \cdot \nu/2 \quad (16.2b)$$



– Nicht ausgesteifte Rahmen

Schiefstellung des Tragwerkes um den Winkel ν mit l als Gesamthöhe h_{tot} in Metern; Ansatz der Ersatzhorizontalkräfte wie bei den lotrecht aussteifenden Bauteilen.

$$\Delta H_j = \sum_{i=1}^n V_{ji} \cdot \nu \quad (16.2c)$$



Die Ersatzhorizontalkräfte dürfen entfallen, wenn sie kleiner als die planmäßigen Bemessungshorizontallasten sind, und bei außergewöhnlichen Einwirkungskombinationen [EC 2, 2.5.1.3 (8)]. Es wird jedoch empfohlen, die Ersatzlasten aus Schiefstellung grundsätzlich zusätzlich zu berücksichtigen.

1) Es wird empfohlen, bei der Ermittlung des Abminderungsbeiwerts α_n nur die lotrechten Bauteile n zu berücksichtigen, die einen nennenswerten Anteil der Vertikallasten aufnehmen.
2) Wird in EC 2 nicht explizit angesprochen; s. hierzu [5.12].

Beispiel

Nicht stabilitätsgefährdetes Bauwerk ($\nu_{\min} = 1/400 = 0,0025$)

lotrecht aussteifendes Bauteil

Schiefstellung: $\nu = 1 / (100 \cdot \sqrt{10}) = 1/316$

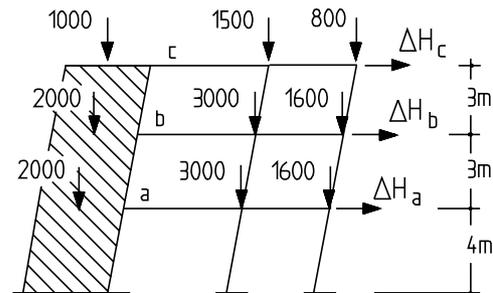
Abminderung: $\alpha_n = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/3)} = 0,82$

Ersatzhorizontalkräfte:

$$\Delta H_c = (800 + 1500 + 1000) \cdot 0,82 / 316 = 8,6 \text{ kN}$$

$$\Delta H_b = (1600 + 3000 + 2000) \cdot 0,82 / 316 = 17,1 \text{ kN}$$

$$\Delta H_a = (1600 + 3000 + 2000) \cdot 0,82 / 316 = 17,1 \text{ kN}$$



waagrecht aussteifendes Bauteil (z. B. Geschoßdecke a):

Schiefstellung: $\nu/2 = 1 / (200 \cdot \sqrt{3,5}) = 1/374$

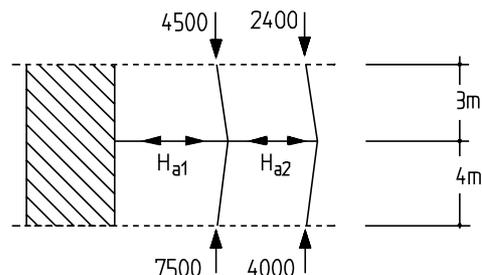
Abminderung: $\alpha_{n=1} = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/1)} = 1,00$

$$\alpha_{n=2} = \sqrt{0,5 \cdot (1 + 1/2)} = 0,87$$

Ersatzhorizontalkräfte:

$$H_{a2} = [(2400 + 4000) / 374] \cdot 1,0 = 17,1 \text{ kN}$$

$$H_{a1} = [(4500 + 7500) / 374 + 17,1] \cdot 0,87 = 42,8 \text{ kN}$$



3.3 Räumliche Steifigkeit und Stabilität

3.3.1 Grundsätzliches

Bauwerke müssen in der Lage sein, außer den vertikalen auch alle horizontalen oder geneigten Einwirkungen aufzunehmen. Ist ein Bauwerk durch Raumfugen in Bauwerksabschnitte unterteilt, dann gilt dieses für jeden Abschnitt. Hochbauten werden häufig durch eine genügende Anzahl von vertikalen Aussteifungselementen – Wände, Treppenhaukerne u. ä. – und durch Decken mit Scheibenwirkung – horizontale Aussteifungselemente – ausgesteift.

Entsprechend den Bewegungsmöglichkeiten eines Bauwerks wird zwischen Verschiebungen in Richtung der Gebäudehauptachsen y und z (Translation) und Verdrehungen (Rotation) unterschieden. Um die Verdrehungen klein zu halten, fordert EC 2 eine annähernd symmetrische Verteilung der vertikalen aussteifenden Bauteile über den Grundriß.

Offensichtlich ausreichend ausgesteifte Tragwerke dürfen als unverschieblich gehalten angesehen werden (EC 2, 4.3.5.3.3 (2)). In Zweifelsfällen dient der Aussteifungsbeurteilung von Bauwerken mit aussteifenden Bauteilen die in EC 2, Anhang 3 angegebene Labilitätszahl α für Biegung. Aussteifende Bauteile sollten 100 % aller Horizontallasten aufnehmen und in die Fundamente weiterleiten können.

Vertikale Aussteifungselemente sollten einen möglichst großen Abstand zum Gesamtschubmittelpunkt haben, um die Verdrehung des Bauwerks klein zu halten. Im Zweifelsfälle kann die Verdrehungssteifigkeit mit Hilfe einer von *Brandt* [5.14] entwickelten Labilitätszahl für Verdrehung beurteilt werden.

3.3.2 Unverschieblichkeit von Tragwerken

Die Beurteilung, ob ein Tragwerk oder ein Tragwerksteil als unverschieblich anzusehen ist, kann mit Eurocode 2, Anhang 3 erfolgen. Im einzelnen müssen ggf. folgende Kriterien überprüft werden:

- Translationssteifigkeit von Tragwerken mit aussteifenden Bauteilen
- Translationssteifigkeit von Tragwerken (Rahmen) ohne aussteifende Bauteile
- Rotationssteifigkeit von Tragwerken.

Translationssteifigkeit von Tragwerken mit aussteifenden Bauteilen

Sie dürfen als unverschiebliches Tragwerk berechnet werden, wenn die nachfolgenden Bedingungen eingehalten werden (die Labilitätszahl α muß für jede der beiden Gebäudehauptachsen y und z erfüllt sein).

$$\alpha = h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E_{\text{cm}} \cdot I_c}} \leq \begin{cases} 0,2 + 0,1n & \text{für } n \leq 3 \\ 0,6 & \text{für } n \geq 4 \end{cases} \quad (17)$$

Es sind (s. a. nebenstehende Abb.):

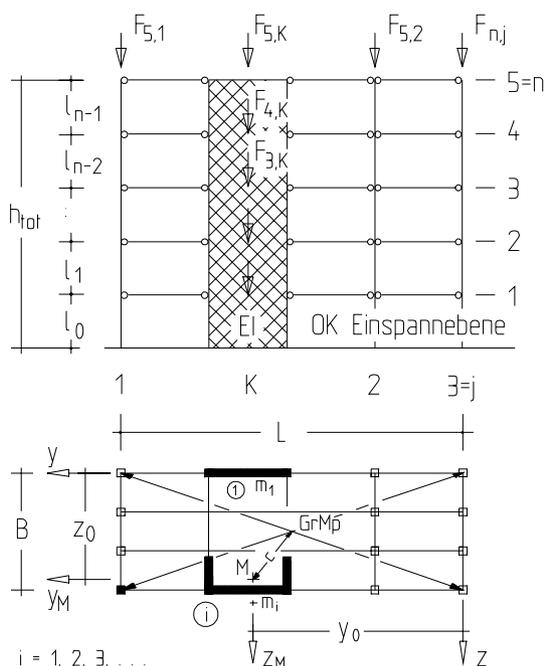
h_{tot} Gesamthöhe des Tragwerkes über OK Fundament bzw. Einspannebene in m

n Anzahl der Geschosse

F_v Summe aller Vertikallasten $F_{v,nj}$ im Gebrauchszustand (d. h. $\gamma_F = 1$) in MN, die auf die aussteifenden und auf die nicht aussteifenden Bauteile wirken

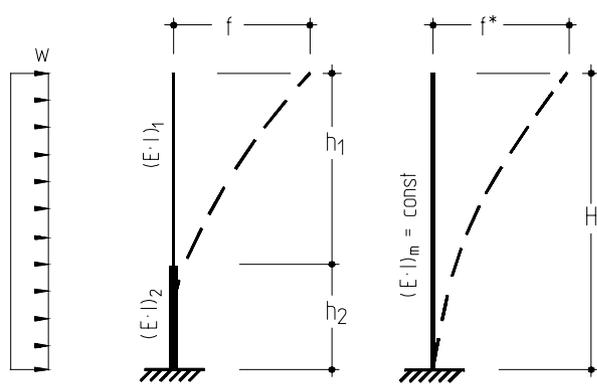
$E_{\text{cm}} I_c$ Summe der Nennbiegesteifigkeiten (Zustand I) in MNm² aller vertikalen aussteifenden Bauteile, die in der betrachteten Richtung wirken. In den aussteifenden Bauteilen sollte die Betonzugspannung unter der maßgebenden Lastkombination des Gebrauchszustandes den Wert $f_{\text{ctk};0,05}$ nicht überschreiten (E_{cm} und $f_{\text{ctk};0,05}$ s. S. 5.9).

Wenn die Steifigkeit der aussteifenden Bauteile sich über die Höhe ändert, sollte eine Ersatzsteifigkeit eingeführt werden; sie kann aus der Bedingung ermittelt werden, daß sie die gleiche maximale Horizontalverschiebung ergibt wie der genaue Steifigkeitsverlauf (s. S. 5.18).



Bei aussteifenden Wänden aus Mauerwerk sind die maßgebenden E -Moduli von Mauerwerk nach DIN 1053, bei Wänden nach DIN 1045 die E -Moduli für Beton nach DIN 1045 anzusetzen.

Mittlere Biegesteifigkeit $(E_{cm} \cdot I_c)_m$ von Wandscheiben mit veränderlichem $(E_{cm} \cdot I_c)$



$$f = \frac{1}{E_c \cdot I_c} \cdot \int \frac{E_c \cdot I_c}{E \cdot I} \cdot M \overline{M} dh$$

$$f^* = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot (E \cdot I)_m}$$

aus $f = f^*$ folgt

$$(E \cdot I)_m = \frac{w \cdot H^4}{8 \cdot f}$$

f -Werte für einfeldrige, regelmäßig gegliederte Scheiben s. [5.13]

(Materialbezogene Indizes nicht mitgeschrieben; $E_c \cdot I_c$ steht für Vergleichssteifigkeit.)

Beispiel

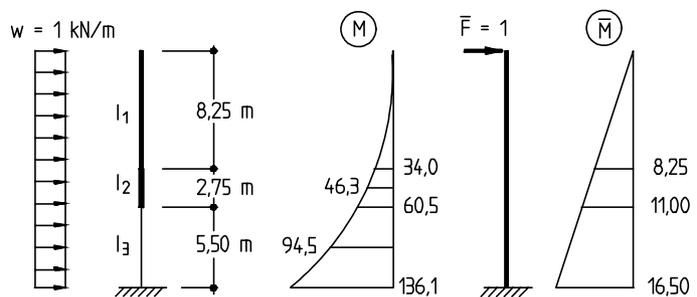
Für das dargestellte System mit abschnittsweise konstantem $(EI)_i$ ist die mittlere Biegesteifigkeit $(EI)_m$ zu ermitteln.

$$I_1 = 0,54 \text{ m}^4; \quad I_2 = 0,82 \text{ m}^4; \quad I_3 = 0,45 \text{ m}^4$$

$$h_1 = 8,25 \text{ m}; \quad h_2 = 2,75 \text{ m}; \quad h_3 = 5,50 \text{ m}$$

$$w = 1 \text{ kN/m}; \quad H = 16,5 \text{ m}; \quad E = \text{const}$$

$$\text{gewählt: } I_c = I_1 = 0,54 \text{ m}^4$$



$$E \cdot I_c \cdot f = 8,25^2 \cdot 34,0 / 4 + (0,54 / 0,82) \cdot (2,75 / 6) \cdot [34,0 \cdot 8,25 + 2 \cdot 46,32 \cdot (8,25 + 11,0) + 60,5 \cdot 11,0] + (0,54 / 0,45) \cdot (5,50 / 6) \cdot [60,5 \cdot 11,0 + 2 \cdot 94,5 \cdot (11,0 + 16,5) + 136,1 \cdot 16,5] = 10\,322 \text{ kNm}^3$$

$$\rightarrow f = 10\,322 / (0,54 \cdot E) = 19\,115 / E$$

$$E \cdot I_m = 1 \cdot 16,5^4 / (8 \cdot 19\,115 / E) = 0,4847 \cdot E \rightarrow I_m \approx 0,48 \text{ m}^4$$

Translationssteifigkeit von Tragwerken (Rahmen) ohne aussteifende Bauteile

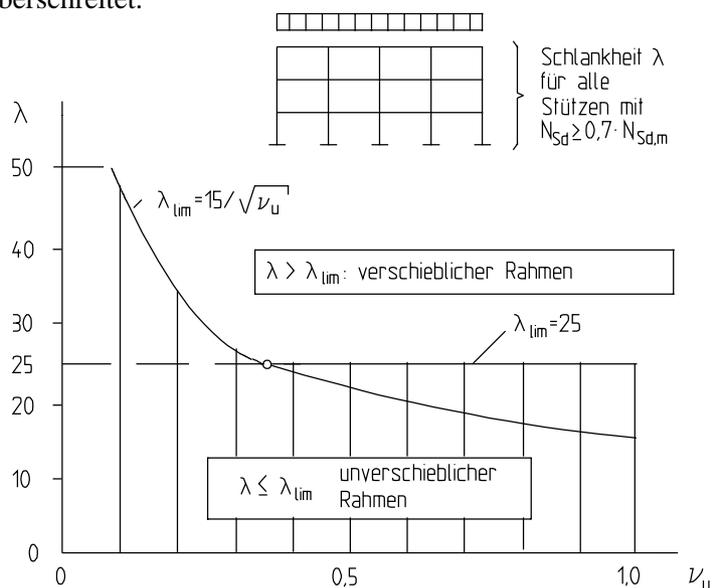
Tragwerke ohne aussteifende Bauteile gelten als unverschieblich, wenn die Schnittgrößen nach Theorie II. Ordnung höchstens 10 % größer als diejenigen nach Theorie I. Ordnung sind. Eine Abschätzung dieses Sachverhalts kann mit EC 2, A 3.2 (3) erfolgen, wonach Rahmen ohne aussteifende Bauteile als unverschieblich gelten, wenn jedes lotrechte Druckglied, das mehr als 70 % der mittleren Längskraft $N_{Sd,m}$ aufnimmt, die Grenزشlankheit λ_{lim} nicht überschreitet.

$$N_{Sd,m} = \gamma_F \cdot F_v / n$$

$$\lambda_{lim} \leq \begin{cases} 15 / \sqrt{\nu_u} \\ 25 \end{cases}$$

n Anzahl der lotrechten Druckglieder in einem Geschoß

$$\nu_u = N_{Sd} / (f_{cd} \cdot A_c)$$



Der Teilsicherheitsbeiwert γ_F der Einwirkungen darf für vielgeschossige Gebäude um 10 % verringert werden (EC 2, A 3.1 (4)), da üblicherweise nicht alle Geschosse gleichzeitig voll belastet sind.

Rotationssteifigkeit von Tragwerken mit aussteifenden Bauteilen

In Anlehnung an die Labilitätszahl α für Translation hat *Brandt* [5.14] zur Beurteilung der Rotationssteifigkeit eine Labilitätszahl α_T für Gebäude mit Rechteckgrundriß und unter Gleichlast entwickelt.

$$\kappa \neq \infty: \quad \alpha_T = \varphi \cdot h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{F_v}{E \cdot I_{\omega}} \cdot \left(\frac{d^2}{12} + c^2\right)} \leq \begin{cases} 0,2 + 0,1 n & \text{für } n \leq 3 \\ 0,6 & \text{für } n \geq 4 \end{cases}$$

$$\kappa \rightarrow \infty: \quad \alpha_T = 2,28 \cdot \sqrt{\frac{F_v}{G \cdot I_T} \cdot \left(\frac{d^2}{12} + c^2\right)}$$

Es sind:

c Abstand zwischen Schubmittelpunkt M und Grundrißmittelpunkt $GrMp$ in m (s. Skizze)

d Grundrißdiagonale in m ; $d^2 = L^2 + B^2$ (s. Skizze)

h_{tot} Gesamthöhe des Tragwerks über Einspannebene der lotrechten aussteifenden Bauteile in m

F_v Summe aller Vertikallasten im Gebrauchszustand (d.h. $\gamma_F = 1$) in MN (vgl. S. 5.17)

E Elastizitätsmodul in MN/m^2 (vgl. S. 5.9)

$EI_{\omega} = \sum (E_i \cdot I_{y,i} \cdot y_{Mmi}^2 + E_i \cdot I_{z,i} \cdot z_{Mmi}^2 + E_i \cdot I_{\omega,i} - 2E_i \cdot I_{yz,i} \cdot y_{Mmi} \cdot z_{Mmi})$

$I_{y,i}; I_{z,i}$ Flächenmoment 2. Grades des aussteifenden Bauteils i

$I_{yz,i}$ Flächenzentrifugalmoment des aussteifenden Bauteils i

$I_{\omega,i}$ Wölbflächenmoment 2. Grades des aussteifenden Bauteils i

$y_{Mmi}; z_{Mmi}$ Abstände zwischen M und m_i

M Schubmittelpunkt ($y_0; z_0$) der zu einem Gesamtstab zusammengefaßten lotrechten, aussteifenden Bauteile i im Zustand I nach der Elastizitätstheorie (s. unten)

m_i Schubmittelpunkt des aussteifenden Bauteils i

G Schubmodul in MN/m^2 ; $G = E / [2(1+\mu)]$

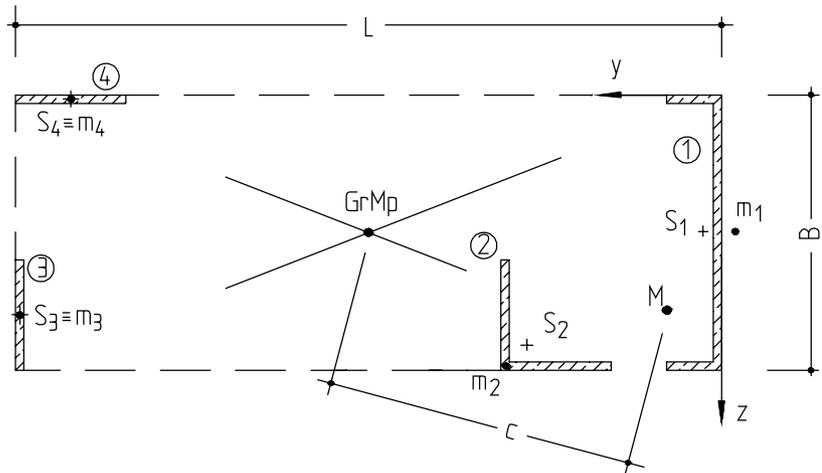
$\mu = 0 \rightarrow E/G = 2$; $\mu = 0,2 \rightarrow E/G = 2,4$

I_T St. Venantsches Torsionsflächenmoment; s. Kapitel 4, Statik

κ $\kappa = h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{I_T / [(E/G) \cdot I_{\omega}]}$ (Torsionskonstante)

φ Beiwert in Abhängigkeit von κ nach Tabelle

κ	0	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0*)
φ	1,00	0,96	0,85	0,64	0,51	0,42	0,36	0,31	0,28	0,25	0,22	0,20
Zwischenwerte geradlinig interpolieren *) bei $\kappa > 10$ gilt die Gleichung für $\kappa \rightarrow \infty$												

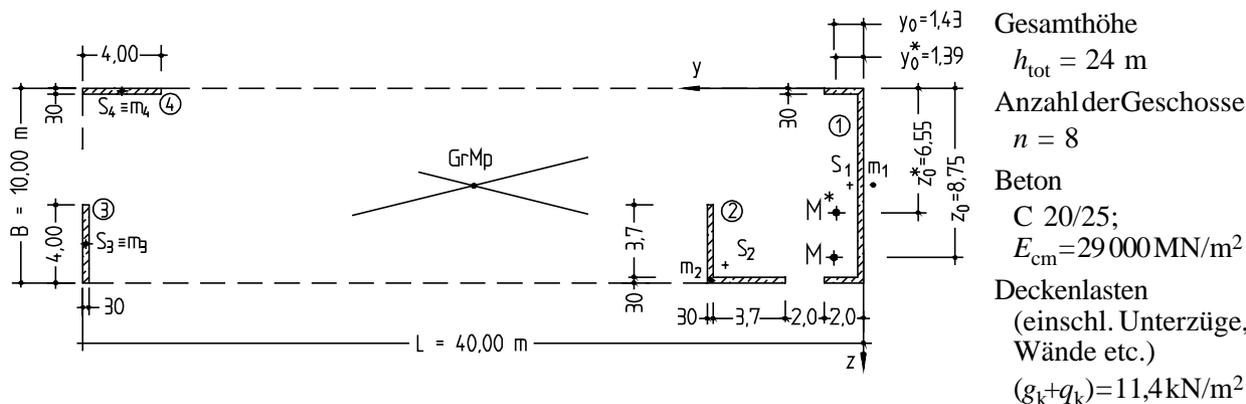


Koordinaten des Schubmittelpunktes M bei gleich hohen Aussteifungselementen

allgemein	$y_0 = \frac{(\sum EI_{y,i} \cdot y_i - \sum EI_{yz,i} \cdot z_i) \cdot \sum EI_{z,i} - (\sum EI_{yz,i} \cdot y_i - \sum EI_{z,i} \cdot z_i) \cdot \sum EI_{yz,i}}{\sum EI_{y,i} \cdot \sum EI_{z,i} - (\sum EI_{yz,i})^2}$ $z_0 = \frac{(\sum EI_{y,i} \cdot y_i - \sum EI_{yz,i} \cdot z_i) \cdot \sum EI_{yz,i} - (\sum EI_{yz,i} \cdot y_i - \sum EI_{z,i} \cdot z_i) \cdot \sum EI_{y,i}}{\sum EI_{y,i} \cdot \sum EI_{z,i} - (\sum EI_{yz,i})^2}$
$\sum EI_{yz,i} = 0$ und $\sum (EI_{yz,i} \cdot z_i) = 0$, $\sum (EI_{yz,i} \cdot y_i) = 0$	$y_0 = (\sum I_{y,i} \cdot y_i) / (\sum I_{y,i})$ $z_0 = (\sum I_{z,i} \cdot z_i) / (\sum I_{z,i})$ <p style="text-align: right;">(für $E = \text{const.}$)</p>

Beispiel

Für das dargestellte Aussteifungssystem (s. a. S. 5.22) ist der Nachweis der Unverschieblichkeit zu erbringen. (Die Aussteifungselemente sind so angeordnet, daß der Rechengang umfassend gezeigt werden kann. Die Lage stellt keine „optimierte“ Lösung dar; so wird z. B. der in EC 2 empfohlene Dehnfugenabstand von 30 m überschritten, ebenso können Zwängungen auftreten. Zur Lage von aussteifenden Wände s. z.B. [5.13], [5.17], [5.43]).



a) Labilitätszahlen α_y und α_z für Translation

α_y (Biegung um y bzw. Translation in z-Richtung) α_z (Biegung um z bzw. Translation in y-Richtung)

$$\alpha_y = h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{F_v / (E_{\text{cm}} \cdot I_{cy})}$$

$$F_v = 8 \cdot 11,4 \cdot 10^{-3} \cdot 40,0 \cdot 10,0 = 36,48 \text{ MN}$$

$$I_{cy} = 54,18 \text{ m}^4 \text{ (s. Tabelle unten)}$$

$$\alpha_y = 24,0 \cdot \sqrt{36,48 / (29000 \cdot 54,18)} = 0,12 < 0,6$$

⇒ Unverschieblichkeit in z-Richtung gegeben.

$$\alpha_z = h_{\text{tot}} \cdot \sqrt{F_v / (E_{\text{cm}} \cdot I_{cz})}$$

$$F_v = 8 \cdot 11,4 \cdot 10^{-3} \cdot 40,0 \cdot 10,0 = 36,48 \text{ MN}$$

$$I_{cz} = 6,21 \text{ m}^4 \text{ (s. Tabelle unten)}$$

$$\alpha_z = 24,0 \cdot \sqrt{36,48 / (29000 \cdot 6,21)} = 0,34 < 0,6$$

⇒ Unverschieblichkeit in y-Richtung gegeben.

b) Labilitätszahl α_T für Torsion um die x_M -Achse

Berechnung des Schubmittelpunktes M (M^*) des Gesamtstabes

Bauteil <i>i</i>	$I_{y,i}$ m^4	$I_{z,i}$ m^4	$I_{yz,i}$ m^4	$y_i^{1)}$ m	$z_i^{1)}$ m	$I_{y,i} \cdot y_i$ m^5	$I_{z,i} \cdot z_i$ m^5	$I_{yz,i} \cdot y_i$ m^5	$I_{yz,i} \cdot z_i$ m^5
1	49,00	1,03	0	-0,34	5,00	-16,66	5,15	0	0
2	3,58	3,58	-2,13	7,85	9,85	28,10	35,26	-16,72	-20,98
3	1,60	≈ 0	0	39,85	8,00	63,76	0	0	0
4	≈ 0	1,60	0	38,00	0,15	0	0,24	0	0
Σ	54,18	6,21	-2,13			75,20	40,65	-16,72	-20,98

1) Koordinaten des Schubmittelpunktes des Einzelbauteils *i*

Schubmittelpunktkoordinaten für M

$$y_0 = \{(75,20 + 20,98) \cdot 6,21 - [(-16,72) - 40,65] \cdot (-2,13)\} / [54,18 \cdot 6,21 - (-2,13)^2] = 1,43 \text{ m}$$

$$z_0 = \{(75,20 + 20,98) \cdot (-2,13) - [(-16,72) - 40,65] \cdot 54,18\} / [54,18 \cdot 6,21 - (-2,13)^2] = 8,75 \text{ m}$$

Schubmittelpunktkoordinaten für M^* bei Vernachlässigung von $I_{yz,i}$

$$y_0^* = 75,20/54,18 = 1,39 \text{ m}; \quad z_0^* = 40,65/6,21 = 6,55 \text{ m}$$

Berechnung der Labilitätszahl für Torsion um die x_M -Achse 2)

Bauteil <i>i</i>	$I_{y,i}$ m^4	$I_{z,i}$ m^4	y_{Mmi} m	z_{Mmi} m	$I_{y,i} \cdot y_{Mmi}$ m^5	$I_{z,i} \cdot z_{Mmi}$ m^5	$I_{y,i} \cdot y_{Mmi}^2$ m^6	$I_{z,i} \cdot z_{Mmi}^2$ m^6	$I_{T,i}$ m^4
1	49,00	1,03	-1,77	-3,75	-86,73	-3,86	153,51	14,48	0,12
2	3,58	3,58	6,42	1,10	22,98	3,94	147,55	4,33	0,07
3	1,60	≈ 0	38,42	-0,75	61,47	0	2361,75	0	0,03
4	≈ 0	1,60	36,57	-8,60	0	-13,76	0	118,34	0,03
Σ	54,18	6,21	-	-	-	-	2662,81	137,15	0,25

2) Bei Vernachlässigung von $I_{yz,i}$ und von $I_{0,i}$

$$I_{0} \approx 2800 \text{ m}^6 \text{ 2)}$$

$$\kappa = 24 \cdot \sqrt{0,25 / (2,4 \cdot 2800)} = 0,15 \rightarrow \varphi = 0,99 \quad (\kappa \neq \infty)$$

$$\alpha_T = 0,99 \cdot 24,0 \cdot \sqrt{\frac{36,48}{29000 \cdot 2800} \cdot \left(\frac{40^2 + 10^2}{12} + 18,57^2 + 3,75^2 \right)} = 0,36 < 0,6$$

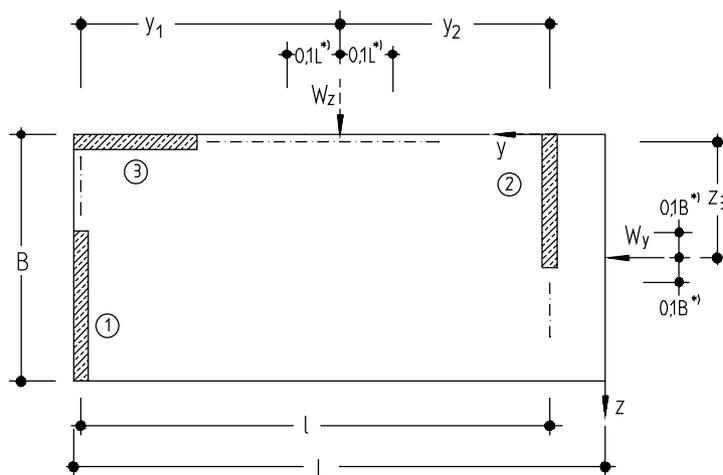
⇒ Ausreichende Verdrehungssteifigkeit um die x -Achse gegeben.

3.3.3 Lastaufteilung horizontaler Lasten auf gleich hohe aussteifende Bauteile

● Statisch bestimmte Aussteifungssysteme

Die infolge von Horizontallasten z. B. aus Wind W auf die Scheiben entfallenden Kräfte werden allein aus den Gleichgewichtsbedingungen (rechnerisch oder graphisch) bestimmt. Voraussetzungen [5.13]:

- Drillsteifigkeiten der Einzelscheiben werden vernachlässigt.
- Berücksichtigung der Biegesteifigkeiten der Einzelscheiben nur in der Hauptrichtung
- Betrachtung der Decken als starre Scheiben.



Beispiele

a) Rechnerische Lastaufteilung

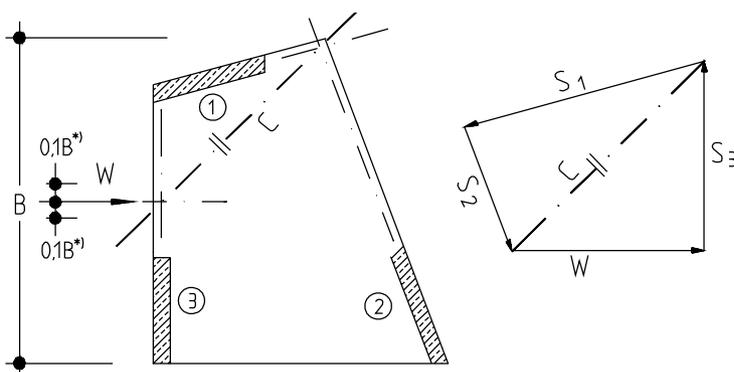
Die infolge W auf die Scheiben entfallenden Kräfte werden rechnerisch aus Gleichgewichtsbedingungen bestimmt:

$$\text{Lastfall } W_z: \begin{aligned} H_{1,z} &= W_z \cdot y_2 / l \\ H_{2,z} &= W_z \cdot y_1 / l \end{aligned}$$

$$\text{Lastfall } W_y: \begin{aligned} H_{1,z} &= -W_y \cdot z_3 / l \\ H_{2,z} &= -H_{1,z} = W_y \cdot z_3 / l \\ H_{3,y} &= W_y \end{aligned}$$

b) Graphische Lastaufteilung

Die infolge W auf die Scheiben entfallenden Kräfte S werden graphisch (z. B. nach Culmann) ermittelt.



*) Bei der Ermittlung von H_{\max} bzw. H_{\min} einer jeden Scheibe ist eine mögliche Exzentrizität des Windangriffs von $\pm 10\%$ der entsprechenden Gebäudeseitenlänge zu berücksichtigen. Das erfordert eine Berechnung mehrerer Lastfälle. In den Beispielen wurde jeweils nur eine Laststellung von W behandelt

● Statisch unbestimmte Aussteifungssysteme

Die nachfolgenden Gleichungen gelten ohne Berücksichtigung des Flächenzentrifugalmoments I_{yz} , der Wölbsteifigkeiten $I_{\omega,i}$ und der St. Venantschen Torsionssteifigkeit der Einzelelemente; für $\kappa^2 \leq 0,25$ ist außerdem die Torsionssteifigkeit $G \cdot I_T$ des Gesamtstabes vernachlässigbar [5.13].

Lastanteile aus Translation ($i = 1, 2 \dots n$)

$$\overleftarrow{H}_{y,i} = (H_{y,M} \cdot E \cdot I_{z,i}) / (\sum_1^n E \cdot I_{z,i})$$

$$\overleftarrow{H}_{z,i} = (H_{z,M} \cdot E \cdot I_{y,i}) / (\sum_1^n E \cdot I_{y,i})$$

Lastanteil aus Rotation ($i = 1, 2 \dots n$)

$$\overleftarrow{H}_{y,i} = -(M_{x,M} \cdot E \cdot I_{z,i} \cdot z_{Mmi}) / (\sum_1^n E \cdot I_{\omega})$$

$$\overleftarrow{H}_{z,i} = +(M_{x,M} \cdot E \cdot I_{y,i} \cdot y_{Mmi}) / (\sum_1^n E \cdot I_{\omega})$$

Resultierende Lastanteile für Scheibe i ($i = 1, 2 \dots n$)

$$H_{y,i} = \overleftarrow{H}_{y,i} + \overleftarrow{H}_{y,i}; \quad H_{z,i} = \overleftarrow{H}_{z,i} + \overleftarrow{H}_{z,i}$$

Hierin sind (s. a. Bezeichnungen S. 5.19):

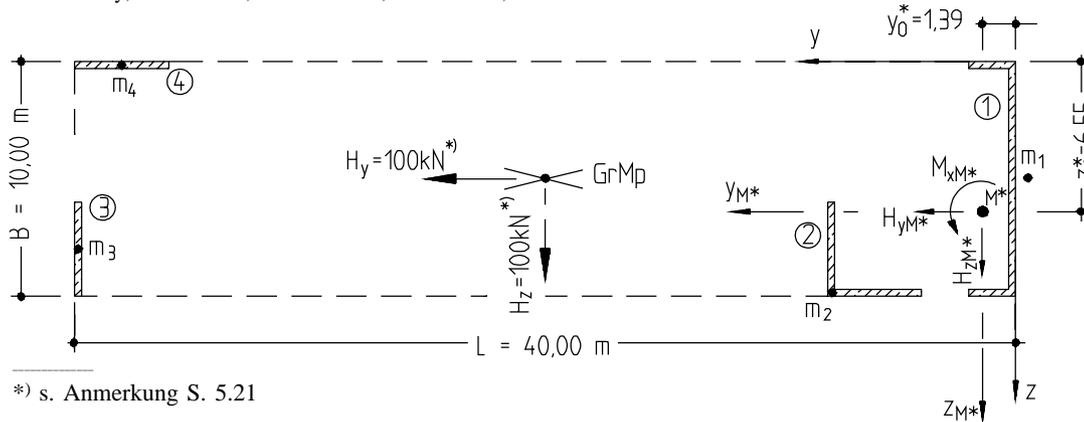
$H_{y,M}; H_{z,M}$ Resultierende, auf den Schubmittelpunkt bezogene Horizontallast

$M_{x,M}$ Resultierendes, auf den Schubmittelpunkt bezogenes Torsionsmoment

(Weitere Erläuterungen zur Lastaufteilung horizontaler Lasten bei statisch unbestimmten Systemen s. nachfolgendes Beispiel.)

Beispiel

Für das dargestellte Aussteifungssystem (s. a. S. 5.20) sind die auf die Scheiben 1 bis 4 entfallenden Lastanteile infolge $H_{y,M}$ und $M_{x,M}$ bzw. $H_{z,M}$ und $M_{x,M}$ gesucht.



*) s. Anmerkung S. 5.21

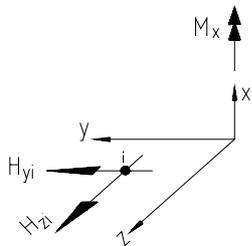
Berechnung der Kennwerte für die Lastaufteilung ¹⁾

Bauteil <i>i</i>	$I_{y,i}$ m ⁴	$I_{z,i}$ m ⁴	y_{Mmi}^* m	z_{Mmi}^* m	$I_{y,i} \cdot y_{Mmi}^*$ m ⁵	$I_{z,i} \cdot z_{Mmi}^*$ m ⁵	$I_{y,i} \cdot y_{Mmi}^{*2}$ m ⁶	$I_{z,i} \cdot z_{Mmi}^{*2}$ m ⁶
1	49,00	1,03	-1,73	-1,55	-84,77	-1,60	146,65	2,47
2	3,58	3,58	6,46	3,30	23,13	11,81	149,40	38,99
3	1,60	≈ 0	38,46	1,45	61,54	0	2366,67	0
4	≈ 0	1,60	36,61	-6,40	0	-10,24	0	65,54
Σ	54,18	6,21			≈ 0	≈ 0	$I_{\omega}^* \approx 2770$	

¹⁾ Bei Vernachlässigung von $I_{yz,i}$ und $I_{\omega,i}$; die Abstände y_{Mmi}^* ; z_{Mmi}^* sind auf M^* bezogen.

a) Lastfall $H_y = H_{yM^*} = 100 \text{ kN} \rightarrow M_{x,M^*} = 100 \cdot 1,55 = 155 \text{ kNm}$; $M_{x,M^*}/I_{\omega}^* = 155/2770 = 0,056$

Lastanteile infolge	y-Richtung				infolge	z-Richtung			
	<i>i</i> = 1	2	3	4		<i>i</i> = 1	2	3	4
$H_{y,i} = 100 \cdot I_{z,i} / 6,21$	16,59	57,65	0	25,76		-	-	-	-
$H_{y,i} = -0,056 \cdot I_{z,i} \cdot z_{Mmi}^*$	0,09	-0,66	0	0,57	$H_{z,i} = +0,056 \cdot I_{y,i} \cdot y_{Mmi}^*$	-4,74	1,29	3,44	0
$\Sigma H_{y,i}$	16,68	56,99	0	26,33	$\Sigma H_{z,i}$	-4,74	1,29	3,44	0



Kontrolle der Gleichgewichtsbedingungen:

$$\begin{aligned} \Sigma H_{y,i} &= 16,68 + 56,99 + 0 + 26,33 &&= 100 \text{ kN} \quad \equiv 100 \text{ kN} \\ \Sigma H_{z,i} &= -4,74 + 1,29 + 3,44 + 0 &&= -0,01 \text{ kN} \quad \approx 0 \text{ kN} \\ \Sigma M_{x,M^*} &= (-4,74) \cdot (-1,73) + 1,29 \cdot 6,46 + 3,44 \cdot 38,46 \\ &\quad - [16,68 \cdot (-1,55) + 56,99 \cdot 3,30 + 26,33 \cdot (-6,40)] = 155,1 \text{ kNm} \approx 155 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Lastfall $H_z = H_{zM^*} = 100 \text{ kN} \rightarrow M_{x,M^*} = 100 \cdot 18,61 = 1861 \text{ kNm}$; $M_{x,M^*}/I_{\omega}^* = 1861/2770 = 0,672$

Lastanteile infolge	y-Richtung				infolge	z-Richtung			
	<i>i</i> = 1	2	3	4		<i>i</i> = 1	2	3	4
	-	-	-	-	$H_{z,i} = 100 \cdot I_{y,i} / 54,18$	90,44	6,61	2,95	0
$H_{y,i} = -0,672 \cdot I_{z,i} \cdot z_{Mmi}^*$	1,07	-7,95	0	6,88	$H_{z,i} = 0,672 \cdot I_{y,i} \cdot y_{Mmi}^*$	-56,90	15,54	41,36	0
$\Sigma H_{y,i}$	1,07	-7,95	0	6,88	$\Sigma H_{z,i}$	33,54	22,15	44,31	0

Kontrolle der Gleichgewichtsbedingungen:

(Vorzeichenregelung s. Skizze oben)

$$\begin{aligned} \Sigma H_{y,i} &= 1,07 - 7,95 + 0 + 6,88 &&= 0 \text{ kN} \quad \equiv 0 \text{ kN} \\ \Sigma H_{z,i} &= 33,54 + 22,15 + 44,31 + 0 &&= 100 \text{ kN} \quad \equiv 100 \text{ kN} \\ \Sigma M_{x,M^*} &= 33,54 \cdot (-1,73) + 22,15 \cdot 6,46 + 44,31 \cdot 38,46 \\ &\quad - [1,07 \cdot (-1,55) + (-7,95) \cdot 3,30 + 6,88 \cdot (-6,40)] = 1861,2 \text{ kNm} \approx 1861 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3.4 Tragwerksidealisierung

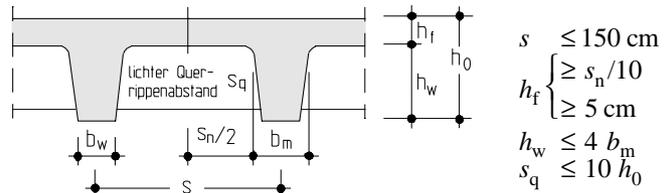
3.4.1 Modelle für die Schnittgrößenermittlung (Definition, Vereinfachungen)

Tragelemente und Bauteile werden nach ihrer Eigenschaft und Funktion unterteilt und gelten als

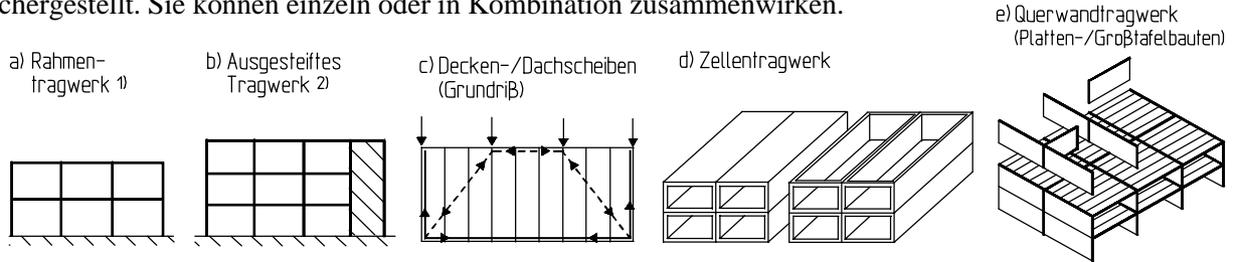
- *Balken, Stützen* bei $l / h \geq 2$
- *Platte* bei $l_{\min} / h \geq 4$ l, l_{\min} Stützweite, kürzere Stützweite
- *Scheibe, wandartiger Träger* bei $l / h < 2$ h Bauhöhe
- *Stützen* $b / h < 4$ b, h Querschnittsseiten
- *Wände* $b / h \geq 4$ $(b \geq h)$

- *Einachsige gespannte Platten* dürfen unterstellt werden bei gleichmäßig verteilten Lasten und
 - bei zwei freien ungelagerten, gegenüberliegenden und parallelen Rändern oder
 - bei einem Verhältnis der größeren Stützweite zur kleineren $l_{\max} / l_{\min} \geq 2$.

- *Rippen- und Kassettendecken* dürfen als Vollplatten berechnet werden, falls die Bedingungen nach nebenstehendem Bild erfüllt sind.



Die Gesamtstabilität wird bei *vorgefertigten* Tragwerken im allgemeinen durch die folgenden Systeme sichergestellt. Sie können einzeln oder in Kombination zusammenwirken.

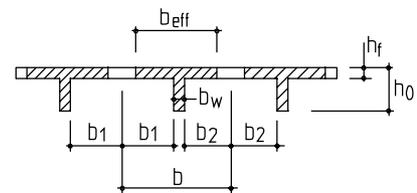


- 1) Rahmentragwerk, aus stabförmigen Fertigteilen (Balken und Stützen) zusammengesetzt, die entweder als auskragende durchlaufende Stützen (bei Gebäuden geringer Höhe) oder teilweise oder ganz als Rahmentragwerk bemessen werden.
- 2) Aussteifende Bauteile sichern die horizontale Stabilität (Balken und Stützen können Gelenkfugen haben).

3.4.2 Mitwirkende Plattenbreite

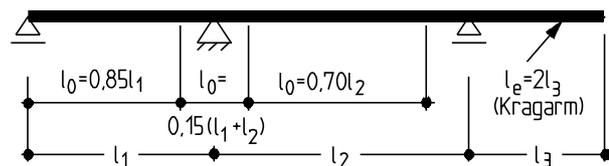
Für die Schnittgrößenermittlung von durchlaufenden Balken des üblichen Hochbaus darf die mitwirkende Breite b_{eff} feldweise konstant angenommen werden. Näherungsweise gilt:

- symmetrischer Plattenbalken $b_{\text{eff}} = b_w + (l_0 / 5) \leq b$
- einseitiger Plattenbalken $b_{\text{eff}} = b_w + (l_0 / 10) \leq b$



Der Abstand der Momentennullpunkte l_0 bzw. l_e bei Kragträgern darf wie nebenstehend abgeschätzt werden. Voraussetzung:

- $l_2 / l_1 \leq 1,5$ ($l_2 > l_1$)
- $l_3 / l_2 \leq 0,5$



3.4.3 Stützweite

Die Stützweite wird wie folgt berechnet:

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

(Bezeichnungen s. u.)

Abstände a_1 und a_2

Nicht durchlaufende Bauteile	Durchlaufende Bauteile	Auflager, voll eingespannt	Freie Kragträger	Kragarm eines Durchlaufträgers	Anordnung eines Lagers
(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
$\frac{1}{3}t \leq a_1 < \frac{1}{2}t$	$a_1 = \frac{1}{2}t$	$a_1 \leq \frac{1}{2}t$ od. $\leq \frac{1}{2}h$	$a_1 = 0$	$a_1 = \frac{1}{2}t$	

3.5 Berechnungsverfahren

3.5.1 Verfahren zur Schnittgrößenermittlung

Für die Schnittgrößenermittlung sind folgende Verfahren zulässig im Grenzzustand der

- Gebrauchstauglichkeit* – linear-elastische Verfahren mit den Querschnittswerten des Zustands I
(Eine Rißbildung muß berücksichtigt werden bei deutlich ungünstigem Einfluß, sie darf berücksichtigt werden bei günstigem Einfluß unter Berücksichtigung der Verträglichkeit.)
- Tragfähigkeit* – linear-elastische Schnittgrößenermittlung ohne Umlagerung
– linear-elastische Schnittgrößenermittlung mit begrenzter Umlagerung
– nichtlineare Schnittgrößenermittlung
– plastische Schnittgrößenermittlung.

3.5.2 Vereinfachungen

Zwangeinwirkungen brauchen nicht berücksichtigt zu werden, wenn ein Tragwerk durch Fugen derart in Abschnitte unterteilt ist (ggf. in Verbindung mit konstruktiven Maßnahmen, wie abschnittsweises Betonieren, Verwendung von schwundarmem Beton), daß Verformungen nicht zu Schäden führen; die Abschnittslänge sollte i. allg. 30 m nicht überschreiten (EC2, 2.5.3.1). Bei vorgefertigten Bauteilen darf der Abstand größer sein, da ein Teil des Kriech- und Schwindprozesses vor dem Zeitpunkt des Einbaus liegt.

Durchlaufende Platten und Balken werden i. allg. unter der Annahme frei drehbarer Lagerung berechnet.

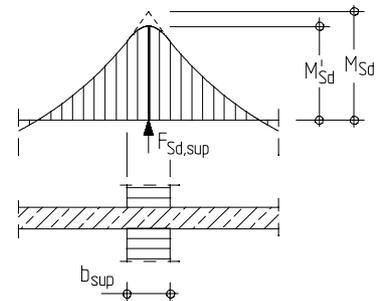
Stützkräfte von einachsig gespannten Platten, Rippendecken und Balken dürfen ohne Berücksichtigung der Durchlaufwirkung ermittelt werden; sie muß jedoch bei der ersten Innenstütze stets, bei den übrigen Innenstützen dann berücksichtigt werden, wenn die Spannweiten der angrenzenden Felder um mehr als 30 % voneinander abweichen.

Die *Querdehnzahl* ν darf gleich 0,2 gesetzt werden, zur Vereinfachung jedoch auch zu $\nu = 0$.

Bei *frei drehbarer Lagerung* darf das Stützmoment über die Breite der Unterstüttung ausgerundet werden; das Bemessungsmoment ergibt sich zu

$$|M'_{Sd}| = |M_{Sd}| - |F_{Sd,sup}| \cdot b_{sup} / 8$$

$F_{Sd,sup}$ Bemessungswert der Auflagerreaktion
 b_{sup} Auflagerbreite

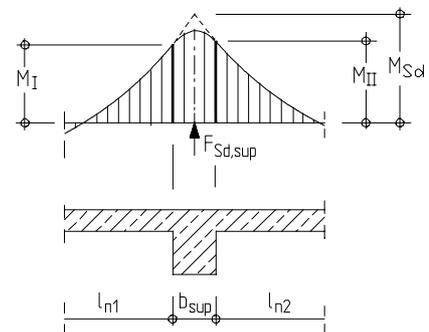


Bei *monolithischem Anschluß* einer Platte oder eines Balkens darf nach EC 2, 2.5.3.3(5) als Bemessungsmoment das am Rand der Unterstüttung zugrunde gelegt werden¹⁾, Mindestmomente sind jedoch zu beachten (s. u.). Als Bemessungsmoment erhält man

$$|M_I| = |M_{Sd}| - |V_{Sd,li}| \cdot b_{sup} / 2 \geq \min |M_{Sd}|$$

$$|M_{II}| = |M_{Sd}| - |V_{Sd,re}| \cdot b_{sup} / 2 \geq \min |M_{Sd}|$$

$V_{Sd,li}$ Bemessungsquerkraft links von der Unterstüttung
 $V_{Sd,re}$ Bemessungsquerkraft rechts von der Unterstüttung
 $\min |M_{Sd}|$ Mindestbemessungsmoment (s. nachstehend)



¹⁾ In [5.73] wird ausgeführt, daß eine Bemessung für das Mittenmoment unter Berücksichtigung einer Momentenausrundung und Nutzhöhenvergrößerung unter 1:3 im Bereich der Unterstüttung in vielen Fällen als nicht ausreichend anzusehen ist. Lediglich bei sehr kleinen Schlankheiten (etwa ab $l/d \leq 10$) kann das Mittenmoment maßgebend werden. Weitere Hinweise s. [5.73].

Das *Mindestbemessungsmoment* $\min |M_{Sd}|$ bei monolithischem Anschluß muß 65 % des Moments betragen, das sich bei Annahme einer vollen Einspannung am Rand der Unterstüttung ergibt. Für eine gleichmäßig verteilte Belastung erhält man

$$\min |M_{Sd}| \approx (1/12) \cdot F_d \cdot l_n^2 \quad \text{an der ersten Innenstütze im Endfeld}$$

$$\min |M_{Sd}| \approx (1/18) \cdot F_d \cdot l_n^2 \quad \text{an den übrigen Innenstützen}$$

mit F_d als gleichmäßig verteilter Bemessungslast und l_n als lichter Weite zwischen den Auflagern.

3.5.3 Schnittgrößenermittlung bei Balken und Rahmen

Lineare Berechnung ohne oder mit begrenzter Umlagerung

Die linear-elastisch ermittelten Momente dürfen unter Einhaltung der Gleichgewichtsbedingungen (Mindestmomente nach Pkt. 3.5.2 sind zu beachten!) umgelagert werden. Eine Umlagerung darf jedoch nicht vorgenommen werden, falls das Rotationsvermögen nicht mit Sicherheit vorausgesetzt werden kann (z. B. bei verschieblichen Rahmen, in den Ecken vorgespannter Rahmen, bei großer Zwangbeanspruchung).

Für durchlaufende einachsig gespannte Platten und für Durchlaufträger mit einem Stützweitenverhältnis der benachbarten Felder von weniger als 2 sowie für Riegel unverschieblicher Rahmen und Bauteile, die überwiegend auf Biegung beansprucht sind, darf der Umlagerungsfaktor $\delta (= M_{\text{mit Uml.}} / M_{\text{ohne Uml.}})$ betragen:

- Betonfestigkeitsklassen $C \leq C 35/45$: $\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot x/d$ (25.1a)
- $C > C 35/45$: $\delta \geq 0,56 + 1,25 \cdot x/d$ (25.1b)
- Duktilität des Stahls hochduktil : $\delta \geq 0,70$ (25.2a)
- normalduktil : $\delta \geq 0,85$ (25.2b)

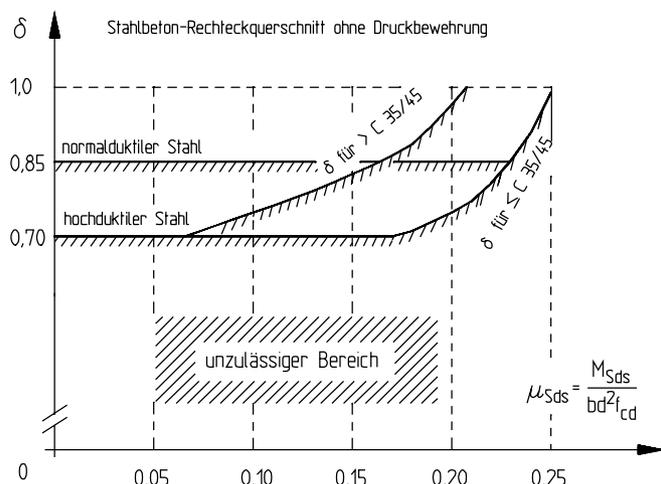
mit x/d als Verhältnis der Druckzonenhöhe x zur Nutzhöhe d nach Umlagerung für $\epsilon_s \leq 10 \text{ ‰}$ (s. [5.11]).

Auch wenn keine Umlagerung vorgenommen wird bzw. möglich ist (d. h. $\delta = 1$), darf das Verhältnis x/d folgende Werte nicht überschreiten, sofern keine geeigneten konstruktiven Maßnahmen getroffen werden (als konstruktive Maßnahme gilt für Bauteile mit Biegung und Normalkraft nach [5.10] die Regelung nach EC 2, 5.4.1.2.2 (3); s. Abschn. 5.4.1):

$$x/d \leq 0,45 \text{ bei } C \leq C 35/45$$

$$x/d \leq 0,35 \text{ bei } C > C 35/45$$

Die Einhaltung der Bedingungen nach Gln. (25.1) und (25.2) erfordert im Regelfall eine Iteration, da der Faktor δ mit der bezogenen Druckzonenhöhe x/d nach Umlagerung zu ermitteln ist. In nebenstehendem Diagramm ist diese Iteration bereits durchgeführt, so daß mit dem auf die Bewehrung bezogenen Moment M_{Sds} vor Umlagerung der zulässige Anwendungsbereich von δ direkt abgelesen werden kann. Für Stahl wurde eine Dehnungsbegrenzung auf 10 ‰ berücksichtigt [5.11], für Beton gilt das Parabel-Rechteck-Diagramm der Querschnittsbemessung.



Beispiel

Für einen Zweifeldträger mit den Querschnittsabmessungen $b/h/d = 30/70/65$ cm soll das Stützmoment unter Ausnutzung der maximal zulässigen Umlagerung bestimmt werden.

Bemessungslasten: $g_d = \gamma_G \cdot g_k = 1,35 \cdot 20 = 27 \text{ kN/m}$
 $q_d = \gamma_Q \cdot q_k = 1,50 \cdot 36 = 54 \text{ kN/m}$

Baustoffe: Beton C 30/37; Stahl S 500, hochduktil

lineare Berechnung

$$M_{Sd,b} = -0,125 \cdot (27 + 54) \cdot 7,50^2 = -570 \text{ kNm}$$

$$\max M_{Sd,l} \approx (0,070 \cdot 27 + 0,096 \cdot 54) \cdot 7,50^2 = 398 \text{ kNm}$$

$$\text{zug } M_{Sd,b} = -(0,125 \cdot 27 + 0,063 \cdot 54) \cdot 7,50^2 = -381 \text{ kNm}$$

lineare Berechnung mit begrenzter Umlagerung

$$\mu_{Sds} = 0,570 / [0,30 \cdot 0,65^2 \cdot (30/1,5)] = 0,225$$

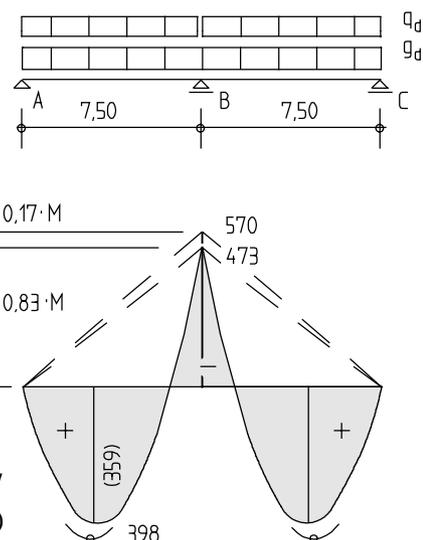
$$\Rightarrow \text{zul } \delta = 0,83 \text{ (} C < C 35/45, \text{ hochduktiler Stahl; s. o.)}$$

$$M_{Sd,b; \delta=0,83} = 0,83 \cdot (-570) = -473 \text{ kNm} < -381 \text{ kNm}$$

Kontrollen:

Faktor δ mit Gl. (25.1a): $\mu_{Sds} = 0,473 / (0,3 \cdot 0,65^2 \cdot 20) = 0,187$
 $\Rightarrow x/d = 0,31$ (Tafel 1b, s. Abschn. 8)
 zul $\delta = 0,44 + 1,25 \cdot 0,31 = 0,83$

Feldmoment: zug $A_{Sd} = (27 + 54) \cdot 7,50/2 - 473/7,50 = 241 \text{ kN}$
 zug $M_{Sd1} = 241^2 / [2 \cdot (27 + 54)] = 359 \text{ kNm} < \max M_{Sd1}$



Biegemomente in rahmenartigen Tragwerken

In ausreichend ausgesteiften Hochbauten können bei Innenstützen die Biegemomente aus Rahmenwirkung infolge von lotrechter Belastung vernachlässigt werden. Randstützen müssen für Eckmomente bemessen werden. Diese können näherungsweise nach DAfStb-H. 240, Abschn. 1.6 [5.15] bestimmt werden. In einer EC 2 angepaßten Schreibweise erhält man im Grenzzustand der Tragfähigkeit für eine Belastung aus Eigenlast g_k und veränderlicher Last q_k nachstehend angegebene Randmomente.

Näherungsweise Ermittlung der Momente in rahmenartigen Tragwerken

$$M_b = \frac{c_o + c_u}{3 \cdot (c_o + c_u) + 2,5} \cdot \left(3 + \frac{\gamma_Q \cdot q_k}{\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k} \right) \cdot M_b^{(0)}$$

$$M_{col,o} = \frac{-c_o}{3 \cdot (c_o + c_u) + 2,5} \cdot \left(3 + \frac{\gamma_Q \cdot q_k}{\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k} \right) \cdot M_b^{(0)}$$

$$M_{col,u} = \frac{c_u}{3 \cdot (c_o + c_u) + 2,5} \cdot \left(3 + \frac{\gamma_Q \cdot q_k}{\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k} \right) \cdot M_b^{(0)}$$

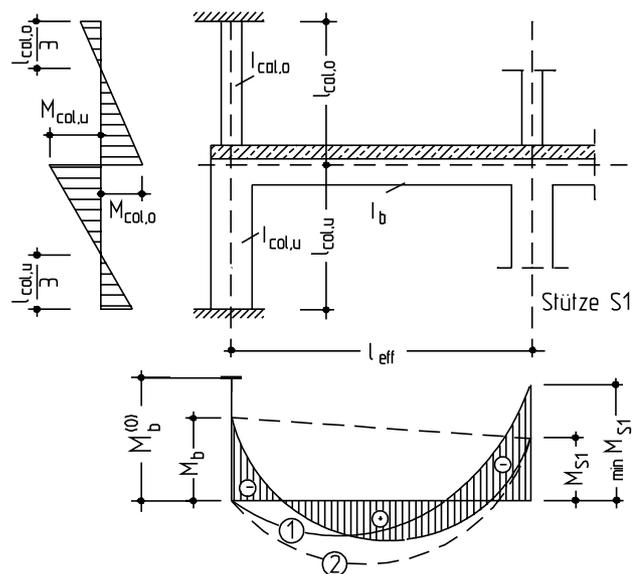
$$c_o = \frac{I_{col,o}}{I_b} \cdot \frac{l_{eff}}{l_{col,o}}$$

$$c_u = \frac{I_{col,u}}{I_b} \cdot \frac{l_{eff}}{l_{col,u}}$$

Es sind:

- $M_b^{(0)}$ Stützmoment des Endfeldes für eine beidseitige Volleinspannung unter Vollast ($\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k$)
- M_b Stützmoment des Riegels am Endauflager
- $M_{col,o/u}$ Einspannmoment des oberen (o)/ unteren (u) Rahmenstiels am Riegelanschnitt
- I_b Flächenmoment 2. Grades des Rahmenriegels¹⁾
- $c_{o/u}$ Steifigkeitsbeiwert der oberen (o)/ unteren (u) Stütze
- $I_{col,o/u}$ Flächenmoment 2. Grades der oberen (o) / unteren (u) Randstütze

1) Bei Rahmenriegeln als Plattenbalken ist das Flächenmoment unter Berücksichtigung der mitwirkenden Plattenbreite zu bestimmen.



- Momentenverlauf des Durchlaufträgers
- ① für das absolute größte Stützmoment in Achse 1
- ② für das größte Feldmoment im Endfeld

Die Genauigkeit des c_o - c_u -Verfahrens nimmt ab, sofern sich die Riegelstützweiten sehr stark unterscheiden. Um die Ungenauigkeit des Verfahrens zu kompensieren, kann auf eine Verringerung des Feldmomentes verzichtet werden (Linie 2 in Darstellung); s. a. [5.16], [5.17].

Das Näherungsverfahren darf auch auf die Verbindung von Stahlbetonwänden mit Stahlbetonplatten angewandt werden. Die Verwendung der Formeln ist außerdem – bei entsprechender Angleichung des Momentenverlaufs in den Stielen – auch bei *gelenkiger* Lagerung der abliegenden Stützenenden erlaubt. Auf eine Verminderung der Stielsteifigkeit, z. B. auf $0,75 \cdot I_{col}$, darf in diesem Falle verzichtet werden.

Beispiel

Eckmomente eines unverschieblichen Rahmentragwerks mit gegebenen Querschnittswerten und Belastung

Steifigkeiten: $I_b = 128 \text{ dm}^4$; $I_{col,o} = 6,8 \text{ dm}^4$; $I_{col,u} = 12,5 \text{ dm}^4$ } $c_o = (6,8/35) / (128/60) = 0,091$
 $l_{eff} = 6 \text{ m} = 60 \text{ dm}$; $l_{col,o} = l_{col,u} = 3,5 \text{ m} = 35 \text{ dm}$ } $c_u = (12,5/35) / (128/60) = 0,167$

Belastung: $(\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) = 30 \text{ kN/m}$; $\gamma_Q \cdot q_k = 12 \text{ kN/m}$

Volleinspannung: $M_b^{(0)} = -30 \cdot 6,0^2 / 12 = -90 \text{ kNm}$

Hilfswerte: $3(c_o + c_u) + 2,5 = 3,274$; $[3 + \gamma_Q \cdot q_k / (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k)] \cdot M_b^{(0)} = -306 \text{ kNm}$

Eckmomente: $M_b = (0,091 + 0,167) \cdot (-306) / 3,274 = -24,11 \text{ kNm}$

$M_{col,o} = -0,091 \cdot (-306) / 3,274 = +8,51 \text{ kNm}$

$M_{col,u} = 0,167 \cdot (-306) / 3,274 = -15,61 \text{ kNm}$

3.5.4 Schnittgrößenermittlung bei Platten

3.5.4.1 Einachsig gespannte Platten

Für einachsig gespannte Platten unter Gleichflächenlast gilt Abschn. 3.5.3. Die Tragwirkung einachsig gespannter Platten unter Punkt-, Linien- und Rechtecklasten kann näherungsweise durch einen gedachten Plattenstreifen mit in Querrichtung konstanter Beanspruchung, d. h. mit Hilfe der mitwirkenden Breite b_{eff} als Stabwerk erfaßt werden. Die Breite b_{eff} kann mit nachstehender Tafel (s. DafStb-H. 240 [5.15]) ermittelt werden, wobei größere Breiten als die vorhandene nicht berücksichtigt werden dürfen (s. u.).

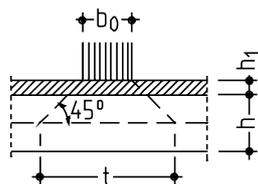
Lastverteilungsbreite bei einachsig gespannten Platten unter Punkt-, Linien- und Rechtecklasten

	1	2	3			4	
			Stat. System Schnittgröße	Mitwirkende Breite (rechn. Lastverteilungsbreite) b_{eff}	Gültigkeitsgrenzen		
1		$b_{\text{eff}} = t_y + 2,5 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_{\text{eff}} = 1,36l$	
2		$b_{\text{eff}} = t_y + 0,5 \cdot x$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_{\text{eff}} = 0,25l$	$b_{\text{eff}} = 0,30l$
3		$b_{\text{eff}} = t_y + 1,5 \cdot x \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_{\text{eff}} = 1,01l$	
4		$b_{\text{eff}} = t_y + 0,5 \cdot x \cdot \left(2 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_{\text{eff}} = 0,67l$	
5		$b_{\text{eff}} = t_y + 0,3 \cdot x$	$0,2l < x < l$	$t_y \leq 0,4l$	$t_x \leq 0,2l$	$b_{\text{eff}} = 0,25l$	$b_{\text{eff}} = 0,30l$
6		$b_{\text{eff}} = t_y + 0,4 \cdot (l - x)$	$0 < x < 0,8l$	$t_y \leq 0,4l$	$t_x \leq 0,2l$	$b_{\text{eff}} = 0,17l$	$b_{\text{eff}} = 0,21l$
7		$b_{\text{eff}} = t_y + x \cdot \left(1 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,8l$	$t_x \leq l$	$b_{\text{eff}} = 0,86l$	
8		$b_{\text{eff}} = t_y + 0,5 \cdot x \cdot \left(2 - \frac{x}{l}\right)$	$0 < x < l$	$t_y \leq 0,4l$	$t_x \leq l$	$b_{\text{eff}} = 0,52l$	
9		$b_{\text{eff}} = t_y + 0,3 \cdot x$	$0,2l < x < l$	$t_y \leq 0,4l$	$t_x \leq 0,2l$	$b_{\text{eff}} = 0,21l$	$b_{\text{eff}} = 0,25l$
10		$b_{\text{eff}} = 0,2l_k + 1,5 \cdot x$ $b_{\text{eff}} = t_y + 1,5 \cdot x$	$0 < x < l_k$ $0 < x < l_k$	$t_y < 0,2l_k$ $0,2l_k \leq t_y \leq 0,8l_k$	$t_x \leq l_k$ $t_x \leq l_k$	$b_{\text{eff}} = 1,35l_k$	
11		$b_{\text{eff}} = 0,2l_k + 0,3 \cdot x$ $b_{\text{eff}} = t_y + 0,3 \cdot x$	$0,2l_k < x < l_k$ $0,2l_k < x < l_k$	$t_y < 0,2l_k$ $0,2l_k \leq t_y \leq 0,4l_k$	$t_x \leq 0,2l_k$ $t_x \leq 0,2l_k$	$b_{\text{eff}} = 0,36l_k$	$b_{\text{eff}} = 0,43l_k$

Lasteintragungsbreite t :

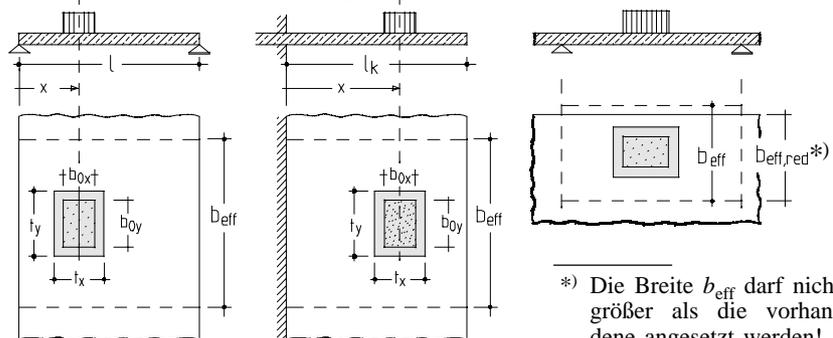
$$t = b_0 + 2h_1 + h$$

- b_0 Lastaufstandsbreite
- h_1 lastverteilende Deckschicht
- h Plattendicke



Beispiele für die rechnerische Verteilungsbreite b_{eff}

- a) Feldmoment
- b) Kragmoment
- c) Last in Randnähe



*) Die Breite b_{eff} darf nicht größer als die vorhandene angesetzt werden!

Die Biegemomente m und die Querkräfte v je Meter Plattenbreite ergeben sich dann aus den „Balken“-schnittgrößen M und V (die Schnittgrößen aus den Gleichflächenlasten sind zusätzlich zu beachten):

$$m = M / b_{\text{eff}}; \quad v = V / b_{\text{eff}}$$

Konstruktiver Hinweis: Unter Einzellasten und Streckenlasten muß nach DIN 1045, 20.1.6.3 eine untere Querbewehrung eingelegt werden, deren Querschnitt je Meter mindestens 60 % der durch diesen Lastanteil bedingten Hauptbewehrung sein muß; Anordnung und Verteilung nach DIN 1045, Bild 47.

3.5.4.2 Schnittgrößenermittlung bei zweiachsig gespannten Platten

Bei der Berechnung von zweiachsig gespannten Platten ohne oder mit begrenzter Umlagerung gelten die Grundsätze wie für Balken (s. Abschn. 3.5.3). Ein einfaches Verfahren, das auf der linear elastischen Theorie beruht, ist das nachfolgende Verfahren von *Pieper / Martens* [5.18].

Vierseitig gestützte Platten - Berechnung nach Pieper / Martens

Bedingungen für die Anwendung: $q \leq 2 \cdot (g + q) / 3$; $q \leq 2 \cdot g$

• Feldmomente (Sonderfälle s. S. 5.29)

Fall 1: Platten mit voller Drilltragfähigkeit

$$m_{fx} = (g+q) \cdot l_x^2 / f_x \quad m_{fy} = (g+q) \cdot l_x^2 / f_y$$

Fall 2: Platten ohne volle Drilltragfähigkeit

$$m_{fx} = (g+q) \cdot l_x^2 / f_x^0 \quad m_{fy} = (g+q) \cdot l_x^2 / f_y^0$$

• Stützmomente

$$m_{s0,x} = -(g+q) \cdot l_x^2 / s_x \quad m_{s0,y} = -(g+q) \cdot l_x^2 / s_y$$

Bei unterschiedlichen Einspannmomenten von zusammenstoßenden Plattenrändern werden die Momente m_{s0} wie folgt gemittelt (Kragmomente und Einspannmomente in sehr steife Bauteile sind *nicht* zu mitteln):

$$\text{Stützweitenverhältnis } l_1 : l_2 < 5 : 1 \rightarrow m_s \geq \begin{cases} |0,5 \cdot (m_{s0,1} + m_{s0,2})| \\ 0,75 \cdot \max(|m_{s0,1}|; |m_{s0,2}|) \end{cases}$$

$$\text{Stützweitenverhältnis } l_1 : l_2 > 5 : 1 \rightarrow m_s \geq \max(|m_{s0,1}|; |m_{s0,2}|)$$

Die so gemittelten Stützmomente gelten unmittelbar als Bemessungswerte (s. a. DAfStb-H.240, [5.15]).

Stützungsart	Beiwert	Stützweitenverhältnis l_y / l_x bzw. l'_y / l'_x (l_x bzw. $l'_x = l_{\min}$)											
		1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	$\rightarrow \infty$
	f_x	27,2	22,4	19,1	16,8	15,0	13,7	12,7	11,9	11,3	10,8	10,4	8,0
	f_y	27,2	27,9	29,1	30,9	32,8	34,7	36,1	37,3	38,5	39,4	40,3	*
	f_x^0	20,0	16,6	14,5	13,0	11,9	11,1	10,6	10,2	9,8	9,5	9,3	8,0
	f_y^0	20,0	20,7	22,1	24,0	26,2	28,3	30,2	31,9	33,4	34,7	35,9	*
	f_x	32,8	26,3	22,0	18,9	16,7	15,0	13,7	12,8	12,0	11,4	10,9	8,0
	f_y	29,1	29,2	29,8	30,6	31,8	33,5	34,8	36,1	37,3	38,4	39,5	*
	s_y	11,9	10,9	10,1	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,3	8,2	8,0
	f_x^0	26,4	21,4	18,2	15,9	14,3	13,0	12,1	11,5	10,9	10,4	10,1	8,0
	f_x	29,1	24,6	21,5	19,2	17,5	16,2	15,2	14,4	13,8	13,3	12,9	10,2
	f_y	32,8	34,5	36,8	38,8	40,9	42,7	44,1	45,3	46,5	47,2	47,9	*
	s_x	11,9	10,9	10,2	9,7	9,3	9,0	8,8	8,6	8,4	8,3	8,3	8,0
	f_x^0	22,4	19,2	17,2	15,7	14,7	13,9	13,2	12,7	12,3	12,0	11,8	10,2
	f_x	38,0	30,2	24,8	21,1	18,4	16,4	14,8	13,6	12,7	12,0	11,4	8,0
	f_y	30,6	30,2	30,3	31,0	32,2	33,8	35,9	38,3	41,1	44,9	46,3	*
	s_y	14,3	12,7	11,5	10,7	10,0	9,5	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,0
	f_x^0	26,4	28,1	30,3	32,7	35,1	37,3	39,1	40,7	42,2	43,3	44,8	*
	f_x	30,6	26,3	23,2	20,9	19,2	17,9	16,9	16,1	15,4	14,9	14,5	12,0
	f_y	38,0	39,5	41,4	43,5	45,6	47,6	49,1	50,3	51,3	52,1	52,9	*
	s_x	14,3	13,5	13,0	12,6	12,3	12,2	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
	f_x^0	26,7	22,1	19,2	17,2	15,7	14,6	13,8	13,2	12,7	12,3	12,0	10,2
	f_x	33,2	27,3	23,3	20,6	18,5	16,9	15,8	14,9	14,2	13,6	13,1	10,2
	f_y	33,2	34,1	35,5	37,7	39,9	41,9	43,5	44,9	46,2	47,2	48,3	*
	s_x	14,3	12,7	11,5	10,7	10,0	9,6	9,2	8,9	8,7	8,5	8,4	8,0
	s_y	14,3	13,6	13,1	12,8	12,6	12,4	12,3	12,2	12,2	12,2	12,2	11,2
	f_x^0	26,7	22,1	19,2	17,2	15,7	14,6	13,8	13,2	12,7	12,3	12,0	10,2
	f_y^0	26,7	27,6	29,2	31,4	33,8	36,2	38,1	39,8	41,4	42,8	44,2	*
	f_x	33,6	28,2	24,4	21,8	19,8	18,3	17,2	16,3	15,6	15,0	14,6	12,0
	f_y	37,3	38,7	40,4	42,7	45,1	47,5	49,5	51,4	53,3	55,1	58,9	*
	s_x	16,2	14,8	13,9	13,2	12,7	12,5	12,3	12,2	12,1	12,0	12,0	12,0
	s_y	18,3	17,7	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5
	f_x	37,3	30,3	25,3	22,0	19,5	17,7	16,4	15,4	14,6	13,9	13,4	10,2
	f_y	33,6	34,1	35,1	37,3	39,8	43,1	46,6	52,3	55,5	60,5	66,1	*
	s_x	18,3	15,4	13,5	12,2	11,2	10,6	10,1	9,7	9,4	9,0	8,9	8,0
	s_y	16,2	14,8	13,9	13,3	13,0	12,7	12,6	12,5	12,4	12,3	12,3	11,2
	f_x	36,8	30,2	25,7	22,7	20,4	18,7	17,5	16,5	15,7	15,1	14,7	12,0
	f_y	36,8	38,1	40,4	43,5	47,1	50,6	52,8	54,5	56,1	57,3	58,3	*
	s_x	19,4	17,1	15,5	14,5	13,7	13,2	12,8	12,5	12,3	12,1	12,0	12,0
	s_y	19,4	18,4	17,9	17,6	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5

Den Tafelwerten liegt für die Feldmomente eine 50%ige, für die Stützmomente eine volle Einspannung zugrunde.

• **Sonderfall: Kragarme oder angrenzende, einspannende Systeme**

Kragarme können hinsichtlich der Stützungsart des angrenzenden Feldes dann als einspannend angesetzt werden, wenn das Kragmoment aus Eigenlast größer ist als das halbe Volleinspannmoment des Feldes bei Belastung durch $(g+q)$. Bei angrenzenden anderen einspannenden Systemen, z. B. dreiseitig gelagerten Platten, ist sinngemäß ebenso zu verfahren.

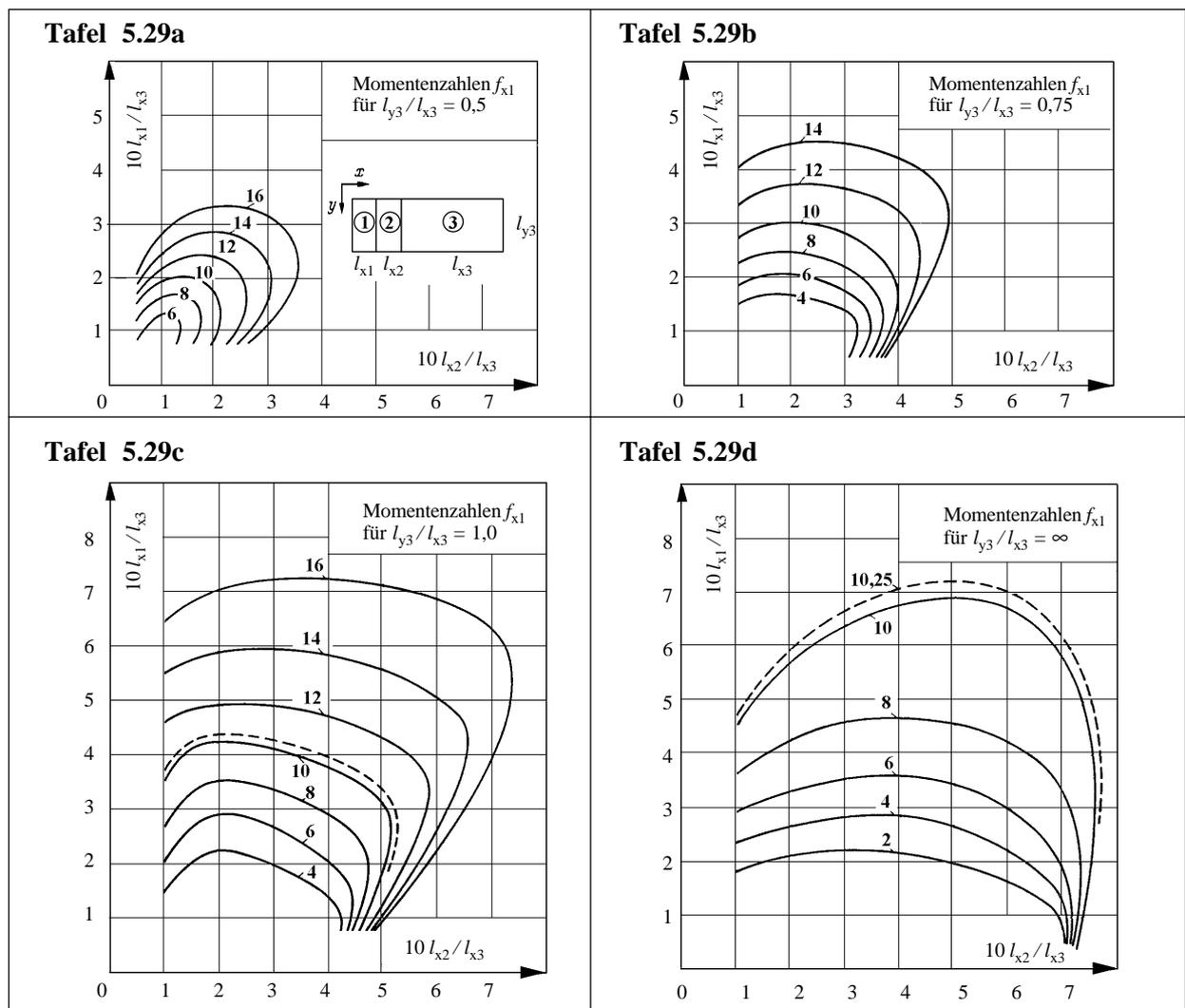
• **Sonderfall: Auf zwei kleine Felder folgt ein großes Feld.**

Feldmomente

<p>Feld 1:</p> $m_{fx1} = \frac{(g+q) \cdot l_{x1}^2}{f_{x1}}$ <p>Wenn $f_{x1} > 10,2$ bzw. $l_{y3} / l_{x1} \leq 2,0$, kann die Tafel S. 5.28 verwendet werden.</p>	<p>Feld 2:</p> <p>Wenn $f_{x1} < 10,2$, dann Bemessung für $m_{fx2} = (g+q) \cdot l_{x2}^2 / 12$ und/oder das positive Stützmoment zwischen ① und ② (s. unten)</p>
--	--

Hinweise für die Anwendung der folgenden Tafeln:

Eine Interpolation innerhalb einer Tafel und zwischen den Tafeln ist möglich. Im allgemeinen genügt es jedoch, die Tafel zu verwenden, deren Seitenverhältnis im Feld ③ dem vorhandenen am nächsten liegt, und, wenn die Tafel mit dem niedrigeren l_{y3} / l_{x3} gewählt wurde, etwas reichlicher zu bewehren.



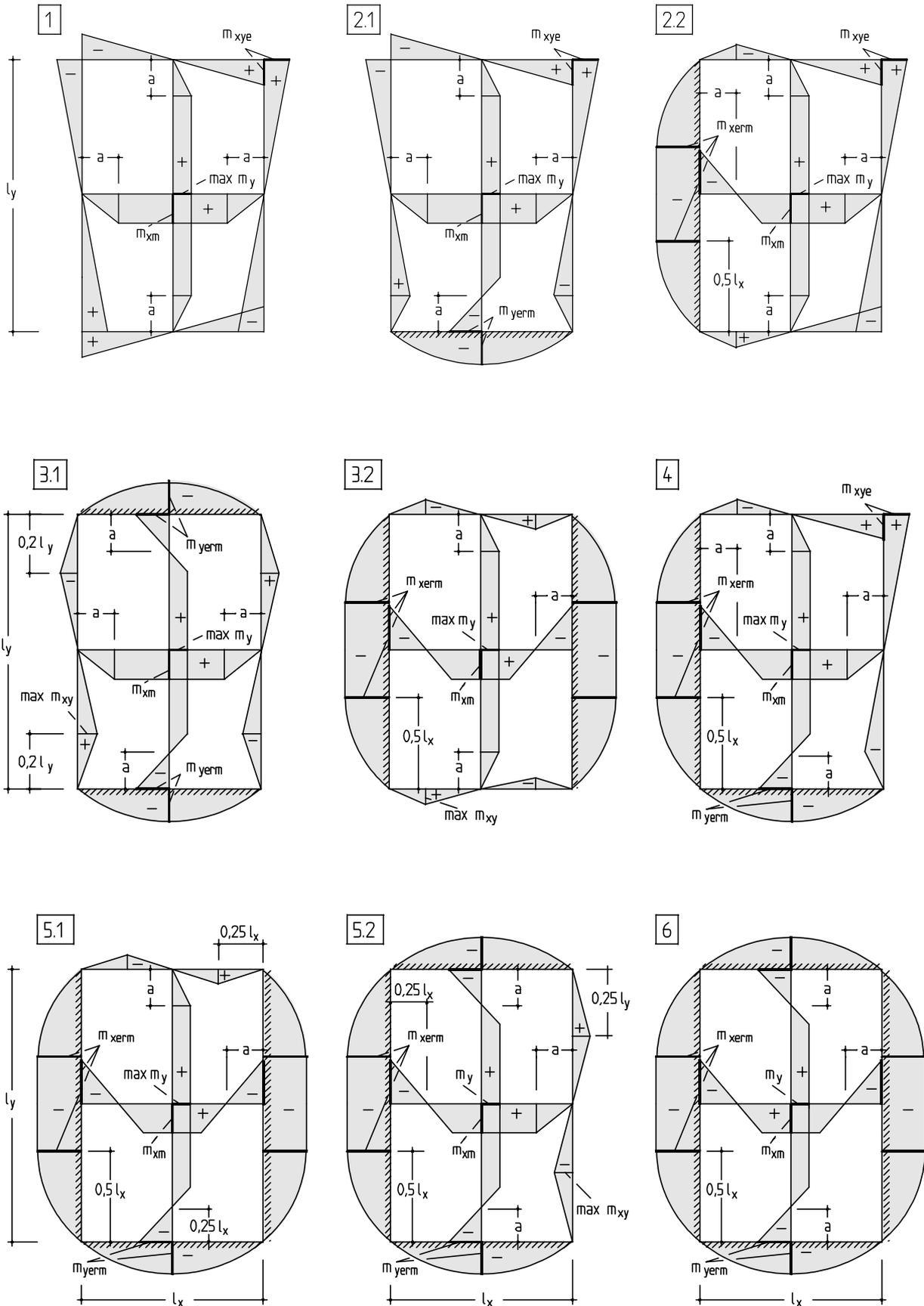
Stützmoment zwischen ① und ②

Aus dem ermittelten Feldmoment m_{fx1} lässt sich aus der Endauflagerkraft A der Platte ① das Stützmoment m_b zwischen Platte ① und ② ermitteln. Das Moment m_b ist meistens positiv und ist bei der Bemessung des Feldes ② entsprechend zu berücksichtigen.

Mit $A = \sqrt{2 \cdot (g+q) \cdot m_{fx1}}$ →
$$m_b = A \cdot l_{x1} - \frac{(g+q) \cdot l_{x1}^2}{2}$$

• Vereinfachte Momentengrenzlinien für Einfeldplatten nach Czerny [5.20] (für $l_y/l_x = 1,5$)

(a_{sx} wird aus m_x und a_{sy} aus m_y berechnet.)



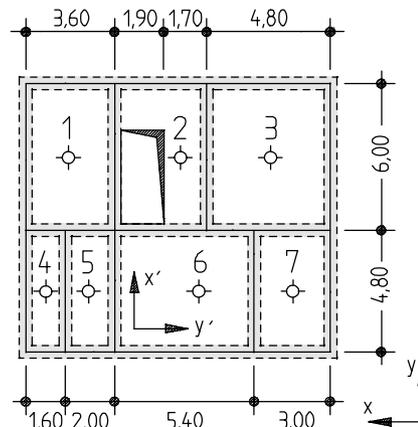
$$l_y \geq l_x \quad a = 0,2 \cdot l_x$$

Beispiel - Momentenberechnung nach Pieper / Martens

Es empfiehlt sich eine Rechnung mit
 – globalen Koordinaten (x/y) für das gesamte Plattensystem
 – lokalen Koordinaten (x'/y') für das einzelne Plattenfeld.

Baustoffe: Beton C 25/30; Betonstahl BSt 500 M

Belastung: $g_k = 6,00 \text{ kN/m}^2$ *)
 $q_k = 1,50 + 1,25 = 2,75 \text{ kN/m}^2$ (incl. Trennwandzuschlag)
 $q_k = 3,50 \text{ kN/m}^2$ (im Treppenhaus)
 → $(g_d + q_d) = 1,35 \cdot 6,00 + 1,5 \cdot 2,75 = 12,23 \text{ kN/m}^2$
 → $(g_d + q_d) = 1,35 \cdot 6,00 + 1,5 \cdot 3,50 = 13,35 \text{ kN/m}^2$



Momente in kNm/m

Platten-Nr.	Stüt-zung	l_x l'_y	l_y l'_x	$\varepsilon = l_y / l_x$ $\varepsilon' = l'_y / l'_x$	f_x	f_y	s_x	s_y	Feldmomente		Stützmomente	
									m_{fx}	m_{fy}	m_{s0x}	m_{s0y}
1	2.1	3,60 -	6,00 -	1,67	13,1	35,7	-	8,6	12,10	4,44	-	-18,43
2	2)	1,70	6,00	0,28	nach <i>Hahn</i> [5.19]				-6,13 ³⁾	2,49 ³⁾	-30,50	-39,11 ⁴⁾
3	4	4,80 -	6,00 -	1,25	21,95	36,6	11,1	12,95	12,83	7,70	-25,38	-21,75
4	4	1,60 -	4,80 -	3,00	7,9 ¹⁾	*	8,0	11,2	3,96	*	-3,91	-2,80
5	5.1	2,00 -	4,80 -	2,40	12 ¹⁾	*	12,0	17,5	4,09	*	-4,09	-2,80
6	5.2	- 5,40	- 4,80	1,13	34,4	28,8	14,5	14,8	8,19	9,78	-19,44	-19,04
7	4	3,00 -	4,80 -	1,60	15,8	43,5	9,2	12,3	6,97	2,53	-11,97	-8,95

1) Gemäß Sonderfall S. 5.29: nach Tafel 5.29c für $l_{y3} / l_{x3} = 4,80 / 5,40 = 0,8 \rightarrow \approx 1,0$; für $10 \cdot 1,60 / 5,40 = 2,96$ und $10 \cdot 2,00 / 5,40 = 3,70$: Ablesung $f_{x1} \approx 7,9$; wegen $f_{x1} < 10,2$ gilt $f_{x2} = 12$
 2) Dreiseitig gelagerte Platte nach [5.19] – zwei anliegende Ränder eingespannt, ein Rand frei aufliegend; Lastfälle: Gleichlast $13,35 \text{ kN/m}^2$ und Randlast $13,35 \cdot 1,90 / 2 = 12,68 \text{ kN/m}$. Das restliche Plattenfeld ist konstruktiv wie Pos. 2 zu bewehren. Wird auch dieses Plattenfeld als dreiseitig gelagerte Platte mit zwei gegenüberliegenden, eingespannten und einem frei aufliegenden Rand berechnet, kann der Lastfall „Randlast“ entfallen.
 3) Der Bewehrung für positive Biegemomente in x-Richtung kann m_{fy} als Mindestwert zugrunde gelegt werden. In y-Richtung beträgt das Moment am freien Rand $m_{ry} = 7,91 \text{ kNm/m}$.
 4) Stützmoment am freien Rand. In Randmitte beträgt das Stützmoment $m_{sym} = -11,20 \text{ kNm/m}$.

In obiger Tabelle sind mit der Plattennummer, der Stützungsart nach S. 5.28 und den beiden Spannweiten die Felder eindeutig beschrieben. Ob für das einzelne Feld das Verhältnis $\varepsilon = l_y / l_x$ oder $\varepsilon' = l'_y / l'_x$ zu bilden ist, hängt von der Lage der eingespannten Ränder im Achsenkreuz ab und wird bei der Plattennummer durch Schreiben am oberen bzw. unteren Zeilenrand kenntlich gemacht. Die Beiwerte f und s werden in der Berechnungstabelle durch entsprechendes Vertauschen unmittelbar auf globale Koordinaten bezogen.

*) Zur Bestimmung der Eigenlast ist die Plattendicke festzulegen, die sich häufig aus dem Nachweis zur Begrenzung der Biegeschlankheit ergibt. Näherungsweise erhält man (genauerer Nachweis s. Abschn. 4.2.3)

$$\text{erf } d = l_{\text{eff}} / \text{TW}$$

$$l_{\text{eff}} = 4,80 \text{ m (ungünstigster Wert)}$$

$$\text{TW} = 32 \text{ (Endfeld im Durchlaufsystem; s. Abschn. 4.2.3)}$$

$$\text{erf } d = 4,80 / 32 = 0,15 \text{ m} = 15 \text{ cm} \rightarrow h \approx 18 \text{ cm}$$

Dafür ergibt sich mit einer angenommenen Ausbaulast von $1,5 \text{ kN/m}^2$ die oben genannte Eigenlast.

Die Berechnung setzt voraus, daß die Stahlspannung σ_{sh} unter der häufigen Last den dem TW zugrunde liegenden Wert von 250 N/mm^2 nicht überschreitet. Diese Annahme ist nach der Bemessung und der Bewehrungswahl zu überprüfen. Eine Abschätzung vorab, die von einer vollen Ausnutzung der Bewehrung im Grenzzustand der Tragfähigkeit und von einem im Grenzzustand der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit unveränderten Hebelarm z ausgeht, ist für reine Biegung möglich mit dem Ansatz

$$\sigma_{sh} = \sigma_{sd} \cdot (g_k + \psi_1 \cdot q_k) / (g_d + q_d)$$

mit $(g_k + \psi_1 \cdot q_k)$ als häufigem Lastanteil (s. S. 5.7f). Mit diesem Ansatz ergäbe sich, daß die gewählte Bauhöhe nicht ausreichend wäre. Zur Erfüllung des Nachweises kämen dann die in Abschn. 4.2.3 angegebenen Maßnahmen in Frage.

Stützmomente in kNm/m

m \ Rand i - k	x-Richtung				y-Richtung			
	2 - 3	4 - 5	5 - 6	6 - 7	1 - 4	1 - 5	2(3) - 6	3 - 7
$m_{s0}^{1)} = m_{ik}$	-30,50	-3,91	-4,09	-19,44	-18,43	-18,43	-39,11	-21,75
$m_{s0}^{1)} = m_{ki}$	-25,38	-4,09	-19,44	-11,97	-2,80	-2,80	-19,04	-8,95
$0,5 \cdot (m_{ik} + m_{ki})$	-27,94	-4,00	-11,77	-15,71	Bemessung für Volleinspannmomente wegen durchgehender Mittellängswand			
$0,75 \cdot \min m_{s0}$	-22,88	-3,07	-14,58	-14,58				
$\min m_{sik}$	-27,94	-4,00	-14,58	-15,71	-18,43	-18,43	-39,11	-21,75

1) Aus der vorstehenden Berechnungstabelle „Momente“ zu entnehmen

Die Ränder werden durch die Nummern der beiden benachbarten Felder bezeichnet. Das maßgebende Stützmoment $\min m_{sik}$ wird aus dem Mittelwert $0,5 \cdot (m_{ik} + m_{ki})$ bzw. $0,75 \cdot \min m_{s0}$ gebildet, soweit nicht ingenieurgemäße, korrigierende Überlegungen für die Bemessung nach dem Volleinspannmoment sprechen. Über der ganzen Mittellängswand werden die hier auftretenden Volleinspannmomente der Bemessung zugrunde gelegt. Im Feld 6 ist die Bewehrung reichlich zu wählen, da eine Einspannung nur auf etwa 2/3 der Länge vorhanden ist. Das Feld 2 ist auch mit einer Bewehrung in x-Richtung an Plattenunterseite zu versehen. Der Bewehrung in y-Richtung sollte das Moment am freien Rand $m_{ry} = 7,91$ kNm/m zugrunde gelegt werden. Der freie Rand ist mit Steckbügeln und Stabstahlzulagen einzufassen. Die Drillmomente beim „Zusammenstoß“ des freien Randes mit dem frei drehbar gelagerten und das rechnerisch nicht erfaßte Stützmoment zwischen Pos. 1 und Pos. 2 sind durch ausreichend zu wählende Bewehrung abzudecken.

Bemessung:

Baustoffe: C 25/30; BSt 500 M

Umweltbedingung: Umweltklasse 1 mit nom $c = 2,5$ cm

Nutzhöhen: untere Bewehrung: $d_x = 15,0$ cm; $d_y = 14,5$ cm } (Werte sind nach der Bewehrungswahl zu überprüfen.)
 obere Bewehrung: $d = 15,0$ cm

Bemessung erfolgt mit Tafel 3a (s. Abschn. 8); auf eine Bewehrungswahl wird im Beispiel verzichtet. Es sei jedoch darauf hingewiesen, daß als *Mindestbewehrung* $\min a_s = 0,0015 \cdot 100 \cdot 15 = 2,25$ cm²/m (vgl. Abschn. 5.4.3) zu berücksichtigen ist, die im Feld durchweg, an der Stütze am Ort 4-5 maßgebend wird.

Bewehrung an Plattenunterseite - „Feldbewehrung“ (a_s in cm²/m)

Ort Pos.	Bemessung für die								Bemerkungen
	x-Richtung ($d_x = 15$ cm)				y-Richtung ($d_y = 14,5$ cm)				
	m_x	k_d	k_s	erf a_{sx}	m_y	k_d	k_s	erf a_{sy}	
1	12,10	4,31	2,36	1,90	4,44	6,88	2,34	0,72	1) Vgl. Fußnote 3 in Berechnungstabelle „Momente“, S. 5.31 2) Konstruktiv „sinnvolle“ Bewehrungswahl durchgehend über beide Felder, z. B. im Anschluß an Pos. 6 3) Freien Rand „reichlich“ bewehren und „einfassen“. Momentenvergrößerung, da Stützmoment nicht volle Einspannung erreicht.
2	2,49 ¹⁾	9,51	2,34	0,39	7,91 ¹⁾	5,16	2,36	1,29 ³⁾	
3	12,83	4,19	2,38	2,04	7,70	5,23	2,36	1,25	
4	3,96	7,54	2,34	0,62	-	-	-	- ²⁾	
5	4,09	7,42	2,34	0,64	-	-	-	- ²⁾	
6	8,19	5,24	2,36	1,29	9,78	4,64	2,36	1,59	
7	6,97	5,68	2,36	1,10	2,53	9,12	2,34	0,41	

Bewehrung an Plattenoberseite - „Stützbewehrung“ (a_s in cm²/m)

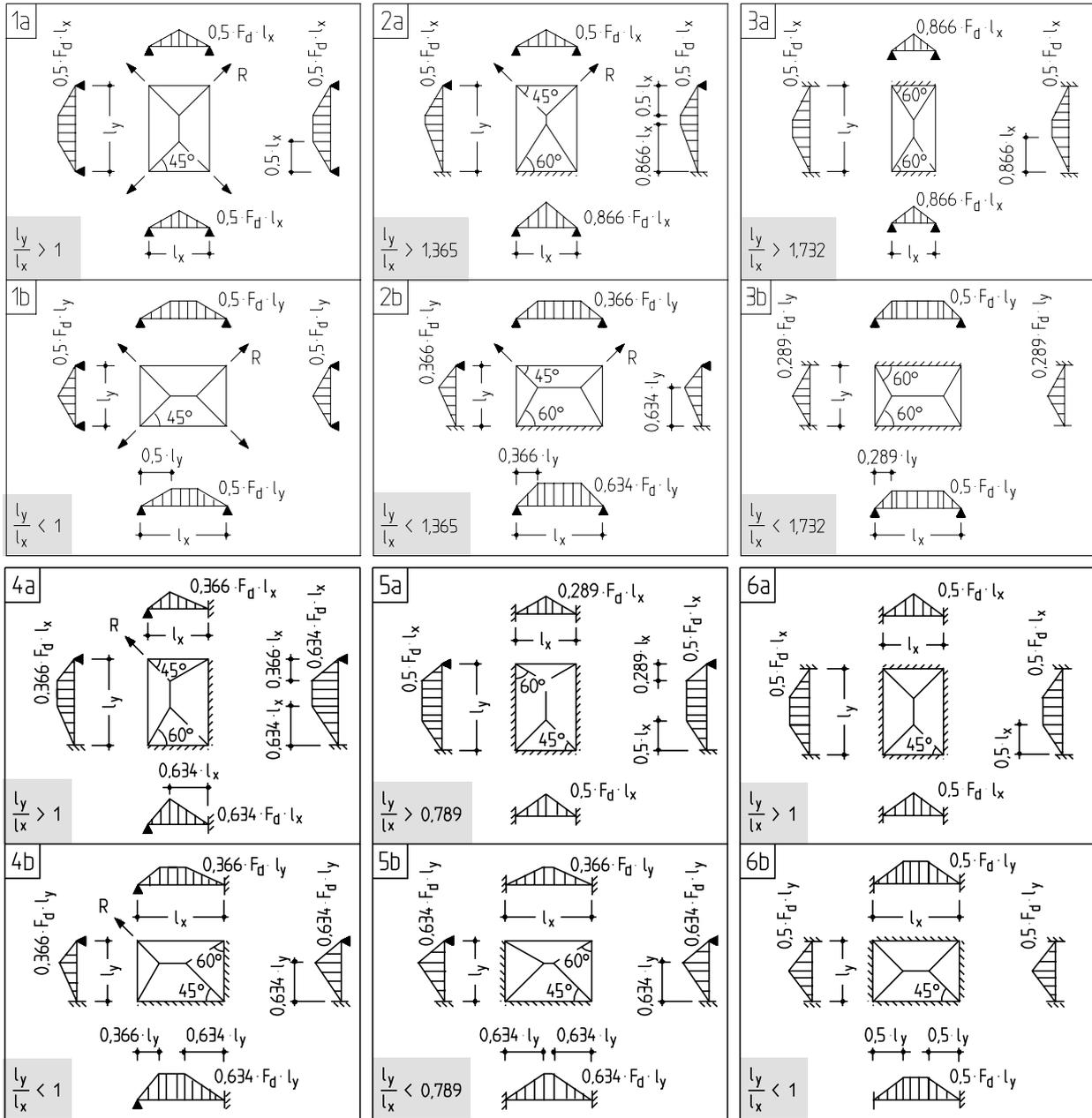
Ort Pos.	Bew.-richtung	$m_s^{1)}$	k_d	k_s	erf a_s	Bemerkungen
1-2	x	-15,78 ²⁾	3,78	2,38	2,50	
2-3		-27,94	2,84	2,42	4,51	
4-5		-4,00	7,50	2,34	0,62	
5-6		-14,58	3,93	2,38	2,31	
6-7		-15,71	3,78	2,38	2,49	
1-4	y	-18,43	3,49	2,40	2,95	
1-5		-18,43	3,49	2,40	2,95	
2(3)-6		-39,11 ³⁾	2,40	2,48	6,47 ³⁾	
3-7		-21,75	3,22	2,40	3,48	

● **Auflager- und Eckkräfte vierseitig gelagerter Platten**

Ersatzlastbilder zur Berechnung der Randunterzüge bei Gleichflächenlast F_d

Für Balken (Unterzüge) als Auflager von zweiachsig gespannten, gleichmäßig belasteten Platten werden die Lastbilder näherungsweise berechnet aus der Zerlegung der Grundrißfläche der Platte in Trapeze und Dreiecke [5.15]. Für den Zerlegungswinkel gilt in Ecken mit zwei Rändern gleichartiger Stützung 45° , in Ecken mit einem eingespannten und einem frei drehbar gelagerten Rand 60° zum eingespannten Rand hin. Bei Platten mit teilweiser Einspannung darf der Zerlegungswinkel zwischen 45° und 60° angenommen werden.

Aus der Zerlegung der Last F_d unter 45° und 60° ergeben sich die dargestellten Ersatzlastbilder. Werden die Eckabhebekräfte R (Berechnung s. unten) in den Plattenecken nicht gesondert erfaßt, wird empfohlen, eine *rechteckförmige* Ersatzlast mit dem angegebenen Maximalwert als Lastordinate anzusetzen [5.15].



κ -Werte zur Berechnung der Eckabhebekräfte vierseitig gelagerter Platten bei Gleichflächenlast F_d

$$R = F_d \cdot l_x^2 / \kappa$$

$\varepsilon = l_y / l_x$	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40	1,50	1,60	1,70	1,80	1,90	2,00
Stützung											
1	10,8	9,85	9,20	8,75	8,40	8,15	7,95	7,80	7,70	7,65	7,55
2.1	13,1	11,6	10,5	9,70	9,10	8,70	8,40	8,10	7,90	7,80	7,70
2.2	13,1	12,4	12,0	11,7	11,5	11,4	11,3	11,2	11,2	11,2	11,2
4	13,9	13,0	12,4	12,0	11,7	11,5	11,4	11,3	11,2	11,2	11,2

Dreieckig gestützte Platten - Berechnung nach Hahn [5.19]

• Dreieckig frei gestützte Platte

– Lastfall 1: Gleichlast F_d

Hilfswerte: $K = F_d \cdot l_x \cdot l_y$; $D = \bar{\omega}_r \cdot E \cdot d^3$

Momente: $m_i = K / f_i$

Auflagerkräfte: $K_x = v_x \cdot K$; $K_y = v_y \cdot K$ (s. Abb.)

Eckkräfte: $R_1 = 2 m_{xy1}$; $R_2 = 2 m_{xy2}$ (Zug)

Durchbiegung: $\omega_r = K \cdot l_x^2 / D$

Hinweis: Die Momente sind als Vektoren dargestellt; aus m_x wird a_{sx} , aus m_y wird a_{sy} ermittelt.

– Lastfall 2: Randlast F_{dx}

Hilfswerte: $S = F_{dx} \cdot l_x$; $D = \bar{\omega}_r \cdot E \cdot d^3$

Momente: $m_i = S / f_i$

Durchbiegung: $\omega_r = S \cdot l_x^2 / D$

– Lastfall 3: Randmoment μ

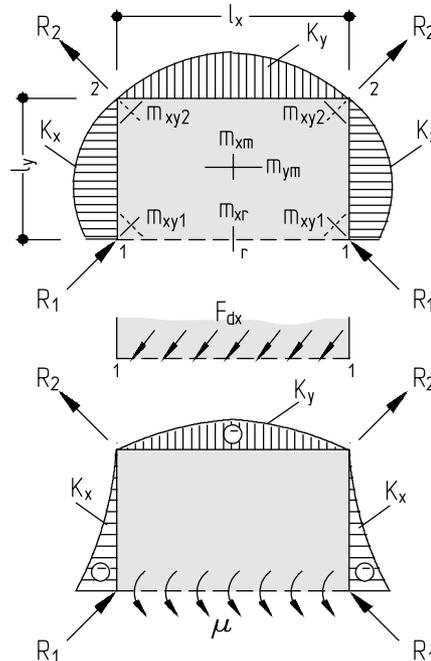
Hilfswerte: $D = \bar{\omega}_r \cdot E \cdot d^3$

Momente: $m_i = \mu / f_i$

Auflagerkräfte: $K_x = v_x \cdot \mu$; $K_y = v_y \cdot \mu$ (s. Abb.)

Eckkräfte: $R_1 = \rho_1 \cdot \mu$; $R_2 = \rho_2 \cdot \mu$

Durchbiegung: $\omega_r = \mu \cdot l_x^2 / D$



Fall	$\varepsilon = l_y / l_x$	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25	
1	f_{xr}	12,6	11,9	11,3	10,7	10,2	9,8	9,4	9,1	9,1	9,2	9,8	11,0	13,7	16,2	
	f_{xm}	15,3	14,9	14,5	14,1	13,8	13,7	13,6	13,8	14,2	15,2	17,0	20,2	26,3	31,5	
	f_{ym}	62,4	58,4	54,2	50,0	45,9	41,7	37,1	33,2	29,9	27,4	25,9	26,3	29,7	33,7	
	$\pm f_{xy2}$	22,3	20,6	19,3	17,9	16,7	15,4	14,1	12,9	11,8	10,8	10,1	9,4	8,8	8,6	
	$\pm f_{xy1}$	412	300	220	161	118	86,5	63,6	47,0	35,0	26,3	20,2	15,8	12,8	11,6	
	$\bar{\omega}_r$	9,10	8,70	8,35	8,05	7,80	7,60	7,45	7,35	7,35	7,40	7,65	8,25	9,90	11,60	
	v_x	0,45	0,45	0,44	0,43	0,42	0,41	0,39	0,37	0,34	0,31	0,28	0,22	0,16	0,13	
v_y	0,28	0,30	0,32	0,34	0,36	0,40	0,44	0,49	0,54	0,59	0,64	0,72	0,80	0,84		
2	f_{xr}	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,1	4,2	4,3	4,5	4,9	5,6	6,9	8,1	
	f_{xm}	18,0	16,1	14,3	13,1	11,9	10,9	10,2	9,6	9,4	9,3	9,7	10,8	13,1	16,1	
	$-f_{ym}$	36,2	33,0	30,8	29,2	27,9	27,2	27,2	29,3	32,8	39,4	52,5	91,0	200	500	
	$\pm f_{xy2}$	65,0	51,5	40,5	32,4	25,6	20,4	16,0	12,6	10,2	8,3	6,9	5,8	5,2	4,9	
	$\bar{\omega}_r$	3,10	3,10	3,10	3,10	3,10	3,10	3,05	3,05	3,10	3,35	3,70	4,45	5,75	7,00	
3	f_{xr}	2,95	2,94	2,93	2,92	2,91	2,90	2,85	2,80	2,74	2,65	2,50	2,35	2,20	2,08	
	f_{xm}	-18,2	-18,4	-18,8	-20,5	-23,2	-31,0	-69	105	30,0	12,5	7,9	5,7	4,6	4,2	
	$-f_{ym}$	32,1	22,4	16,5	12,8	9,8	7,6	6,1	4,8	3,4	3,1	2,5	2,2	2,1	2,0	
	$\bar{\omega}_r$	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	1,95	1,90	1,85	1,78	1,71	1,63	1,54	1,49	
	$-v_x$							1,19	1,39	1,52	1,55	1,52	1,49	1,46	1,36	1,20
	$-v_y$							0,62	0,64	0,70	0,78	0,80	0,80	0,70	0,50	0,28
	ρ_1							1,25	1,55	1,78	1,94	2,03	2,15	2,35	2,65	2,96
$-\rho_2$							-0,25	-0,16	-0,09	-0,01	0,11	0,26	0,54	1,04	1,52	

Beispiel

Dreieckig frei drehbar gestützte Platte mit $l_y = 1,50$ m und $l_x = 2,50$ m $\rightarrow \varepsilon = 1,50 / 2,50 = 0,60$

Belastung: $F_d = 9,50$ kN/m² (Lastfall 1)

Schnittgrößen: Hilfswert: $K = 9,50 \cdot 1,50 \cdot 2,50 = 35,63$ kN

$m_{xr} = 35,63 / 9,2 = 3,87$ kNm/m $m_{xm} = 35,63 / 15,2 = 2,34$ kNm/m

$m_{ym} = 35,63 / 27,4 = 1,30$ kNm/m

$m_{xy2} = \pm 35,63 / 10,8 = \pm 3,30$ kNm/m $m_{xy1} = \pm 35,63 / 26,3 = \pm 1,35$ kNm/m

$K_x = 35,63 \cdot 0,31 = 11,05$ kN $K_y = 35,63 \cdot 0,59 = 21,02$ kN

$R_1 = 2 \cdot 1,35 = 2,70$ kN $R_2 = 2 \cdot 3,30 = 6,60$ kN (Zug)

Kontrolle: $\Sigma F_v = 0 = 2 \cdot 11,05 + 21,02 + 2 \cdot 2,70 - 2 \cdot 6,60 - 35,63 \approx 0$

• **Dreieitig gestützte Platte mit Einspannung der drei Ränder**

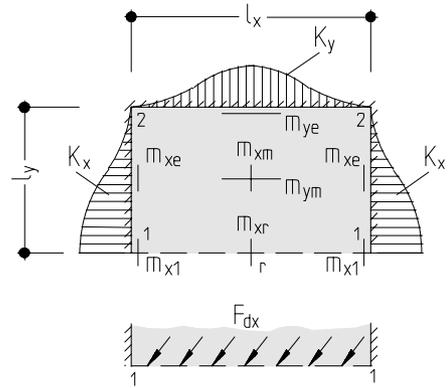
– **Lastfall 1:** Gleichlast F_d

Hilfswert: $K = F_d \cdot l_x \cdot l_y$

Momente: $m_i = K / f_i$

Auflagerkräfte: $K_x = v_x \cdot K$; $K_y = v_y \cdot K$
(Verteilung s. Abb.)

Hinweis: Die Momente sind als Vektoren dargestellt; aus m_x wird a_{sx} , aus m_y wird a_{sy} ermittelt.



– **Lastfall 2:** Randlast F_{dx}

Hilfswert: $S = F_{dx} \cdot l_x$

Momente: $m_i = S / f_i$

– **Lastfall 3:** Dreieckslast F_d (max F_d am Rand 2-2)

Hilfswerte: $K = 0,5 \cdot \max F_d \cdot l_x \cdot l_y$

Momente: $m_i = K / f_i$

Fall	$\varepsilon = l_y / l_x$	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,25
1	f_{xr}	35,8	33,4	31,0	28,6	26,4	24,3	22,4	20,9	19,9	19,8	21,3	26,8	46,4	77,0
	f_{xm}	39,8	38,3	37,0	35,8	34,9	34,3	34,0	34,3	35,6	38,6	45,6	63,6	126	228
	f_{ym}	163	152	141	130	119	109	99,5	91,0	83,4	80,0	83,4	108	208	417
	$-f_{x1}$	17,8	16,6	15,3	14,1	12,8	11,6	10,4	9,3	8,2	7,4	6,8	6,8	7,6	8,6
	$-f_{xe}$	18,7	17,8	17,0	16,2	15,6	15,0	14,5	14,3	14,2	14,7	15,8	18,1	23,0	27,2
	$-f_{ye}$	26,4	24,6	22,8	21,1	19,3	17,6	15,8	14,2	12,6	11,1	9,8	9,0	9,0	9,6
	v_x	0,42	0,41	0,40	0,39	0,38	0,37	0,35	0,34	0,32	0,30	0,27	0,23	0,19	0,17
v_y	0,16	0,18	0,20	0,22	0,24	0,26	0,30	0,32	0,36	0,40	0,46	0,54	0,62	0,66	
2	f_{xr}	7,0	7,0	7,1	7,1	7,2	7,2	7,3	7,3	7,4	7,9	9,2	13,0	21,2	33,5
	f_{xm}	143	112	85	63	47,5	35,5	28,2	24,0	22,1	23,3	27,1	34,3	54	84
	$-f_{ym}$	22	22	22	22	22	22	22	21	21	19	17	15	13	12
	$-f_{x1}$	2,3	2,3	2,3	2,2	2,2	2,2	2,1	2,1	2,1	2,2	2,2	2,6	3,3	4,1
	$-f_{xe}$	262	165	102	68	47,1	35,8	27,0	20,5	15,8	13,2	12,1	12,5	13,9	15,6
	$-f_{ye}$	$\approx \infty$	-	-	-	250	120	59	35	20	12,4	8,6	5,9	5,3	5,2
3	f_{xr}	115	100	86,3	73,7	63,0	54,1	46,8	41,4	37,9	36,6	38,9	48,7	85,5	143
	f_{xm}	42,4	41,5	41,1	41,0	41,3	42,2	44,0	46,8	51,4	59,2	74,2	110	230	430
	$-f_{ym}$	80,6	76,2	71,3	66,7	62,5	58,8	56,9	54,0	56,5	59,1	69,0	91,0	172	313
	$-f_{x1}$	85,8	74,8	64,0	54,1	45,1	37,1	30,0	24,6	20,2	17,0	15,0	14,3	15,7	17,7
	$-f_{xe}$	19,1	18,4	17,8	17,3	16,9	16,6	16,5	16,7	17,2	18,3	20,3	23,9	30,7	36,5
	$-f_{ye}$	17,8	17,0	16,3	15,6	14,9	14,2	13,5	13,0	12,5	12,0	11,7	11,7	12,6	13,8

Beispiel

Dreieitig gestützte Platte mit Einspannung der drei Ränder

Abmessungen: $l_y = 1,50$ m und $l_x = 2,50$ m $\rightarrow \varepsilon = 1,50 / 2,50 = 0,60$

Belastung: Gleichlast $F_d = 7,5$ kN/m² (Lastfall 1) und Randlast $F_{dx} = 9,5$ kN/m (Lastfall 2)

Schnittgrößen: Hilfswerte: $K = 7,5 \cdot 1,50 \cdot 2,50 = 28,13$ kN; $S = 9,5 \cdot 2,50 = 23,75$ kN

$$\begin{aligned}
 m_{xr} &= 28,13 / 19,8 + 23,75 / 7,9 = 4,43 \text{ kNm/m} \\
 m_{xm} &= 28,13 / 38,6 + 23,75 / 23,3 = 1,75 \text{ kNm/m} \\
 m_{ym} &= 28,13 / 80,0 - 23,75 / 19 = -0,90 \text{ kNm/m} \\
 m_{x1} &= -28,13 / 7,4 - 23,75 / 2,2 = -14,60 \text{ kNm/m} \\
 m_{xe} &= -28,13 / 14,7 - 23,75 / 13,2 = -3,71 \text{ kNm/m} \\
 m_{ye} &= -28,13 / 11,1 - 23,75 / 12,4 = -4,45 \text{ kNm/m}
 \end{aligned}$$

Nichtlineare und plastische Verfahren

Bei Anwendung von nichtlinearen Verfahren muß im Grenzzustand der Tragfähigkeit in kritischen Schnitten eine ausreichende Rotationsfähigkeit nachgewiesen werden. Es wird auf EC 2 Anhang 2 und auf entsprechende Literatur (z. B. [5.11], [5.22], [5.23], [5.24], [5.25], [5.26], [5.27]) verwiesen.

Plastische Verfahren haben bei zweiachsig gespannten Platten eine besondere Bedeutung. Im EC 2, 2.5.3.5.5 sind daher vereinfachende Regelungen genannt, bei deren Erfüllung auf einen Nachweis der Rotationsfähigkeit der plastischen Gelenke verzichtet werden kann. Hierzu gehören:

- die bezogene Druckzonenhöhe x darf den Wert $x = x/d = 0,25$ nicht überschreiten
- es ist Betonstahl mit hoher Duktilität zu verwenden
- das Verhältnis von Stütz- zu Feldmomenten muß zwischen 0,5 und 2,0 liegen.

Gängige Verfahren der Plastizitätstheorie bei zweiachsig gespannten Platten sind die Bruchlinientheorie und das Streifenverfahren. Plastische Verfahren mit ihrem hohen Vereinfachungsgrad sind nur für den Grenzzustand der Tragfähigkeit zulässig. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Nachweise (Spannungsbegrenzungen – Rißbreitenbegrenzung – Verformungsnachweise; s. Abschn. 4.2) mit den Schnittgrößen nach der Elastizitätstheorie ggf. unter Berücksichtigung der Rißbildung zu führen.

Plastische Berechnung umfangelagerter Platten unter Gleichlast - Berechnung nach Herzog [5.27]

- Voraussetzungen:
- $|M_{\text{Stütze}}| = 2 \cdot |M_{\text{Feld}}|$ (für die jeweilige Tragrichtung)
 - $M_{\text{Feld},x} = \varepsilon \cdot M_{\text{Feld},y}$ ($\varepsilon = l_y / l_x$; $l_x = l_{\text{min}}$)
 - Stützweiten:
 - bei Auflagerung auf Mauerwerk $l = l_{\text{eff}}$
 - bei monolithischer Stützung $l = l_n$

(Die oben genannten Bedingungen nach EC 2 sind zu beachten; insbesondere wird darauf hingewiesen, daß den Nachweisen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit eine besondere Bedeutung zukommt.)

Plastische Bemessungsmomente – Grenzzustand der Tragfähigkeit (mit den Bemessungslasten F_d)

$m_{\text{Feld},x} = (\text{Tafelwert}) \cdot F_d \cdot l_x^2$	$m_{\text{Feld},y} = m_{\text{Feld},x} / \varepsilon$
$m_{\text{Stütze},x} = -2 \cdot m_{\text{Feld},x}$	$m_{\text{Stütze},y} = -2 \cdot m_{\text{Feld},x} / \varepsilon$

Tafelwerte (Momentenbeiwerte) zur Berechnung von $m_{\text{Feld},x}$ für Gleichlast nach Herzog [5.27]

$\varepsilon = l_y / l_x$	1	2.1	2.2	3.1	3.2	4	5.1	5.2	6
1,0	0,0417	0,0294	0,0294	0,0214	0,0214	0,0223	0,0172	0,0172	0,0139
1,1	0,0477	0,0348	0,0327	0,0261	0,0236	0,0256	0,0193	0,0202	0,0159
1,2	0,0533	0,0401	0,0356	0,0307	0,0252	0,0286	0,0211	0,0231	0,0178
1,3	0,0584	0,0451	0,0381	0,0353	0,0266	0,0313	0,0227	0,0259	0,0195
1,4	0,0630	0,0499	0,0404	0,0398	0,0279	0,0338	0,0242	0,0284	0,0210
1,5	0,0673	0,0542	0,0425	0,0441	0,0290	0,0361	0,0255	0,0308	0,0224
1,6	0,0712	0,0584	0,0442	0,0482	0,0300	0,0381	0,0266	0,0330	0,0237
1,7	0,0747	0,0622	0,0458	0,0522	0,0308	0,0400	0,0277	0,0350	0,0249
1,8	0,0779	0,0657	0,0473	0,0559	0,0316	0,0417	0,0286	0,0369	0,0260
1,9	0,0807	0,0690	0,0486	0,0593	0,0323	0,0433	0,0295	0,0385	0,0269
2,0	0,0833	0,0721	0,0497	0,0625	0,0329	0,0446	0,0302	0,0401	0,0278

Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Beispiel

Für die dargestellte Platte sind die plastischen Momente für den Tragfähigkeitsnachweis zu ermitteln (die Platte ist in [5.79] nach der E-Theorie berechnet; weitere Einzelheiten – Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit etc. – s. dort).

Belastung: $g_k = 5,60 \text{ kN/m}^2$ $\rightarrow F_d = 12,44 \text{ kN/m}^2$
 $q_k = 3,25 \text{ kN/m}^2$

System: $\varepsilon = l_y / l_x = 5,86 / 4,70 = 1,25$
 Stützungsart 2.2

Momente: $m_{\text{Feld},x} = 0,0369 \cdot 12,44 \cdot 4,70^2 = 10,14 \text{ kNm/m}$
 $m_{\text{Feld},y} = 10,14 / 1,25 = 8,11 \text{ kNm/m}$
 $m_{\text{Stütze},x} = -2 \cdot 10,14 = -20,28 \text{ kNm/m}$

(Auf eine Bemessung mit Überprüfung der Druckzonenhöhe $x/d \leq 0,25$ wird verzichtet. Für die Bewehrung ist Betonstahl mit hoher Duktilität zu verwenden; das heißt, daß Betonstahlmatten nicht zulässig sind.)

3.5.4.3 Besonderheiten bei vorgefertigten Deckensystemen

Für die Bemessung vorgefertigter Deckensysteme sind – soweit relevant – die Zulassungen des Instituts für Bautechnik, ggf. die Festlegungen von CEN-Produktnormen zu beachten. Außerdem gilt:

- Die *Querverteilung* von Lasten zwischen nebeneinanderliegenden Deckenteilen muß durch geeignete Verbindungen zur Querkraftübertragung gesichert werden, wie z. B. durch ausbetonierte bzw. ausgegossene Fugen, Schweiß- oder Bolzenverbindung, bewehrten Aufbeton. Die Querverteilung von Punkt- bzw. Linienlasten darf rechnerisch oder durch Versuche nachgewiesen werden.
- Die *Scheibenwirkung* vorgefertigter Decken zur Übertragung von horizontalen Kräften ist durch ein wirklichkeitsnahes Tragwerksmodell zu erfassen, das auch die Verträglichkeit berücksichtigt. Die Auswirkungen der horizontalen Verschiebungen auf alle Tragwerksteile sind zu berücksichtigen. Die in dem Tragmodell auftretenden Zugkräfte sind durch Bewehrung abzudecken. Bereiche mit Spannungskonzentrationen (z. B. Öffnungen, Verbindungen zu aussteifenden Bauteilen) sollten in geeigneter Weise baulich durchgebildet werden.

Bei Berücksichtigung der Scheibenwirkung ist eine Querbewehrung anzuordnen; sie darf konzentriert werden, wenn die Fertigteile so miteinander verbunden sind, daß eine Übertragung der Horizontalkräfte durch Bogen-, Fachwerk- oder Vierendeelwirkung möglich ist. Die Querbewehrung darf, sofern vorhanden, im Aufbeton liegen.

- Fertigteile mit einer mindestens 50 mm (s. NAD zu EC 2 T 1-3 [5.61]) dicken und statisch mitwirkenden Ortbetonergänzung dürfen als Verbundbauteile bemessen werden, wenn die Aufnahme des zwischen Ortbeton und Fertigteil wirkenden Schubes gewährleistet ist (s. hierzu Abschn. 4.1.2). Die in den Fertigteilen auftretenden Spannungen sind für alle Bauzustände vor und nach Wirksamwerden der Verbundwirkung nachzuweisen.

Decken aus Rippen und Zwischenbauteilen ohne Aufbeton dürfen dann als Vollplatte betrachtet werden, wenn Querrippen im Abstand s_T entsprechend nachfolgender Tabelle angeordnet werden.

Gebäudeart	$s_L \leq l_{\text{eff}}/8$	$s_L > l_{\text{eff}}/8$	
Wohngebäude	-	$12 d_0$	s_L Abstand der Längsrippen
andere Gebäude	$10 d_0$	$8 d_0$	l_{eff} Stützweite
			d_0 Dicke der Rippendecke

- Die *Querbewehrung* darf vollständig im Fertigteil oder im Ortbeton liegen. Bei zweiachsig gespannten Platten wird nur die Querbewehrung angerechnet, die durchläuft oder kraftschlüssig gestoßen ist [5.61].
- Wenn nebeneinanderliegende Einzelteile wie z. B. TT-Platten nicht mit Schubdübeln versehen sind, sollte in den Rippen Schubbewehrung wie für Balken angeordnet werden.

3.5.5 Konsolen, Scheiben, wandartige Träger

3.5.5.1 Allgemeines

Für Bauteile, die keine lineare Dehnungsverteilung aufweisen, sind nach EC 2, 2.5.3.6 lineare Verfahren, elastisch-plastische Berechnungen und Verfahren auf der Grundlage nichtlinearen Materialverhaltens zulässig. Unabhängig vom gewählten Verfahren müssen im Grenzzustand der Tragfähigkeit mögliche Modellunsicherheiten aus dem Verhalten des Tragwerks als Ganzes berücksichtigt werden.

Lineare Berechnung (EC 2, 2.5.3.6.2)

Für Standardfälle s. z. B. [5.15], [5.21] u. a.; s. a. Abschn. 3.5.5.4. Linear-elastische Verfahren dürfen sowohl für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit als auch der Gebrauchstauglichkeit verwendet werden. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit müssen die gesamten rechnerischen Zugspannungen durch Bewehrung abgedeckt werden. Bei Anwendung numerischer Methoden müssen die Auswirkungen einer Rißbildung in Bereichen mit hoher Spannungskonzentration in die Rechnung einbezogen werden.

Elastisch-plastische Berechnungen (EC 2, 2.5.3.6.3)

Die Tragwerke werden als statisch bestimmte Stabwerke idealisiert. Die Kräfte im Stabwerk ergeben sich aus Gleichgewichtsbedingungen, für die Verträglichkeit sollten sich Lage und Richtung der Druck- und Zugstreben an der Schnittgrößenverteilung der Elastizitätstheorie orientieren. Die Zugkräfte F_t sind durch Bewehrung $A_s \geq F_t/f_{yd}$ abzudecken, die Stabdrukkräfte F_c bzw. die Betondruckspannung σ_{cd} dürfen den Wert $v \cdot f_{cd}$ nicht überschreiten, wobei v im allgemeinen zu 0,6 angenommen wird. Wenn kein wesentlicher Querzug vorliegt, können ggf. auch höhere Werte zugelassen werden (s. z. B. EC 2, 5.4.8.1; vgl. auch [5.80]). Näheres zu Stabmodellierungen kann [5.11], [5.28], [5.29] und [5.44] entnommen werden.

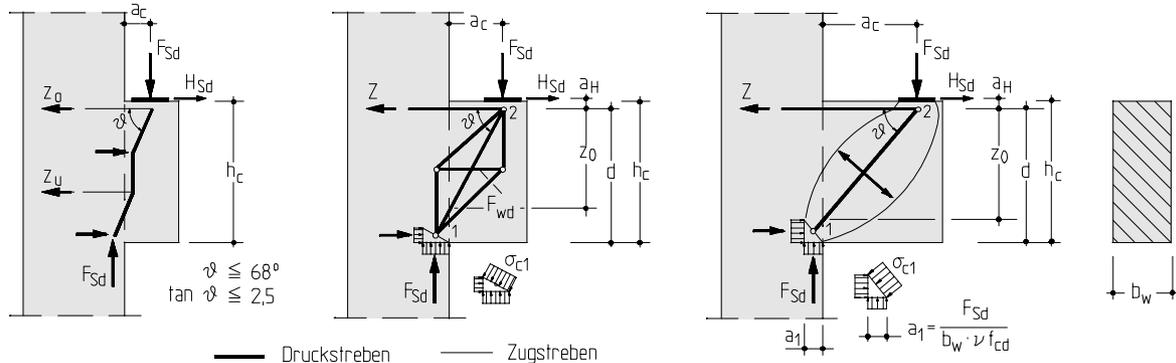
Nichtlineares Verfahren (EC 2, Anhang 2)

Verfahren unter Berücksichtigung nichtlinearer Materialeigenschaften. Die Verfahren eignen sich für die Nachrechnung bestehender Tragwerke z. B. nach Schadensfällen, nicht jedoch zur Bemessung für den „Normalfall“.

3.5.5.2 Konsolen

Konsolen sind Bauteile mit einem Verhältnis $a_c \leq h_c$ ($a_c > h_c \rightarrow$ Kragträger). Sie sind für die Vertikallasten F_c und für eine Horizontallast von mindestens $H_c = 0,2 F_c$ – falls planmäßig nicht größere vorhanden – zu bemessen. Die Schnittgrößenermittlung erfolgt i. allg. an Stabwerkmodellen.

Stabwerkmodelle



Sehr kurze Konsolen
($a_c \leq 0,2h_c$; s. [5.28])

Kurze Konsolen
($a_c \leq 0,5h_c$; s. [5.11])

Einfaches Streben-Zugband-Modell für
Konsolen mit $0,4 h_c \leq a_c \leq h_c$ (nach [5.11])

Tragfähigkeitsnachweise für Konsolen mit $a_c \leq h_c$ (nach [5.11])

1. Nachweis der Querkraftaufnahme:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (V_{Rd2} \text{ nach EC 2, Gl. 4.19 und 4.25; s. Abschn. 4.1.2})$$

2. Ermittlung der Zuggurtkraft $Z = Z_{Sd}$ (s. Streben-Zugband-Modell)

$$Z_{Sd} = F_{Sd} \cdot a_c / z_0 + H_{Sd} \cdot (a_H + z_0) / z_0 \quad \text{mit } a_c / z_0 \geq 0,4$$

Wenn die Lage der Druckstrebe so angenommen wird, daß $z_0 = d(1 - 0,4 \cdot V_{Sd} / V_{Rd2})$, erübrigt sich ein Nachweis der Betondruckspannungen σ_{c1} im Knoten 1.

(Bei der sehr kurzen Konsole tritt im unteren Bereich eine zweite Zugkraft Z_u auf; s. Darstellung oben.)

3. Nachweis der Lastpressung unter der Lagerplatte (Knoten 2), ggf. nach EC 2, 5.4.8.1

4. Verankerung des Zugbandes. Die Verankerungslänge beginnt an der Innenkante der Lastplatte.

5. Nachweis der Weiterleitung der Konsolkräfte. Die Bewehrung muß weit genug in die Stütze geführt werden (s. [5.28]); Nachweis der Stützenquerschnitte unmittelbar über bzw. unter der Konsole.

6. Anordnung von Bügeln (s. [5.10]; vgl. auch Darstellung Abschn. 5.4.5)

Für $a_c \leq 0,5 h_c$ und $V_{Sd} > 0,3 V_{Rd2}$:
Geschlossene horizontale oder geneigte Bügel
mit einem Gesamtquerschnitt von mindestens
50 % der Gurtbewehrung nach EC2, Bild 5.18

Für $a_c > 0,5 h_c$ und $F_{Sd} > V_{Rd1}$:
Geschlossene vertikale Bügel für Bügelkräfte von
insgesamt $F_{wd} = 0,7 F_{Sd}$

Wenn ein großer Teil des Konsolmomentes in die Stütze nach oben weitergeleitet wird, kann eine zusätzliche Diagonalbewehrung zur Minderung der Reißbreite in der zugbeanspruchten Ecke zweckmäßig sein. Weitere Hinweise zur Bemessung von Konsolen s. [5.10], [5.28] u. a.

(Hinweis: Die Bewehrungsausbildung ist im Abschn. 5.4.5 dargestellt.)

3.5.5.3 Ausgeklinte Trägerenden

Ausgeklinte Trägerenden können nach EC 2 Teil 1-3 mit Hilfe von Stabwerkmodellen bemessen werden, wie sie z. B. in Abb. a) und b) dargestellt sind. Eine Kombination der beiden Modelle ist zulässig. Die gesamte Bewehrung ist kraftschlüssig zu verankern (s. a. Abschn. 5.4.5).



a) Bemessungsmodell bei einer vertikalen
Aufhängebewehrung

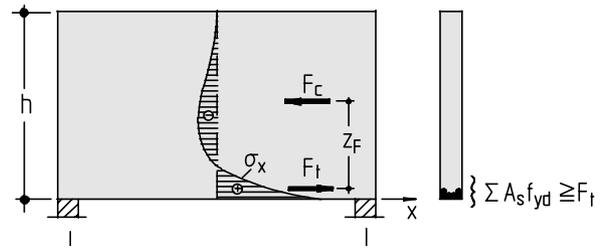
b) Bemessungsmodell bei einer geneigten
Aufhängebewehrung

Hinweis: Die skizzierten Modelle sind unvollständig und zeigen weder die Bewehrungsausbildung noch das vollständige Gleichgewichtssystem (Bewehrungsausbildung s. Abschn. 5.4.5).

3.5.5.4 Wandartige Träger, Scheiben

Wandartige Träger und Scheiben können mit Stabwerkmodellen bemessen werden. In den fiktiven Druckstreben müssen die Betondruckspannungen σ_c nachgewiesen werden und in den Zugstreben die Zugkräfte durch Bewehrung abgedeckt werden. Ausbildung von Stabwerkmodell s. z. B. [5.11], [5.28] u. a.

Mit praxisüblichen Rechenprogrammen auf der Basis isotroper Materialeigenschaften können die Zug- und Druckkräfte im Zustand II ggf. näherungsweise durch Berechnung mit oberen und unteren Grenzen des E -Moduls abgeschätzt werden. Die Bewehrung muß für die Resultierende der Zugspannungen ausgelegt sein, so daß in dem Falle Gleichgewicht erfüllt ist (s. nebenstehende Abb.).



Näherungsverfahren zur Ermittlung der Längszugkräfte

Für Standardfälle sind in [5.15] (s. z. B. auch [5.21]) die Resultierenden der sich aus der Elastizitätstheorie ergebenden Zugkräfte F_t angegeben. Näherungsweise können diese Längszugkräfte auch aus den für Balken bestimmten Schnittmomenten M_{Sd} im Feld oder an der Stütze ermittelt werden, wenn der Hebelarm der inneren Kräfte z entsprechend angepaßt wird. Nach [5.15] gilt:

Resultierende Zugkraft im Feld: $F_{td,F} = M_{Sd,F} / z_F$

Resultierende Zugkraft an der Stütze: $F_{td,S} = M_{Sd,S} / z_S$

Hierin sind $M_{Sd,F}$ und $M_{Sd,S}$ das Bemessungsfeldmoment und Bemessungsstützmoment bzw. -kragmoment eines entsprechend schlanken Trägers und z_F und z_S der rechnerische Hebelarm der inneren Kräfte im Feld und an der Stütze. Der Hebelarm z wird geschätzt zu:

Einfeldträger	mit $0,5 < h/l < 1,0$	$z_F = 0,3 h (3-h/l)$	
	$h/l \geq 1,0$	$z_F = 0,6 l$	
Endfelder von Durchlaufträgern	mit $0,4 < h/l < 1,0$	$z_F = z_S = 0,5 h (1,9-h/l)$	
	$h/l \geq 1,0$	$z_F = z_S = 0,45 l$	
Innenfelder von Durchlaufträgern	mit $0,3 < h/l < 1,0$	$z_F = z_S = 0,5 h (1,8-h/l)$	
	$h/l \geq 1,0$	$z_F = z_S = 0,4 l$	
Kragträger	mit $1,0 < h/l_k < 2,0$	$z_S = 0,65 l_k + 0,10 h$	h Bauhöhe
	$h/l_k \geq 2,0$	$z_S = 0,85 l_k$	l Stützweite

Begrenzung der Druckspannungen im Beton

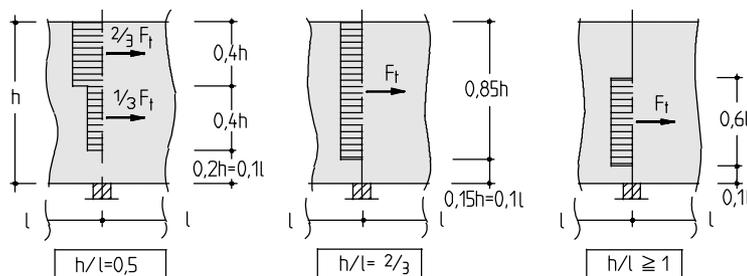
Die maßgebenden auflagnahen Hauptdruckspannungen im Zustand II sind auf die zulässigen Werte (s. vorher) zu begrenzen.

Besonderheiten der Bewehrungsführung

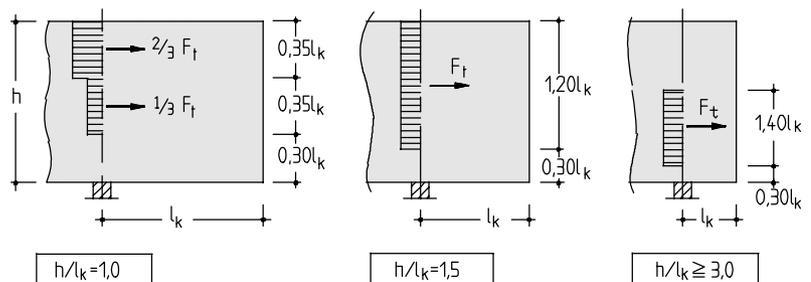
Wandartige Träger müssen auf jeder Seite und in beiden Richtungen ein sich kreuzendes Bewehrungsnetz von 0,15 % der Betonfläche aufweisen (EC 2, 5.4.5). Für die Hauptbewehrung ¹⁾ wird in [5.15] verlangt:

- Feldbewehrung vollständig über die Auflager führen und für eine Zugkraft $0,8 F_{td,F}$ verankern (stehende Haken sind zu vermeiden)
- Anordnung der Feldbewehrung über eine Höhe von $0,1 h$ bzw. $0,1 l$ (kleinerer Wert ist maßgebend)
- Anordnung der Stütz- und Kragbewehrung nach Abb.

Verteilung der Hauptbewehrung ¹⁾ für die Zugkraft F_t über den Stützen mehrfeldriger wandartiger Träger



Verteilung der Hauptbewehrung ¹⁾ für die Zugkraft F_t über dem Auflager einer Kragstange



¹⁾ Spalt- und Randzugkräfte unter Einzellasten und eine Aufhängebewehrung bei unten angreifenden Lasten sind zusätzlich zu beachten; s. hierzu [5.15].

3.6 Vorspannung

Für Vorspannung wird nach EC 2, 2.5.4.2 die Vorspannkraft bestimmt :

$$\text{Vorspannen mit sofortigem Verbund} \quad P_{m,t} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_t(t) - \Delta P_\mu(x) \quad (40.1a)$$

$$\text{Vorspannen mit nachträglichem Verbund} \quad P_{m,t} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_t(t) - \Delta P_\mu(x) - \Delta P_{sl} \quad (40.1b)$$

- $P_{m,t}$ Mittelwert der Vorspannkraft zur Zeit t an der Stelle x längs des Bauteils
 P_0 Vorspannkraft am Spannende des Spannglieds unmittelbar nach dem Vorspannen
 ΔP_c Spannkraftverlust infolge elastischer Verformung des Bauteils bei der Spannkraftübertragung
 $\Delta P_t(t)$ Spannkraftänderung infolge Kriechens, Schwindens und Relaxation zur Zeit t
 $\Delta P_\mu(x)$ Spannkraftänderung infolge Reibung
 ΔP_{sl} Spannkraftverlust infolge Verankerungsschlupf (nach Zulassung)

Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Die Schnittgrößen sind nach der Elastizitätstheorie zu ermitteln (s. a. ausführliche Hinweise in [5.11]). Für die Nachweise werden zwei charakteristische Werte der Vorspannkraft festgelegt, wenn eine genauere Festlegung nicht möglich ist und die Summe der Spannkraftänderungen infolge von Reibung und zeitabhängigem Betonverhalten höchstens 30 % der Anfangsvorspannung beträgt:

$$\text{oberer Wert: } P_{k,sup} = 1,1 P_{m,t} \quad (40.2a)$$

$$\text{unterer Wert: } P_{k,inf} = 0,9 P_{m,t} \quad (40.2b)$$

(Wenn ausreichende statistische Daten über die Messung der Vorspannung vorliegen, darf bei Fertigteilen als oberer Wert auf $P_{k,sup} = 1,05 P_{m,t}$ und als unterer Wert $P_{k,inf} = 0,95 P_{m,t}$ gesetzt werden.)

Für Nachweise, die empfindlich auf den Einfluß der Vorspannung reagieren, wie z. B. die Nachweise zur Beschränkung der Rißbreite und der Dekompression, des Öffnens von Fugen zwischen Fertigteilen und der Ermüdung, ist der jeweils ungünstigere charakteristische Wert zu verwenden. Für andere Nachweise, z. B. die Begrenzung von Druckspannungen, genügt im allgemeinen der Mittelwert $P_{m,t}$ der Vorspannkraft.

Grenzzustand der Tragfähigkeit

Die Schnittgrößenermittlung darf nach dem linearen Verfahren ohne oder mit begrenzter Umlagerung, nach dem nichtlinearen oder nach dem plastischen Verfahren erfolgen. Für die Querschnittsbemessung ist die Vordehnung mit den charakteristischen Werten nach Gl. (40.2) und $\gamma_p = 1$ (nach DAfStb-Ri. [5.10]; s. Abschn. 2.1.3) zu berücksichtigen (EC 2, 2.5.4.4 und 4.2.3.5). Ausführliche Hinweise hierzu in [5.11].

Spannkraftänderung infolge von Kriechen, Schwinden und Relaxation

Die Spannungsänderung $\Delta\sigma_p(t)$ bzw. Spannkraftänderung $\Delta P_t(t)$ ergibt sich zu (EC 2, 4.2.3.5.5):

$$\Delta P_t(t) = \Delta\sigma_p(t) \cdot A_p = \frac{\varepsilon_s(t, t_0) \cdot E_s + \Delta\sigma_{pr} + \alpha \cdot \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cg} + \sigma_{cp0})}{1 + \alpha \cdot \frac{A_p}{A_c} \cdot \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \varphi(t, t_0)]} \cdot A_p \quad (40.3)$$

- $\varepsilon_s(t, t_0)$ Schwindmaß zum Zeitpunkt t , bezogen auf das maßgebende Betonalter t_0 (s. Abschn. 3.7)
 $\varphi(t, t_0)$ Kriechzahl zum Zeitpunkt t , bezogen auf das Alter t_0 bei Belastungsbeginn (s. Abschn. 3.7)
 α $\alpha = E_s / E_{cm}$ (Verhältnis der E -Moduli von Spannstahl und Beton; s. Abschn. 2)
 $\Delta\sigma_{pr}$ Spannungsänderung im Spannstahl infolge Relaxation in Abhängigkeit von σ_p / f_{pk} ; für den üblichen Hochbau darf σ_p zu $0,85\sigma_{pg0}$ angenommen werden mit σ_{pg0} als Anfangsspannung infolge von Vorspannung und ständigen Lasten. (Für Vorspannen mit sofortigem Verbund ist der kurzzeitige Relaxationsverlust, der sich zwischen dem Spannen und der Spannungsübertragung auf den Beton ergibt, gegebenenfalls zusätzlich zu beachten.)
 σ_{cg} Betonspannungen in Höhe der Spannstahlachse infolge ständiger Einwirkungen
 σ_{cp0} Anfangsbetonspannungen in Höhe der Spannstahlachse infolge von Vorspannung
 $A_p; A_c; I_c$ Fläche des Spannstahls; Fläche bzw. Flächenmoment 2. Grades des Betonquerschnitts
 z_{cp} Abstand zwischen Schwerpunkt des Betonquerschnitts und der Spanngliedachse

Spannkraftverluste infolge von Reibung

Sie ergeben sich nach EC 2, 4.2.3.5.5 zu

$$\Delta P_\mu(x) = P_0 \cdot [1 - e^{-\mu(\theta + k \cdot x)}]$$

- μ Reibungsbeiwert nach Zulassung
 θ Summe der Umlenkwinkel auf der Länge x
 k ungewollter Umlenkwinkel (nach Zulassung)

Vorgespannte Tragwerke werden im Rahmen dieses Beitrags zusätzlich durch ein ausführliches Berechnungs- und Bemessungsbeispiel im Abschn. 6 behandelt.

3.7 Zeitabhängiges Betonverhalten

Kriechen und Schwinden müssen dann berücksichtigt werden, wenn ihr Einfluß merklich ist, wie z. B. bei Verformungen, Spannungsermittlungen, bei Einflüssen nach Theorie II. Ordnung und bei vorgespannten Tragwerken. Unter der Voraussetzung, daß die Spannungen innerhalb der für die Gebrauchstauglichkeit zulässigen Grenzen (s. Abschn. 4.2.1), die mittlere Temperatur zwischen 10°C und 20°C und die relative Feuchte der Umgebung RH-Werte zwischen 40 % und 100 % aufweist, darf angenommen werden:

- Kriechen und Schwinden sind voneinander unabhängig.
- Es gilt ein linearer Zusammenhang zwischen Kriechverformungen und kriecherzeugenden Spannungen.
- Das Superpositionsprinzip wird auch für zu verschiedenen Altersstufen gehörende Einflüsse angenommen.
- Einflüsse aus ungleichmäßigen Temperatur- und Feuchtigkeitsverläufen werden vernachlässigt.

Für die Kriechfunktion $J(t, t_0)$ gilt folgende Beziehung:

$$J(t, t_0) = 1/E_c(t_0) + \varphi(t, t_0)/E_{c(28)} \quad (41.1)$$

Es sind $E_c(t_0)$; $E_{c(28)}$ E-Modul des Betons (Tangentenmodul) zum Zeitpunkt t_0 ; ... nach 28 Tagen
 $\varphi(t, t_0)$ Kriechzahl, bez. auf die mit $E_{c(28)}$ ermittelte elast. Verformung nach 28 Tagen

Für typische Verhältnisse sind die Endkriechzahlen $\varphi(\infty, t_0)$ in EC 2, Tab. 3.3 (s. S. 5.10) angegeben. Sofern diese Werte mit den hier aufgeführten Gleichungen verwendet werden, sollten sie mit 1,05 multipliziert werden. Werte für die Endschwindmaße $\varepsilon_{cs, \infty}$ sind in EC 2, Tab. 3.4 (s. S. 5.10) enthalten.

Eine Ermittlung der Kriechzahlen φ_t und Schwindmaße ε_{cs} für einen beliebigen Zeitpunkt t oder für „Nicht-Standard-Fälle“ ist mit Hilfe der Angaben in EC 2, Anhang A1 möglich. Danach ergibt sich:

Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ $\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t-t_0)$	Schwindmaß $\varepsilon_{cs}(t-t_0)$ $\varepsilon_{cs}(t-t_0) = \varepsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t-t_s)$
<p>Hierin sind</p> $\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0)$ $\beta_c(t-t_0) = [(t-t_0)/(\beta_H + t - t_0)]^{0,3}$ $\varphi_{RH} = 1 + (1 - RH/100) / (0,10 \cdot h_0^{1/3})$ $\beta(f_{cm}) = 16,8 / \sqrt{f_{cm}}$ $\beta(t_0) = 1/(0,1+t_0^{0,20})$ $\beta_H = 1,5 \cdot [1+(0,012 \cdot RH)^{18}] h_0 + 250 \leq 1500$ $t_0 = t_{0,T} \cdot (9 / [2 + (t_{0,T})^{1,2}] + 1)^\alpha \geq 0,5$ $t_{0,T} = \sum e^{-(4000/[273+T(\Delta T_i)] - 13,65)} \cdot \Delta T_i$	<p>Hierin sind</p> $\varepsilon_{cs0} = \varepsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH}$ $\beta_s(t-t_s) = [(t-t_s)/(0,035h_0^2 + t - t_s)]^{0,5}$ $\varepsilon_s(f_{cm}) = 160 + \beta_{sc}(90 - f_{cm}) \cdot 10^{-6}$ $\beta_{RH} = -1,55 \cdot (1 - (RH/100)^3)$ Luftlagerung $\beta_{RH} = +0,25$ Wasserlagerung
<p>Erläuterungen zu den Gleichungen</p> RH rel. Feuchte der Umgebung in % h_0 wirksame Bauteildicke in mm (s. S. 5.10) f_{cm} mittlere Betondruckfestigkeit t Betonalter in Tagen zum betrachteten Zeitpunkt t_0 Betonalter in Tagen bei Belastungsbeginn $t_{0,T}$ Betonalter in Tagen bei Belastungsbeginn unter Berücksichtigung des Temperatureinflusses t_s Betonalter in Tagen zu Beginn des Schwindens	$\alpha = -1$ für langsam erhärtenden Zement (S) 0 für normal od. schnell erhärtenden Z. (N, R) 1 für schnell erhärtenden hochfesten Z. (RS) $T(\Delta T_i)$ Temperatur in °C während des Zeitraums ΔT_i ΔT_i Anzahl der Tage mit der Temperatur T $\beta_{sc} = 4$ für langsam erhärtenden Zement (S) 5 für normal od. schnell erhärtenden Z. (N, R) 8 für schnell erhärtenden hochfesten Z. (RS)

Auf der Grundlage der oben genannten Annahmen ergibt sich die Gesamtverformung zum Zeitpunkt t_i

$$\varepsilon_{tot}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma(t_0) J(t, t_0) + \sum J(t, t_i) \Delta\sigma(t_i) \quad (41.2)$$

Hierin sind

$\varepsilon_n(t)$ lastunabhängige Verformung z. B. infolge Schwinden, Temperatur
 $\sigma(t_0)$ Spannung bei einer ersten Lastaufbringung zum Zeitpunkt t_0
 $\Delta\sigma(t_i)$ Spannungsänderung zum Zeitpunkt t_i

Für die Schnittgrößenermittlung kann Gl. (41.2) wie folgt geschrieben werden:

$$\varepsilon_{tot}(t, t_0) = \varepsilon_n(t) + \sigma(t_0) J(t, t_0) + [\sigma(t) - \sigma(t_0)] [1/E_c(t_0) + \chi \cdot \varphi(t, t_0)/E_{c(28)}] \quad (41.3)$$

mit χ als Relaxationsbeiwert (üblicherweise darf χ zu 0,8 angenommen werden).

Wenn die Betonspannungen sich nur wenig ändern, können Verformungen unter Verwendung eines wirksamen Elastizitätsmoduls berechnet werden:

$$E_{c,eff} = E_c(t_0) / (1 + \varphi(t, t_0)) \quad (41.4)$$

3.8 Querdehnzahl, Wärmedehnzahl

Die *Querdehnzahl* darf i. allg. gleich 0,2 gesetzt werden (bei Ribildung auch 0). Wenn die *Wärmedehnung* nur von geringer Bedeutung ist, darf die *Wärmedehnzahl* gleich $10 \cdot 10^{-6} K^{-1}$ gesetzt werden.

4 Bemessung

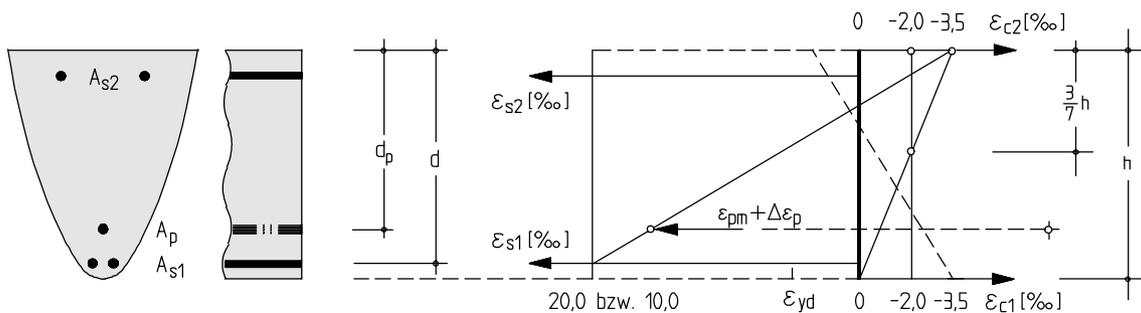
4.1 Grenzzustände der Tragfähigkeit

4.1.1 Biegung und Längskraft

4.1.1.1 Voraussetzungen und Annahmen

Für die Bestimmung der Grenztragfähigkeit von Querschnitten gelten folgende Annahmen:

Ebenbleiben der Querschnitte	Dehnungen der Fasern eines Querschnitts verhalten sich wie ihre Abstände von der Dehnungsnulllinie.
Vollkommener Verbund	Dehnungen der Bewehrung und des Betons, die sich in einer Faser befinden, sind gleich.
Zugfestigkeit des Betons	Sie wird im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht berücksichtigt.
(Druck-)Spannungen im Beton	Es gilt die σ - ϵ -Linie der <i>Querschnittsbemessung</i> nach Abschn. 2.2.1.
Spannungen im Beton-, Spannstahl	Sie werden aus den σ - ϵ -Linien nach Abschn. 2.2.2 u. 2.2.3 hergeleitet.
Dehnungsverteilung	Die Dehnungen im <i>Beton</i> sind bei zentrischem Druck auf $-2,0$ ‰, bei einer dreieckförmigen Verteilung auf $-3,5$ ‰ zu begrenzen. Für <i>Betonstahl und Spannstahl</i> gilt $\epsilon_s \leq 20$ ‰ bei Annahme eines horizontalen Astes in der σ - ϵ -Linie (Linie I in Abb. S. 5.11f; [5.10]), bei einem geneigtem Ast (Linie II) ist $\epsilon_s \leq 10$ ‰ einzuhalten. Für Spannstahl gelten die Grenzen für die Zusatzdehnung $\Delta\epsilon_p$ (zusätzlich ist die zur Vorspannkraft P_{mt} gehörige Vordehnung ϵ_{pm} zu beachten).



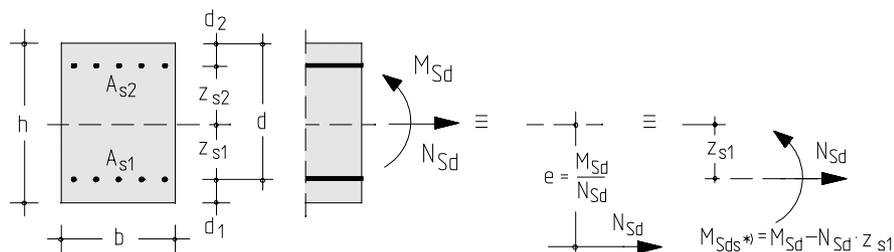
Versagen ohne Vorankündigung

Ein Querschnittsversagen ohne Vorankündigung bei Erstrißbildung muß vermieden werden. Hierfür reicht bei *Stahlbetonbauteile* i. allg. die Mindestbewehrung nach Abschn. 4.2.2 und 5 aus. Bei *Spannbetonbauteilen* wird nach DAfStb-Ri. [5.60] die Forderung erfüllt alternativ

- durch Anordnung einer Mindestbewehrung nach Abschn. 4.2.2.2 mit der Betonstahlspannung $\sigma_s = f_{yk}$, jedoch *ohne* Berücksichtigung der Vorspannung und der Spannglieder (alternativ ist ein rechnerischer Nachweis entsprechend DAfStb-Ri. [5.60] möglich). Die Mindestbewehrung muß bei mehrfeldrigen Plattenbalken oder Hohlkästen über der Zwischenunterstützung durchlaufen.
- durch Kontrollmöglichkeiten (Monitoring oder anderen zerstörungsfreien Prüfverfahren), wodurch die Unversehrtheit der Spannglieder überprüft werden kann.

Schnittgrößen in der Schwerachse und „versetzte“ Schnittgrößen

Für verschiedene Bemessungsaufgaben müssen die auf die Schwerachse bezogenen Schnittgrößen in ausgewählte, „versetzte“ Schnittgrößen umgewandelt werden. Die dargestellten Schnittgrößen sind jeweils identisch mit dem auf die Schwerachse bezogenen Moment M_{Sd} und der entsprechenden Längskraft N_{Sd} .



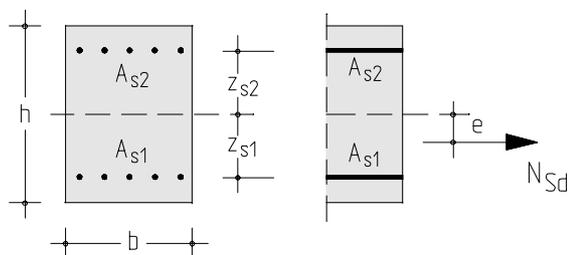
*) Genaue Bezeichnung: M_{Sds1} ; der zusätzliche Index „1“ wird i. allg. weggelassen.

4.1.1.2 Mittiger Zug oder Zugkraft mit kleiner Ausmitte

Die Kraft greift innerhalb der Bewehrungslagen an, d. h., daß der gesamte Querschnitt gezogen ist und die einwirkende Kraft ausschließlich durch Bewehrung aufgenommen werden muß. Die Zugkraft wird nach dem Hebelgesetz aufgeteilt, wobei vereinfachend angenommen wird, daß in beiden Bewehrungslagen die Streckgrenze erreicht wird.

$$A_{s1} = \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s2} + e}{z_{s1} + z_{s2}} \quad (43.1a)$$

$$A_{s2} = \frac{N_{Sd}}{f_{yd}} \cdot \frac{z_{s1} - e}{z_{s1} + z_{s2}} \quad (43.1b)$$



Beispiel

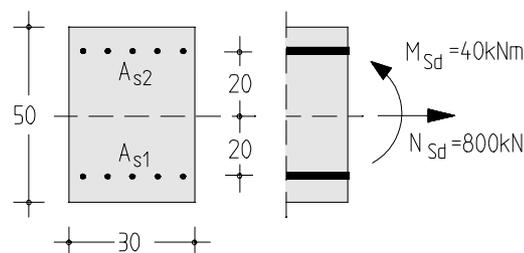
Zugstab mit Bemessungsschnittgrößen infolge von Biegung und Längskraft nach Abbildung. Es ist der Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen. Bei Verwendung von Betonstahl S 500 erhält man:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

$$e = M_{Sd} / N_{Sd} = 40 / 800 = 0,05 \text{ m} < 0,20 \text{ m}$$

$$A_{s1} = \frac{0,800}{435} \cdot \frac{0,20 + 0,05}{0,20 + 0,20} \cdot 10^4 = 11,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{0,800}{435} \cdot \frac{0,20 - 0,05}{0,20 + 0,20} \cdot 10^4 = 6,9 \text{ cm}^2$$



(Hinweis: Bei Zuggliedern ist stets ein Nachweis zur Begrenzung der Rißbreite zu führen; hierfür ist es häufig erforderlich, $\sigma_s \leq f_{yd}$ zu wählen.)

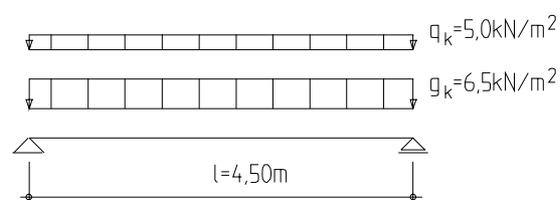
4.1.1.3 Biegung (mit Längskraft)

Der Nachweis der Tragfähigkeit erfolgt in der Regel in Form einer Bemessung. Für Querschnitte mit rechteckiger Druckzone und für Plattenbalken sind Bemessungshilfen in Form von Diagrammen und Nominogrammen vorhanden ([5.11]; s. Abschn. 8, Tafeln 1 bis 6; es gelten die dort angegebenen Annahmen und Voraussetzungen).

Beispiel 1

(Beispiel wird in Abschn. 4.1.2.2 „Bauteile ohne Schubbewehrung“ fortgesetzt.)

Für die dargestellte einfeldrige, einachsige gespannte Platte mit $g_k = 6,5 \text{ kN/m}^2$ und $q_k = 5,0 \text{ kN/m}^2$ ist die Biegebemessung (=Nachweis der Grenztragfähigkeit für Biegung) in Feldmitte durchzuführen.



Baustoffe:

$$C 20/25 \Rightarrow f_{ck} = 20 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 / 1,5 = 13,3 \text{ MN/m}^2$$

$$S 500 \Rightarrow f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ MN/m}^2$$

Bemessungsmoment:

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= 0,125 \cdot (\gamma_G \cdot g_k + \gamma_Q \cdot q_k) \cdot l^2 \\ &= 0,125 \cdot (1,35 \cdot 6,50 + 1,50 \cdot 5,00) \cdot 4,5^2 \\ &= 41,2 \text{ kNm/m} \end{aligned}$$

Bemessung:

$$M_{Sds} = M_{Sd} = 41,2 \text{ kNm/m} \quad (\text{wegen } N_{Sd} = 0)$$

$$\mu_{Sds} = M_{Sds} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 41,2 \cdot 10^{-3} / (1,0 \cdot 0,18^2 \cdot 13,3) = 0,095$$

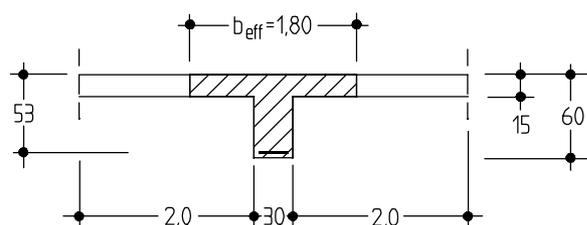
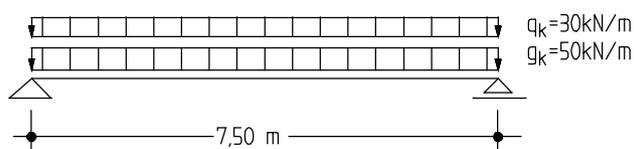
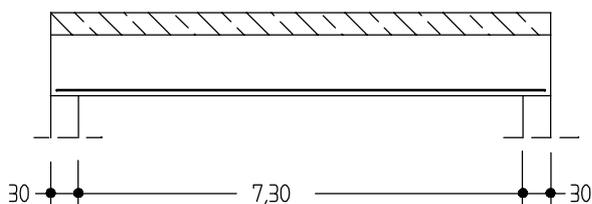
$$\Rightarrow \omega = 0,101; \quad \sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \quad (\text{s. Abschn. 8, Tafel 2a})$$

$$\zeta = 0,94; \quad z = \zeta \cdot d = 0,94 \cdot 0,18 = 0,169 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{1}{\sigma_{sd}} \cdot (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Sd}) = \frac{1}{435} \cdot (0,101 \cdot 1,0 \cdot 0,18 \cdot 13,3 + 0) \\ &= 5,57 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} = 5,57 \text{ cm}^2 / \text{m} \end{aligned}$$

Beispiel 2 (wird in Abschn. 4.1.2.3 „Bauteile mit Schubbewehrung“ fortgesetzt)

Ein einfeldriger Plattenbalken ist für die größte Biegebeanspruchung in Feldmitte zu bemessen. Es seien die angegebenen charakteristischen Lasten vorhanden.



Baustoffe:

$$C\ 30/37\ f_{ck} = 30\ \text{MN/m}^2$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 30 / 1,5 = 20,0\ \text{MN/m}^2$$

$$S\ 500\ f_{yk} = 500\ \text{MN/m}^2$$

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435\ \text{MN/m}^2$$

Bemessungsmoment:

$$\max M_{Sd} = 0,125 \cdot (1,35 \cdot 50 + 1,50 \cdot 30) \cdot 7,5^2 = 791\ \text{kNm}$$

mitwirkende Plattenbreite:

$$b_{eff} = b_w + (l_0 / 5) = 0,30 + (7,5 / 5) = 1,80\ \text{m} < b = 4,30\ \text{m} \quad (\text{s. Abschn. 3.4.2})$$

Bemessung:

$$M_{Sds} = M_{Sd} = 791\ \text{kNm}$$

$$\mu_{Sds} = M_{Sds} / (b_{eff} \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 0,791 / (1,80 \cdot 0,53^2 \cdot 20,0) = 0,078$$

$$h_f / d = 0,15 / 0,53 = 0,28$$

$$b_{eff} / b_w = 1,80 / 0,30 = 6,0$$

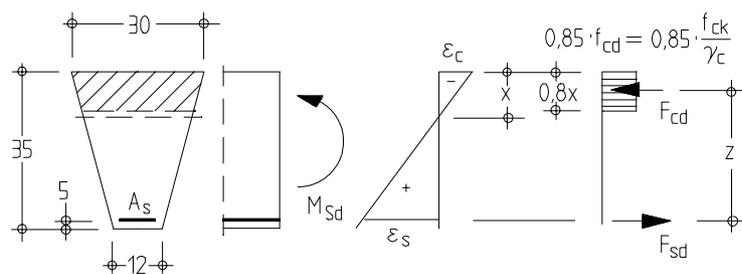
$$\Rightarrow 1000 \cdot \omega = 82 \quad (\text{s. Abschn. 8, Tafel 4b u. 4c})$$

$$A_s = \omega \cdot b_{eff} \cdot d / (f_{yd} / f_{cd}) = 0,082 \cdot 180 \cdot 53 / (435 / 20,0) = 36,0\ \text{cm}^2$$

(Hinweis: Im vorliegenden Fall liegt die Dehnungsnullinie in der Platte, so daß auch eine Bemessung mit den Nomogrammen für Rechteckquerschnitte möglich wäre.)

Beispiel 3

Für den dargestellten Trapezquerschnitt ist im Grenzzustand der Tragfähigkeit die erforderliche Bewehrung zu bestimmen. In der Betondruckzone wird näherungsweise eine rechteckförmige Spannungsverteilung entsprechend Abschn. 2.2.1.1 (S. 5.10) angenommen.



Beanspruchung:

$$M_{Sd} = 70\ \text{kNm}$$

Baustoffe:

$$C\ 20/25\ f_{ck} = 20,0\ \text{MN/m}^2$$

$$f_{cd} = 13,3\ \text{MN/m}^2$$

$$S\ 500\ f_{yk} = 500\ \text{MN/m}^2$$

$$f_{yd} = 435\ \text{MN/m}^2$$

Bemessung:

Dehnungsverteilung

$$\varepsilon_c / \varepsilon_s = -3,5 / 6,2 \quad \text{in \%} \quad (\text{Annahme; s. unten})$$

$$\Rightarrow x = d \cdot |\varepsilon_c| / (|\varepsilon_c| + \varepsilon_s) = 0,30 \cdot 3,5 / (3,5 + 6,2) = 0,108\ \text{m}$$

Betondruckkraft

$$F_{cd} = A_{cc,red} \cdot \alpha \cdot f_{cd}$$

$$A_{cc,red} = 0,5 \cdot (b_o + b_{0,8x}) \cdot 0,8x = 0,5 \cdot (0,30 + 0,256) \cdot 0,8 \cdot 0,108 = 0,024\ \text{m}^2$$

$$F_{cd} = 0,024 \cdot 0,85 \cdot 13,3 = 0,272\ \text{MN}$$

Hebelarm z

$$z = d - a = 0,30 - 0,042 = 0,258\ \text{m} \quad (a \text{ Schwerpunktabstand der trapezförmigen reduzierten Druckzone vom oberen Rand})$$

Identitätsbedingung

$$M_{Sd} \equiv F_{cd} \cdot z$$

$$0,070 \equiv 0,272 \cdot 0,258 = 0,070\ \text{MNm} \Rightarrow \text{Dehnungsverteilung richtig geschätzt}$$

Stahlzugkraft

$$F_{sd} = F_{cd} = 0,272\ \text{MN} \quad (\text{Gleichgewicht im Querschnitt bei reiner Biegung})$$

Bewehrung

$$\varepsilon_s = 6,2\ \% \Rightarrow \sigma_{sd} = f_{yd} = 435\ \text{MN/m}^2$$

$$A_s = F_{sd} / f_{yd} = 0,272 / 435 = 6,3 \cdot 10^{-4}\ \text{m}^2 = 6,3\ \text{cm}^2$$

4.1.1.4 Längsdruckkraft mit kleiner Ausmitte

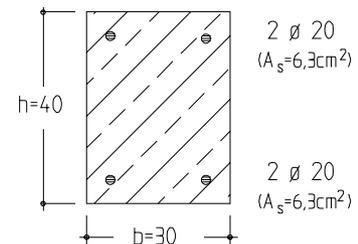
Die resultierende Längsdruckkraft greift innerhalb des Querschnitts an. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit gilt für die Betonstauchung $|\epsilon_{c2}| = 3,5 - 0,75 \cdot |\epsilon_{c1}|$ (ϵ_c in ‰); für mittigen Druck ergibt sich $|\epsilon_{c2}| = |\epsilon_{c1}| = 2$ ‰ (s. Dehnungsdiagramm im Abschn. 4.1.1.1).

Beispiel 1

Der dargestellte Querschnitt wird zentrisch auf Druck beansprucht; es ist die im Grenzzustand der Tragfähigkeit aufnehmbare Bemessungskraft N_{Sd} gesucht.

Baustoffe: C 25/30; S 500

$$\begin{aligned} |N_{Sd}| &= |F_{cd}| + |F_{sd}| = b \cdot h \cdot (\alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c) + (A_{s1} + A_{s2}) \cdot \sigma_{sd} \\ &= 0,30 \cdot 0,40 \cdot (0,85 \cdot 25 / 1,5) + 2 \cdot 6,3 \cdot 10^{-4} \cdot 400^* \\ &= 1,700 + 0,504 = 2,204 \text{ MN} \quad (\text{Bemessungsdruckkraft!}) \end{aligned}$$



*) Mit $|\epsilon_s| \leq 2$ ‰ (zentrischem Druck!) ergibt sich der Bemessungswert der Stahlspannung zu $\sigma_{sd} = \epsilon_s \cdot E_s = 0,002 \cdot 200\,000 = 400 \text{ MN/m}^2 (< f_{yk} / \gamma_s)$.

Bemessung mit dem Interaktionsdiagramm

Die Bemessung für Längsdruck mit kleiner Ausmitte erfolgt häufig – insbesondere im Zusammenhang mit Stabilitätsnachweisen (s. dort) – mit Interaktionsdiagrammen für symmetrische Bewehrung. Der Anwendungsbereich dieser Diagramme geht allerdings über den Bereich „Längsdruckkraft mit kleiner Ausmitte“ hinaus und erstreckt sich vom zentrischen Zug bis zum zentrischen Druck (s. Abschn. 8, Tafeln 5).

Beispiel 2

Die dargestellte Stütze wird durch eine zentrische Druckkraft aus Eigenlasten und durch eine horizontal gerichtete, veränderliche Einwirkung beansprucht. Gesucht ist die Bemessung am Stützenfuß, wobei im Rahmen des Beispiels Einflüsse aus ungewollter Schiefstellung und nach Theorie II. Ordnung unberücksichtigt bleiben sollen.

Belastungen $G_{k,v} = 900 \text{ kN}$; $Q_{k,h} = 100 \text{ kN}$

Baustoffe C 20/25; S 500

Bemessungsschnittgrößen

$$N_{Sd} = \gamma_G \cdot G_{k,v} = 1,35^* \cdot (-900) = -1215 \text{ kN}$$

$$M_{Sd} = \gamma_Q \cdot Q_{k,h} \cdot l = 1,50 \cdot 100 \cdot 1,75 = 263 \text{ kNm}$$

Bemessung

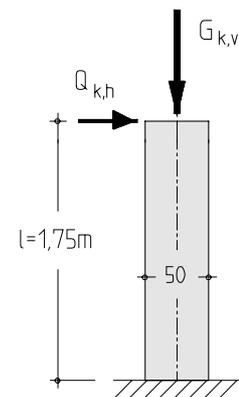
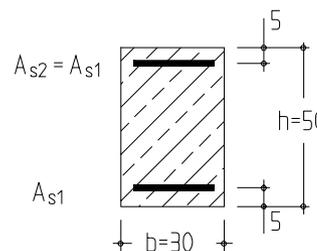
$$d_1/h = d_2/h = 5/50 = 0,10; \text{ S 500} \Rightarrow \text{Tafel 5b (s. Abschn. 8)}$$

$$v_{Sd} = N_{Sd} / (b \cdot h \cdot f_{cd}) = -1,215 / (0,30 \cdot 0,50 \cdot 13,3) = -0,609$$

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / (b \cdot h^2 \cdot f_{cd}) = 0,263 / (0,30 \cdot 0,50^2 \cdot 13,3) = 0,264$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot b \cdot h / (f_{yd} / f_{cd}) = 0,55 \cdot 0,30 \cdot 0,50 / (435/13,3) = 25,2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 25,2 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 12,6 \text{ cm}^2$$



Beispiel 3

Die im Beispiel 2 berechnete Stütze wird für eine geänderte Belastung aus Eigenlast bemessen. Im übrigen gelten die zuvor gemachten Angaben.

Belastung $G_{k,v} = 400 \text{ kN}$; $Q_{k,h} = 100 \text{ kN}$

Bemessungsschnittgrößen $N_{Sd} = \gamma_G \cdot G_{k,v} = 1,00^* \cdot (-400) = -400 \text{ kN}$

$$M_{Sd} = \gamma_Q \cdot Q_{k,h} \cdot l = 1,50 \cdot 100 \cdot 1,75 = 263 \text{ kNm}$$

$$\left. \begin{aligned} v_{Sd} &= N_{Sd} / (b \cdot h \cdot f_{cd}) = -0,400 / (0,30 \cdot 0,50 \cdot 13,3) = -0,200 \\ \mu_{Sd} &= M_{Sd} / (b \cdot h^2 \cdot f_{cd}) = 0,263 / (0,30 \cdot 0,50^2 \cdot 13,3) = 0,264 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \omega_{tot} = 0,48$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot b \cdot h / (f_{yd} / f_{cd}) = 0,48 \cdot 0,30 \cdot 0,50 / (435/13,3) \cdot 10^4 = 22,0 \text{ cm}^2$$

$$A_{s1} = A_{s2} = 11,0 \text{ cm}^2$$

*) Im Beispiel 3 wirkt im Gegensatz zum Beispiel 2 die Eigenlast günstig und darf daher nur mit $\gamma_{G,inf} = 1,0$ multipliziert werden (vgl. Abschn. 2.1.2, S. 5.6f).

4.1.1.5 Biegung und Längskraft bei unbewehrten Betonquerschnitten

Voraussetzungen und Annahmen (vgl. Abschn. 4.1.1.1):

Ebenbleiben der Querschnitte	Dehnungen der Fasern eines Querschnitts verhalten sich wie ihre Abstände von der Dehnungsnullinie.
Zugfestigkeit des Betons	Sie darf im allgemeinen nicht berücksichtigt werden.
Spannungsverteilung im Beton	Es gelten die σ - ε -Linien der Querschnittsbemessung nach Abschn. 2.2.1.
Dehnungsverteilung	Für zentrischen Druck gilt $ \varepsilon_c \leq 2,0 \text{ ‰}$, bei einer dreieckigen Druckspannungsverteilung $ \varepsilon_c \leq 3,5 \text{ ‰}$, im Zwischenbereich wird $ \varepsilon_c = 2,0 \text{ ‰}$ im Abstand von $3/7$ der Querschnittshöhe von der Druckrandfaser angenommen.
Klaffende Fuge	Eine klaffende Fuge darf nach dem NAD zu EC 2 T 1-6 [5.62] höchstens bis zum Schwerpunkt des Gesamtquerschnitts entstehen.

Nachweisprinzip

Die äußeren Lasten und/oder Zwängungen müssen vom Querschnitt aufgenommen werden können. Dabei müssen auch geringe Längsdruckkräfte (abweichend von EC 2 T 1-1, 4.3.1.2), mögliche Unsicherheiten bzgl. der Lage der Spannungsergebenden, Öffnungen, Schlitze oder Aussparungen berücksichtigt werden.

Allgemeine Nachweisbedingung: $N_{Sd} \leq N_{Rd}$

Bemessungswert der aufnehmbaren Längsdruckkraft

$$N_{Rd} = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{c,eff}$$

α Abminderungsbeiwert für langzeitige Lasteinwirkungen; i. allg. $\alpha = 0,85$ (Ausnahmen s. Abschn. 2.2.1.1)

$A_{c,eff}$ Wirksame Querschnittsfläche, die aus der Bedingung bestimmt wird, daß der Flächenschwerpunkt von $A_{c,eff}$ mit dem Angriffspunkt G der Bemessungslängskraft N_{Sd} zusammenfällt. Zur Vereinfachung darf $A_{c,eff}$ – unter Annahme des rechteckigen Spannungsblocks – auch rechteckförmig angenommen werden mit der Fläche:

$$A_{c,eff} = 2a_z \cdot 2a_y$$

Für Rechtecke mit den Abmessungen b und h_w gilt

$$A_{c,eff} = 2a_z \cdot 2a_y = (h_w - 2e_y) \cdot (b - 2e_z)$$

Bei der Ermittlung der Ausmitte e_y und e_z von N_{Sd} sollten erforderlichenfalls auch Einflüsse nach Theorie II. Ordnung und von geometrischen Imperfektionen erfaßt werden (s. Abschn. 4.1.5).

Rechengang für Rechtecke (Abmessungen b und h_w) mit einachsiger Ausmitte e_y in Richtung von h_w :

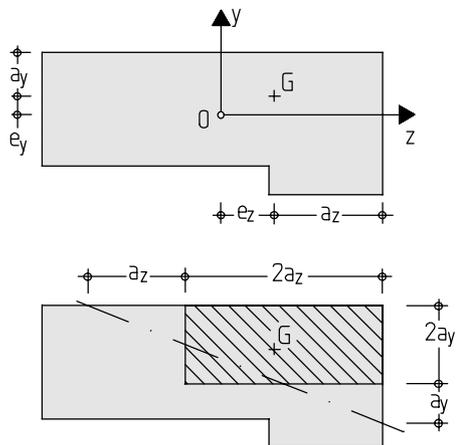
- Ermittlung der einwirkenden Bemessungslängskraft N_{Sd} und der resultierende Ausmitte e_y
- Nachweis der klaffenden Fuge; er kann durch eine Beschränkung der Lastausmitte geführt werden.

Es gilt: $e_y \leq 0,3h_w$

- Ermittlung der aufnehmbaren Betondruckkraft N_{Rd} ; näherungsweise gilt hierfür:

$$N_{Rd} = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot (1 - 2e_y/h_w) \quad (\alpha \text{ s. oben})$$

- Nachweis $N_{Sd} \leq N_{Rd}$



Beispiel

Rechteckquerschnitt mit Längsdruckkräften $N_{Gk} = -250 \text{ kN}$ und $N_{Qk} = -140 \text{ kN}$ bei einer Ausmitte von 8 cm . Es soll überprüft werden, ob der Querschnitt unbewehrt ausgeführt werden kann. Einflüsse aus Theorie II. Ordnung und Imperfektionen seien vernachlässigbar.

Baustoffe: Beton C 20/25

Einwirkende Längskraft N_{Sd} und Exzentrizität e_y

$$N_{Sd} = \gamma_G \cdot N_{Gk} + \gamma_Q \cdot N_{Qk} = -1,35 \cdot 0,250 - 1,50 \cdot 0,140 = -0,548 \text{ MN}$$

$$e_y = 0,08 \text{ m (s. nebenstehende Abb.)}$$

Nachweis der klaffenden Fuge

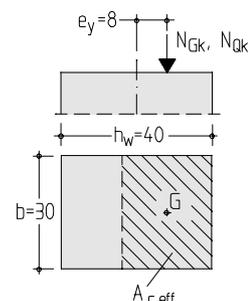
$$e_y = 0,08 \text{ m} < 0,3 h_w = 0,3 \cdot 0,40 = 0,12 \text{ m (erfüllt)}$$

Aufnehmbare Längsdruckkraft N_{Rd}

$$N_{Rd} = -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot h_w \cdot (1 - 2e_y/h_w) = -0,85 \cdot (20/1,8) \cdot 0,30 \cdot 0,40 \cdot (1 - 2 \cdot 0,08/0,40) = -0,680 \text{ MN}$$

Hinweis: Die dargestellte Ermittlung von N_{Rd} unterstellt eine konstante Druckspannungsverteilung – rechteckiger Spannungsblock – in der wirksamen Querschnittsfläche $A_{c,eff}$. Bei einer Druckspannungsverteilung nach dem Parabel-Rechteck-Diagramm ergibt sich $N_{Rd} = -0,662 \text{ MN}$.

Nachweis: $|N_{Sd}| = 548 \text{ kN} < |N_{Rd}| = 680 \text{ kN} \rightarrow$ Die Tragfähigkeit ist ohne Bewehrung gegeben.



4.1.2 Querkraft

4.1.2.1 Nachweisform

Es ist nachzuweisen, daß der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft V_{Sd} den Bemessungswert des Widerstandes V_{Rd} nicht überschreitet.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad (47.1)$$

Bemessungswert V_{Sd} der einwirkenden Querkraft

Maßgebende Querkraft im Auflagerbereich (bei Balken und Platten mit gleichmäßig verteilter Belastung)

- unmittelbare (direkte) Stützung $\Rightarrow V_{Sd}$ im Abstand $1,0 \cdot d$ vom Auflagerrand
- mittelbare (indirekte) Stützung $\Rightarrow V_{Sd}$ am Auflagerrand

Bauteile mit konstanter Bauhöhe:

Bemessungswert V_{Sd} unter Beachtung der Kombinationsregel für Einwirkungen nach Abschn. 2.1.2:

$$V_{Sd} = V_{0d} \quad (47.2a)$$

Bauteile mit veränderlicher Höhe:

Berücksichtigung der Querkraftkomponente der geneigten Gurtkräfte F_{cd} und F_{sd} (nachfolgend ist der Fall der Querkraftverminderung bei positiven Schnittgrößen dargestellt):

$$V_{Sd} = V_{0d} - V_{ccd} - V_{td} \quad (47.2b)$$

V_{0d} Bemessungsquerkraft bei konstanter Bauhöhe

V_{ccd} Querkraftkomponente der Betondruckkraft F_{cd} ¹⁾ parallel zu V_{0d}

$$V_{ccd} = (M_{Sds}/z) \cdot \tan \varphi_o \approx (M_{Sds}/d) \cdot \tan \psi_o$$

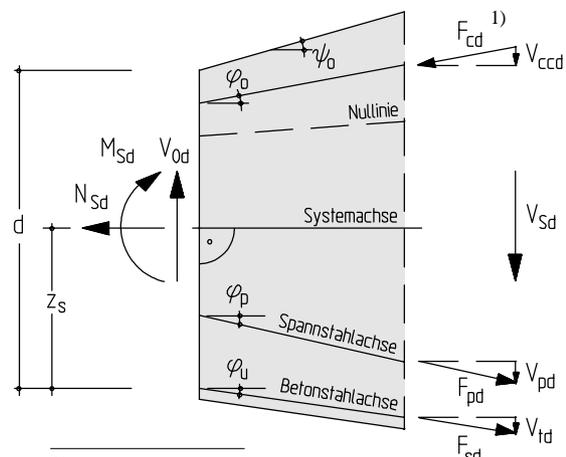
$$M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_s$$

V_{td} Querkraftkomponente von F_{sd} parallel zu V_{0d}

$$V_{td} = (M_{Sds}/z + N_{Sd}) \cdot \tan \varphi_u \approx (M_{Sds}/d + N_{Sd}) \cdot \tan \varphi_u$$

(M_{Sds} wie vorher)

V_{ccd} und V_{td} sind positiv, wenn sie – bezogen auf dasselbe Schnittufer – in Richtung von V_{0d} weisen (das ist der Fall, wenn in Trägerlängsrichtung mit steigendem $|M|$ auch die Balkenhöhe d zunimmt [5.33]).



1) Erläuterung und Darstellung ohne Anordnung von Druckbewehrung

Bauteile mit geneigten Spanngliedern:

Die Bemessungsquerkraft ergibt sich aus (s. oben)

$$V_{Sd} = V_{0d} - V_{pd} \quad (47.2c)$$

V_{pd} Querkraftkomponente infolge Spanngliedneigung parallel zu V_{0d} (s. hierzu EC 2, 4.3.2.4.6 und [5.33]);

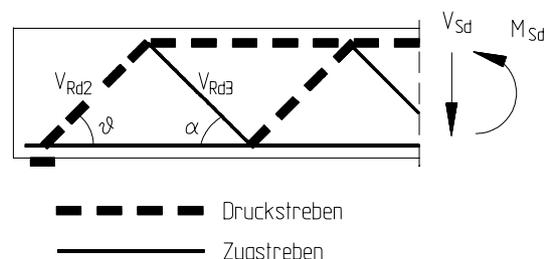
V_{pd} ist positiv, wenn es – bezogen auf dasselbe Schnittufer – in Richtung von V_{0d} weist.

Eine gleichzeitige Berücksichtigung der günstigen Auswirkung geneigter Spannglieder nach Gl. (47.2c) und geneigter Gurtkräfte nach Gl. (47.2b) ist in der Regel nicht zulässig.

Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft V_{Rd}

V_{Rd} wird durch einen der drei nachfolgenden Werte bestimmt:

- V_{Rd1} aufnehmbare Bemessungsquerkraft eines Bauteils ohne Schubbewehrung (Abschn. 4.1.2.2)
- V_{Rd2} Bemessungswert der Querkraft, die ohne Versagen des Balkenstegs („Betondruckstrebe“) aufnehmbar ist (Abschn. 4.1.2.2 und 4.1.2.3)
- V_{Rd3} Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft eines Bauteils mit Schubbewehrung (ohne Versagen der „Zugstrebe“ aufnehmbare Querkraft; Abschn. 4.1.2.3)



Das dargestellte, stark vereinfachte Fachwerkmodell erläutert das Tragverhalten eines Stahlbetonträgers. Druck- und Zuggurt sind durch Fachwerkstäbe verbunden, wobei die Druckstrebenkraft V_{Rd2} vom Beton und die Zugstrebenkraft V_{Rd3} von der Schubbewehrung aufgenommen wird.

4.1.2.2 Bauteile ohne Schubbewehrung (EC 2, 4.3.2.3)

Auf Schubbewehrung darf im allgemeinen nur bei Platten verzichtet werden; dabei darf die einwirkende Querkraft V_{Sd} die Bemessungswiderstände V_{Rd1} und V_{Rd2} nicht überschreiten.

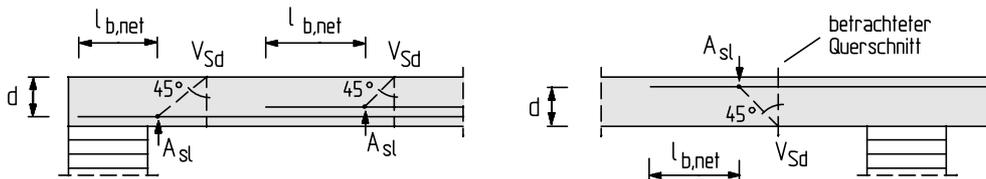
Bemessungswiderstand V_{Rd1}

Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd1} ergibt sich aus:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \quad (48.1)$$

Hierin sind

- τ_{Rd} Grundwert der Schubspannung (s. Tafel unten)
- k $k = 1$ für Bauteile, in denen mehr als die Hälfte der Feldbewehrung gestaffelt wird
 $k = 1,6 - d \geq 1$ für andere Bauteile (d in m)
- b_w kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Nutzhöhe d (s. a. Abschn. 4.1.2.3)
- d Nutzhöhe
- σ_{cp} $\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c$ mit N_{Sd} als Längskraft infolge von Last oder Vorspannung (Druck positiv!)
- ρ_1 Längsbewehrungsgrad $\rho_1 = A_{s1}/(b_w \cdot d) \leq 0,02$;
 A_{s1} Fläche der Längsbewehrung, die mindestens mit $(d + l_{b,net})$ über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt wird (s. Skizze)
- d, b_w s. vorher



Grundwerte der Schubspannung τ_{Rd} (DAfStb-Ri., Tab. R4 [5.10])

Betonfestigkeitsklasse C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60	55/65 ¹⁾	60/70 ¹⁾
τ_{Rd} in N/mm ²	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,31	0,32	0,33	0,34	0,35

Bemessungswiderstand V_{Rd2}

Die Querkrafttragfähigkeit V_{Rd2} ergibt sich in Bauteilen ohne Schubbewehrung aus:

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d \quad (48.2)$$

Hierin sind

- v $v = 0,7 - f_{ck}/200 \geq 0,5$ für Beton C \leq C 50/60 (f_{ck} in N/mm²)
 $v = 0,45$ für Beton C 55/65¹⁾
 $v = 0,40$ für Beton C 60/70¹⁾
- f_{cd} Bemessungswert der Betonfestigkeit ($f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c$)
- d, b_w s. vorher

Bei zusätzlicher Beanspruchung durch Längsdruck ist V_{Rd2} auf den Wert nach Gl. (48.2a) zu reduzieren.

$$V_{Rd2,red} = 1,67 \cdot V_{Rd2} \cdot (1 - \sigma_{cp,eff}/f_{cd}) \leq V_{Rd2} \quad (48.2a)$$

Es ist

$$\sigma_{cp,eff} = (N_{Sd} - A_{s2} \cdot f_{yd}) / A_c$$

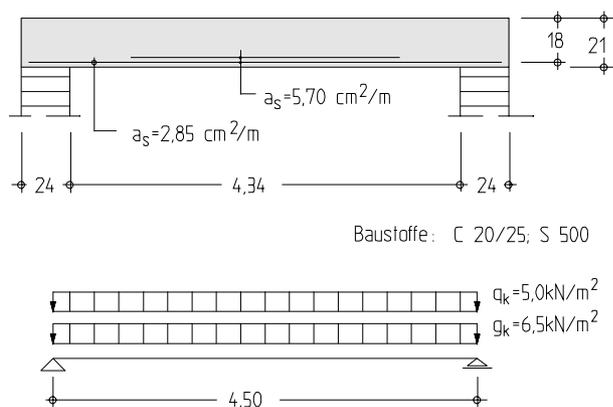
- N_{Sd} Bemessungswert der aufzunehmenden Längskraft (Druck positiv!)
- A_c Gesamtfläche des Betonquerschnitts
- f_{yd} Bemessungswert der Festigkeit des Betonstahls an der Streckgrenze ($f_{yd} = f_{yk}/\gamma_s$); der Bemessungswert f_{yd} sollte den Wert 400 N/mm² nicht überschreiten.
- A_{s2} Querschnittsfläche der Bewehrung in der Druckzone

Hinweis: Der Nachweis des Bemessungswiderstands V_{Rd2} ist bei Stahlbetonplatten ohne nennenswerte Längskräfte im allgemeinen entbehrlich (s. [5.33]).

¹⁾ Betonfestigkeitsklassen C 55/65 und C 60/70 sind nur für Fertigteile nach EC 2 T 1-3 vorgesehen.

Beispiel (wird in Abschn. 4.2.3 „Begrenzung der Verformungen“ fortgesetzt)

Für die dargestellte einachsige gespannte Platte (s. a. S. 5.43) ist der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit zu führen.



Bemessungslast:

$$(g_d + q_d) = (1,35 \cdot 6,5 + 1,5 \cdot 5,0) = 16,3 \text{ kN/m}^2$$

Bemessungsquerkraft:

$$V_{d,li} = 16,3 \cdot 4,5 / 2 = 36,6 \text{ kN/m}$$

$$V_{Sd} = 36,6 - (0,08 + 0,18) \cdot 16,3 = 32,4 \text{ kN/m}$$

Bemessung:

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

$$k = 1,6 - d = 1,6 - 0,18 = 1,42$$

$$\rho_1 = 2,85 / (100 \cdot 18) = 0,0016$$

$$V_{Rd1} = 0,24 \cdot 1,42 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0016) \cdot 1,0 \cdot 0,18 = 0,0775 \text{ MN/m} = 77,5 \text{ kN/m} > V_{Sd} \quad (\text{s.o.})$$

V_{Rd2} ohne Nachweis (bei Platten ohne Längsdruck im allgemeinen entbehrlich)

Besonderheiten für bestimmte Bauarten

● Bauteile, im sofortigen Verbund vorgespannt

Im Verankerungsbereich vorgespannter Bauteile mit sofortigem Verbund ist für die *gerissenen* Bereiche, d. h., wenn die Betonzugspannung größer ist als $f_{ctk;0,05}$, Gl. (48.1) nur anwendbar, wenn die Anforderungen an die Verankerung nach Abschn. 5.3.2.1 erfüllt sind.

In den *ungerissenen* Bereichen, d. h., wenn die Betonzugspannung kleiner ist als $f_{ctk;0,05}$, wird die Querkrafttragfähigkeit statt dessen durch die Hauptzugspannung begrenzt:

$$V'_{Rd1} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{f_{ctd}^2 + \alpha \cdot \sigma_{cpm} \cdot f_{ctd}}$$

- mit
- I Flächenmoment 2. Grades des Querschnitts (Trägheitsmoment)
 - S Flächenmoment 1. Grades des Querschnitts (Statisches Moment)
 - f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit; hierfür gilt: $f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c \leq 1,9 \text{ N/mm}^2$
 - $\alpha = l_x / l_{bpd} \leq 1$
 - l_x Abstand des betrachteten Querschnitts vom Bauteilanzfang
 - l_{bpd} oberer Bemessungswert der Übertragungslänge mit $l_{bpd} = 1,2 \cdot l_{bp}$ (l_{bp} s. Abschn. 5.3.2.1)
 - σ_{cpm} Mittelwert der Betondruckspannung infolge der voll wirksamen Vorspannkraft

Der Nachweis darf für Querschnitte entfallen, die näher am Auflager liegen als der Schnittpunkt der Bauteilachse mit der vom Auflagerrand unter 45° ansteigenden Linie.

● Unbewehrte Bauteile

Für unbewehrte Betonbauteile sollte bei einer kombinierten Beanspruchung aus Querkraft, Längskraft und Biegung die Aufnahme von Schubspannungen τ_{Sd} nachgewiesen werden durch

$$\tau_{Sd} \leq \sqrt{f_{ctd}^2 + \eta \cdot \sigma_{cm} \cdot f_{ctd}}$$

- τ_{Sd} Bemessungswert der aufzunehmenden Schubspannung
- σ_{cm} mittlere Betondruckspannung
- η Abminderungsbeiwert, der im allgemeinen mit $\eta = 1$ angenommen wird
- f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit; $f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ (γ_c nach Abschn. 2.2.1, d. h. $\gamma_c = 1,8$). Die Betonzugfestigkeit darf nur berücksichtigt werden, wenn durch Rechnung oder Versuch nachgewiesen ist, daß ein Sprödbruch ausgeschlossen werden kann und eine ausreichende Tragfähigkeit vorhanden ist. Zur Sicherstellung der Wirksamkeit der Betonzugfestigkeit f_{ctd} gehören beispielweise eine zweckmäßige bauliche Durchbildung zur Vermeidung oder Reduzierung von Zwang, eine entsprechende Betonzusammensetzung und die Nachbehandlung des Betons [5.12].

Die Schubspannung τ_{Sd} sollte entweder im ungerissenen Querschnitt oder im Falle einer Ribbildung im wirksamen Querschnitt $A_{c,eff}$ (s. Abschn. 4.1.1) berechnet werden. Ein Betonteil darf als ungerissen angenommen werden, wenn es im Grenzzustand der Tragfähigkeit vollständig unter Druckbeanspruchung steht oder die Hauptzugspannung σ_{ct1} im Beton die Größe f_{ctd} nicht überschreitet (f_{ctd} s. oben).

4.1.2.3 Bauteile mit Schubbewehrung

In Balken, Plattenbalken und vergleichbaren Bauteilen muß eine Mindestschubbewehrung angeordnet werden, auch wenn rechnerisch eine Schubbewehrung nicht erforderlich ist. Bei Bauteilen, in denen die Querkraft V_{Sd} den Widerstand V_{Rd1} überschreitet, ist die Schubbewehrung zu bemessen; Nachweis:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \quad (\text{Nachweis der „Druckstrebe“})$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3} \quad (\text{Nachweis der „Zugstrebe“})$$

Für die Berechnung der Bemessungswiderstände V_{Rd2} und V_{Rd3} stehen zwei Methoden zur Verfügung: das *Standardverfahren* und das *Verfahren mit veränderlicher Druckstrebenneigung* (bezüglich Hintergründe, Einschränkungen usw. s. [5.11], [5.12], [5.33], [5.60] u. a.).

● Standardverfahren

(EC 2, 4.3.2.4.3)

Beim Standardverfahren wird für den Nachweis der Druckstrebe ein Neigungswinkel von 45° zugrunde gelegt; die Tragfähigkeit der Zugstrebe V_{Rd3} ergibt sich aus dem auf die Schubbewehrung entfallende Anteil der Querkrafttragfähigkeit V_{wd} und dem auf den Beton entfallende Anteil V_{cd} .

Bemessungswiderstand V_{Rd2}

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9d \cdot (1 + \cot \alpha) \quad (50.1)$$

($V_{Rd2,red}$ wie Abschn. 4.1.2.2)

mit α Winkel zwischen Schubbewehrung und Bauteilachse; für senkrechte Bügel oder für eine Kombination senkrechter Bügel mit Schrägstäben wird $\cot \alpha = 0$

b_w kleinste Stegbreite; bei Stegen, die Spannglieder mit $d_s > b_w/8$ enthalten, gilt:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \Sigma d_s$$

(d_s Durchmesser der Spannglieder für die ungünstigste Lage)

Bemessungswiderstand V_{Rd3}

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \quad (50.3)$$

$$V_{cd} = V_{Rd1} \quad (\text{s. Abschn. 4.1.2.2})$$

$$V_{wd} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 0,9d \cdot (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

mit a_{sw} Querschnitt der Schubbewehrung je Längeneinheit ($a_{sw} = A_{sw}/s_w$)

f_{ywd} Bemessungswert der Stahlfestigkeit der Schubbewehrung

α Neigung der Schubbewehrung

In [5.11] wird – insbesondere bei geringer Schubbeanspruchung und im Zusammenhang mit hohen Längsdruckspannungen – empfohlen, die zum Abzugswert V_{cd} äquivalente Druckstrebenneigung ϑ zu ermitteln und die Strebenneigung zu begrenzen. Der äquivalente Neigungswinkel ϑ ergibt sich zu

$$\tan \vartheta = (1 - V_{cd}/V_{Sd}) / [1 + (V_{cd}/V_{Sd}) \cdot \cot \alpha]$$

Die so ermittelte Strebenneigung sollte nach [5.11] zumindest auf $\tan \vartheta \geq 0,4$ beschränkt werden. Hintergründe und weitere Hinweise s. auch [5.33].

● Veränderliche Druckstrebenneigung

(EC 2, 4.3.2.4.4)

Der Nachweis der Druckstrebe ist mit einem gewählten Neigungswinkel ϑ zu führen. Beim Nachweis der „Zugstrebe“ wird nur der auf die Schubbewehrung entfallende Anteil der Tragfähigkeit angesetzt unter Berücksichtigung der Neigung ϑ der „Druckstrebe“.

Bemessungswiderstand V_{Rd2}

$$V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{(\cot \vartheta + \cot \alpha)}{(1 + \cot^2 \vartheta)} \quad (50.2)$$

($V_{Rd2,red}$ wie Abschn. 4.1.2.2)

mit α Winkel zwischen Schubbewehrung und Bauteilachse (für senkrechte Bügel vereinfacht sich die Gleichung mit $\cot \alpha = 0$ entsprechend)

b_w kleinste Stegbreite; bei Stegen, die Spannglieder mit $d_s > b_w/8$ enthalten, gilt:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \Sigma d_s$$

(d_s Durchmesser der Spannglieder für die ungünstigste Lage)

Bemessungswiderstand V_{Rd3}

$$V_{Rd3} = a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot z \cdot (\cot \vartheta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (50.4)$$

mit a_{sw} Querschnitt der Schubbewehrung je Längeneinheit ($a_{sw} = A_{sw}/s_w$)

f_{ywd} Bemessungswert der Stahlfestigkeit der Schubbewehrung

z innerer Hebelarm (im allg.: $z \approx 0,9 \cdot d$)

α Neigung der Schubbewehrung

ϑ Neigungswinkel der Druckstrebe; hierfür gilt nach DAfStb-Ri. [5.10]*):

$$4/7 \leq \cot \vartheta \leq 7/4$$

Empfehlung in [5.11] für lotrechte Bügel

$$1 \leq \cot \vartheta = 1,25 - 3 \cdot (\sigma_{cp}/f_{cd}) \leq 7/4$$

mit $\sigma_{cp} = N_{Sd}/A_c$ (σ_{cp} als Druck negativ)

Außerdem ist einzuhalten:

$$\frac{a_{sw}}{b_w} \leq \frac{1}{2} \cdot \frac{v \cdot f_{cd}}{f_{ywd}} \cdot \frac{\sin \alpha}{(1 - \cos \alpha)}$$

Weitere Bezeichnungen wie vorher.

*) Nach EC 2 gilt:

$0,4 \leq \cot \vartheta \leq 2,5$ bei nicht gestaffelter Längsbewehrung
 $0,5 \leq \cot \vartheta \leq 2,0$ bei gestaffelter Längsbewehrung

Für lotr. Schubbewehrung ($\alpha = 90^\circ$) vereinfachen sich die Gleichungen entsprechend; s. nachfolgend.

Bemessung von Stahlbetonbauteilen für lotrechte Schubbewehrung

Bei lotrechter Schubbewehrung ($\alpha = 90^\circ$) vereinfachen sich vorstehende Gleichungen. Für den Bemessungswiderstand V_{Rd3} ist ferner die Lösung von Interesse, bei der die einwirkende Querkraft V_{Sd} gleich dem Widerstand V_{Rd3} ist. Hierfür lauten Gln. (50.1) bis (50.4):

● Standardverfahren

Bemessungswiderstand V_{Rd2}

$$V_{Rd2} = \frac{1}{2} \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 d \quad (51.1)$$

Schubbewehrung a_{sw}

$$a_{sw} = (V_{Sd} - V_{Rd1}) / (f_{ywd} \cdot 0,9 d) \quad (51.3)$$

$$V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
τ_{Rd}	0,20	0,22	0,24	0,26	0,28	0,30	0,31	0,32	0,33

(in MN/m²)

Wirksame Betondruckfestigkeit $v f_{cd}$ und $v' f_{cd}$

Betonfestigkeitsklasse C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
$v f_{cd}$ in MN/m ²	5,12	6,61	8,00	9,58	11,0	12,3	13,3	15,0	16,7
$v' f_{cd}$ in MN/m ² *)	3,58	4,63	5,60	6,71	7,70	8,58	9,33	10,5	11,7

*) Reduzierte Werte $v' f_{cd}$ bei Kombination von Querkraft mit Torsion (s. Abschn. 4.1.3).

● Veränderliche Druckstrebenneigung

Bemessungswiderstand V_{Rd2}

$$V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z \cdot \frac{1}{(\tan \vartheta + \cot \vartheta)} \quad (51.2)$$

Schubbewehrung a_{sw}

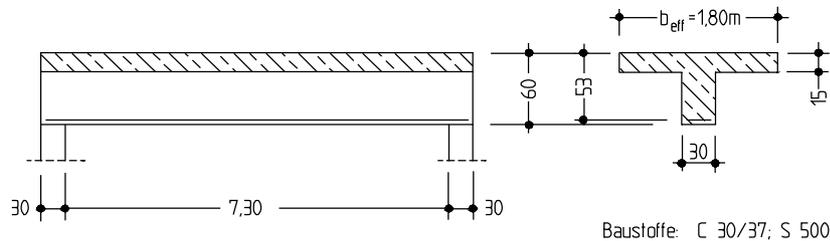
$$a_{sw} = V_{Sd} / (\cot \vartheta \cdot f_{ywd} \cdot z) \quad (51.4)$$

Begrenzung des Schubbewehrungsgrades

$$a_{sw} / b_w \leq 0,5 \cdot (v \cdot f_{cd} / f_{ywd})$$

Beispiel (wird in Abschn. 4.1.2.5 „Anschluß Druckgurt“ fortgesetzt)

Für den dargestellten Stahlbetonträger ist die Querkrafttragfähigkeit bei lotrechter Schubbewehrung nachzuweisen. Es wird das Standardverfahren und das Verfahren mit variabler Druckstrebenneigung gezeigt.



Bemessungsquerkraft:

$$V_{Sd,li} = (1,35 \cdot 50 + 1,50 \cdot 30) \cdot 7,50/2 = 422 \text{ kN}$$

$$V_{Sd} = 422 - (0,10 + 0,53) \cdot 112,5 = 351 \text{ kN}$$

↑ Bemessungslast

● Standardverfahren

Bemessungswiderstand V_{Rd2}

$$\begin{aligned} V_{Rd2} &= 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 d \\ &= 0,5 \cdot 11,0 \cdot 0,30 \cdot 0,9 \cdot 0,53 \\ &= 0,787 \text{ MN} > V_{Sd} = 0,422 \text{ MN} \end{aligned}$$

(Näherungsweise in theoretischer Auflagerlinie)

Schubbewehrung a_{sw}

$$\begin{aligned} a_{sw} &= (V_{Sd} - V_{Rd1}) / f_{ywd} \cdot 0,9 d \\ V_{Rd1} &= [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ &\text{(Annahme: Mehr als 50 \% der Bewehrung} \\ &\text{wird gestaffelt (k = 1), und im Bemessungs-} \\ &\text{schnitt ist eine Längsbewehrung } A_{sl} = 15 \text{ cm}^2 \\ &\text{bzw. } \rho_1 = 15 / (30 \cdot 53) = 0,0094 \text{ vorhanden} \\ &\text{und entsprechend verankert.)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{Rd1} &= 0,28 \cdot 1 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0094) \cdot 0,30 \cdot 0,53 \\ &= 0,070 \text{ MN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{sw} &= (0,351 - 0,070) / (435 \cdot 0,9 \cdot 0,53) \\ &= 13,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = \mathbf{13,5 \text{ cm}^2/\text{m}} \end{aligned}$$

● Veränderliche Druckstrebenneigung

Bemessungswiderstand V_{Rd2}

$$V_{Rd2} = v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z / (\tan \vartheta + \cot \vartheta)$$

$$z \approx 0,9 d$$

$$\cot \vartheta = 1,25 \quad (\text{gewählt; Nachweis der Zugstrebe mit demselben Winkel!})$$

$$\begin{aligned} V_{Rd2} &= 11,0 \cdot 0,30 \cdot 0,9 \cdot 0,53 / (0,80 + 1,25) \\ &= 0,768 \text{ MN} > V_{Sd} = 0,422 \text{ MN} \end{aligned}$$

(Näherungsweise in theoretischer Auflagerlinie)

Schubbewehrung a_{sw}

$$\begin{aligned} a_{sw} &= V_{Sd} / (\cot \vartheta \cdot f_{ywd} \cdot z) \\ &= 0,351 / (1,25 \cdot 435 \cdot 0,9 \cdot 0,53) \\ &= 13,5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = \mathbf{13,5 \text{ cm}^2/\text{m}} \end{aligned}$$

Begrenzung des Schubbewehrungsgrades

$$\begin{aligned} a_{sw} / b_w &\leq 0,5 \cdot (v \cdot f_{cd} / f_{ywd}) \\ 13,5 \cdot 10^{-4} / 0,30 &\leq 0,5 \cdot (11,0 / 435) \\ 0,0045 &< 0,0126 \quad (\text{erfüllt}) \end{aligned}$$

4.1.2.4 Auflagernahe Einzellasten

Für Einzellasten im Abstand $x \leq 2,5 \cdot d$ vom Auflagerrand darf bei direkter Lagerung der Widerstand V_{Rd1} erhöht werden. Bei der Ermittlung von V_{Rd1} darf die Schubspannung τ_{Rd} mit dem Faktor

$$\beta = 2,5 \cdot d/x \quad (\text{für } \beta \text{ gilt zusätzlich: } 1,0 \leq \beta \leq 3,0; \text{ s. DAfStb.Ri. [5.10]})$$

multipliziert werden. Jenseits der auflagernahen Einzellast, zum „Feld“ hin, ist für $\beta = 1$ zu bemessen. Die größte dabei ermittelte Bewehrung sollte im ganzen Bereich zwischen Einzellast und Auflager angeordnet werden (weitere Einzelheiten s. EC 2, 4.3.2.2 (9) und [5.33]).

Bei gleichzeitiger Wirkung von Gleich- und Einzellasten wird in [5.11] eine lineare Interaktion vorgeschlagen, d. h., die Erhöhung wird nur für den Querkraftanteil $V_{Sd,F}$ aus der auflagernahen Einzellast berücksichtigt. Mit V_{Sd} als Gesamtquerkraft ergibt sich dann für den Erhöhungsfaktor β^* folgender Ansatz

$$\beta^* = 1 + (\beta - 1) \cdot (V_{Sd,F} / V_{Sd})$$

4.1.2.5 Anschluß von Druck- und Zuggurten

Die Schubkraft v_{Sd} darf die Tragfähigkeiten v_{Rd2} und v_{Rd3} nicht überschreiten.

$$v_{Sd} \leq v_{Rd2} \quad (52.1a)$$

$$v_{Sd} \leq v_{Rd3} \quad (52.1b)$$

Schubkraft v_{Sd}

Mittlerer Längsschub je Längeneinheit

$$v_{Sd} = \Delta F_d / a_v \quad (52.2)$$

ΔF_d Längskraftdifferenz über die Länge a_v im untersuchten Gurtquerschnitt

a_v Abstand zwischen Momentennullpunkt und dem Querschnitt mit dem extremalen Biegemoment

Der so ermittelte Längsschub v_{Sd} geht von einem konstanten Schubfluß zwischen Momentennullpunkt und dem Momentenmaximum aus. Diese Annahme gilt exakt nur für eine konstante Querkraft (vgl. [5.33]).

Tragfähigkeit v_{Rd2} und v_{Rd3}

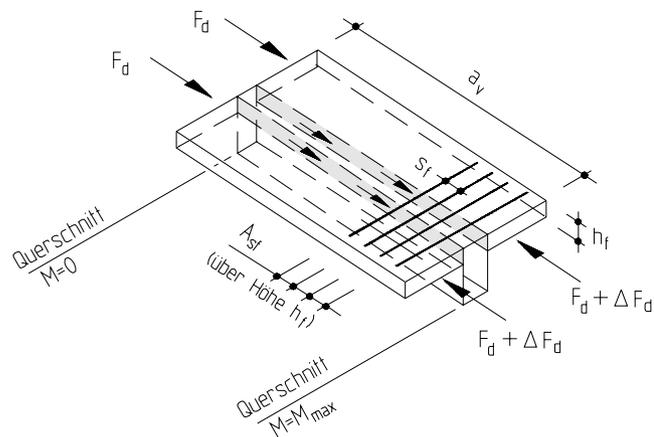
$$v_{Rd2} = 0,2 \cdot f_{cd} \cdot h_f \quad (52.3a) \quad h_f, s_f, A_{sf} \text{ s. Abb.}$$

$$v_{Rd3} = 2,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot h_f + (A_{sf}/s_f) \cdot f_{yd} \quad (52.3b) \quad \tau_{Rd} \text{ Schubspannung nach Tab. S. 5.48}$$

Bei Beanspruchung des Gurts durch eine Zugkraft ist in Gl. (52.3b) der „Beton“anteil ($2,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot h_f$) nach EC 2, 4.3.2.5(5) zu vernachlässigen. Eine Mindestbewehrung nach Abschn. 5.4 ist zusätzlich zu beachten.

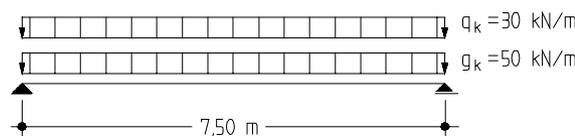
Kombinierte Beanspruchung durch Schub und Querbiegung:

Bei einer Beanspruchung durch Schub zwischen Gurt und Steg und durch Querbiegung ist der größere erforderliche Stahlquerschnitt aus den beiden Beanspruchungsarten anzuordnen (EC 2, 4.3.2.5(6)).

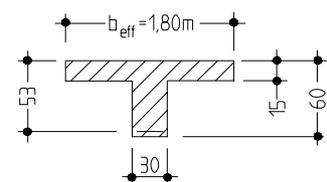


Beispiel

Nachweis für den Anschluß eines Druckgurts (Querbiegung ist zusätzlich nachzuweisen). Fortsetzung des Beispiels von S. 5.51.



aus Biegebemessung: $M_{Sd,max} = 0,791 \text{ MNm}$
 $z = 0,50 \text{ m}$



Baustoffe: C 30/37; S 500

Mittlere Schubkraft

$$v_{Sd} = \Delta F_d / a_v \quad \Delta F_d = F_{cd} \cdot A_{ca} / A_{cc} = F_{cd} \cdot b_a / b_{eff} = 1,582 \cdot 0,75 / 1,80 = 0,659 \text{ MN}$$

$$F_{cd} = M_{Sd} / z = 0,791 / 0,50 = 1,582 \text{ MN}$$

$$b_a = (1,80 - 0,30) / 2 = 0,75 \text{ m}$$

$$a_v = 3,75 \text{ m (Abstand zwischen } M = 0 \text{ und } M = M_{max})$$

$$v_{Sd} = 0,659 / 3,75 = 0,176 \text{ MN/m (mittlerer Längsschub über die Länge } a_v)$$

Schubtragfähigkeit

$$v_{Rd2} = 0,2 \cdot f_{cd} \cdot h_f = 0,2 \cdot (30/1,5) \cdot 0,15 = 0,600 \text{ MN/m} > v_{Sd}$$

$$v_{Rd3} = 2,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot h_f + (A_{sf} / s_f) \cdot f_{yd} \geq v_{Sd} \Rightarrow A_{sf} / s_f \geq (v_{Sd} - 2,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot h_f) / f_{yd}$$

$$2,5 \cdot \tau_{Rd} \cdot h_f = 0 \text{ (wegen einer unterstellten Querbiegung des Gurts)}$$

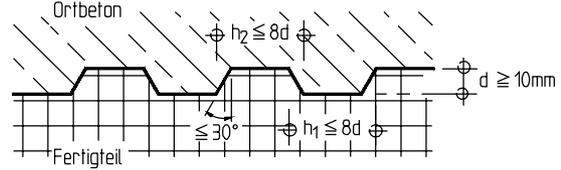
$$A_{sf} / s_f \geq (0,176 - 0) / 435 \cdot 10^4 = 4,05 \text{ cm}^2/\text{m (je zur Hälfte auf Ober- und Unterseite)}$$

Vorh. Bewehrung (aus Querbiegung) darf angerechnet werden, Mindestschubbewehrung ist zu überprüfen.

4.1.2.6 Schubfugen

Schubfugen übertragen Schubkräfte zwischen nebeneinanderliegenden Fertigteilen oder zwischen Ort- beton und einem vorgefertigten Bauteil. Bezüglich der Rauhgigkeit der Fuge wird unterschieden:

- sehr glatte Fuge: Sie liegt dann vor, wenn gegen Stahl- oder glatte Holzschalungen betoniert wurde.
- glatte Fuge: Eine Fuge gilt als glatt, wenn sie abgezogen oder im Extruderverfahren hergestellt ist oder die Betonoberfläche nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung glatt ist.
- rauhe Fuge: Die Oberfläche bleibt nach dem Betonieren rau oder wird mit einem Rechen aufgeraut (Oberflächenrauhgigkeit ≥ 3 mm bei einem Zinkenabstand von 40 mm), oder die Zugschlagstoffe ragen heraus.
- verzahnte Fuge: Bei einer verzahnten Fuge sollte die Verzahnung wie nebenstehend ausgeführt sein.



Nachweis

Die aufnehmbare Querkraft von nachträglich ergänzten Querschnitten wird, wie zuvor dargestellt, mit nachfolgenden Besonderheiten nachgewiesen. Der günstige Einfluß einer Vorspannung auf V_{Rd1} sollte unberücksichtigt bleiben, falls der Ort beton die Stege bildet oder in Bereichen negativer Momente. Die aufzunehmende Bemessungsschubspannung $\tau_{Sd,j}$ darf die aufnehmbare $\tau_{Rd,j}$ nicht überschreiten:

$$\tau_{Sd,j} \leq \tau_{Rd,j}$$

Bemessungswert der aufzunehmenden Schubspannung (von nachträglich ergänzten Querschnitten)

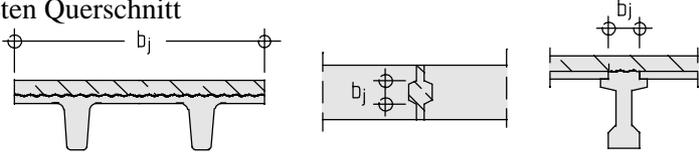
$$\tau_{Sd,j} = \beta_1 \cdot \frac{V_{Sd}}{z \cdot b_j}$$

mit β_1 Quotient aus der Längskraft im Aufbeton infolge Biegung und der Gesamtlängskraft M_{Sd}/z infolge Biegung, beide ermittelt im betrachteten Querschnitt

V_{Sd} Bemessungswert der Querkraft

z Hebelarm der inneren Kräfte

b_j Breite der Kontaktfuge zwischen Ort beton und Fertigteil (s. Skizze)



Aufnehmbare Bemessungsschubspannung (in den Fugen der nachträglich ergänzten Verbundbauteile)

$$\tau_{Rd,j} = k_T \cdot \tau_{Rd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq \beta_2 \cdot v \cdot f_{cd}$$

mit τ_{Rd} Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit (s. Tabelle S. 5.48) für die Betonfestigkeitsklasse des Ort betons oder des Fertigteils; der kleinere Wert ist maßgebend.

σ_N Spannungen infolge der äußeren Längskraft in der Fugenfläche (Druck positiv!) mit $\sigma_N \leq 0,6 \cdot f_{cd}$

$\rho = A_s/A_j$, mit A_s als Querschnitt der die Fuge kreuzenden Bewehrung und A_j als Fugenfläche

α Neigung der Bewehrung gegen die Kontaktfläche Ort beton / Fertigteil, jedoch mit $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

v Wirksamkeitsfaktor (s. Abschn. 4.1.2.2)

k_T Beiwert nach nebenstehender Tabelle; wenn die Fuge auf Zug beansprucht ist, gilt jedoch $k_T = 0$

μ Beiwert der Schubreibung nach Tabelle

β_2 Rauhgigkeitsfaktor nach Tabelle (s. DAfStb-Ri [5.61])

Oberfläche	k_T	μ	β_2
(monolithisch)	2,5	1,0	0,50
verzahnt (gekerbt)	2*)	0,9	0,50
rauh	1,8	0,7	0,30
glatt	1,0	0,5	0,10
sehr glatt	0	0,5	0,05

*) nach DAfStb-Ri. [5.61]

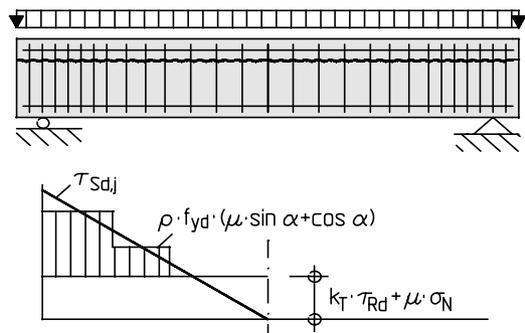
In der Fuge ist Schubbewehrung erforderlich, falls

$$\tau_{Sd,j} > (k_T \cdot \tau_{Rd} + \mu \cdot \sigma_N)$$

Die notwendige Bewehrungsmenge ergibt sich dann aus obiger Gleichung und sollte einen Gesamtquerschnitt für

$$\tau_{Sd,j} - (k_T \cdot \tau_{Rd} + \mu \cdot \sigma_N)$$

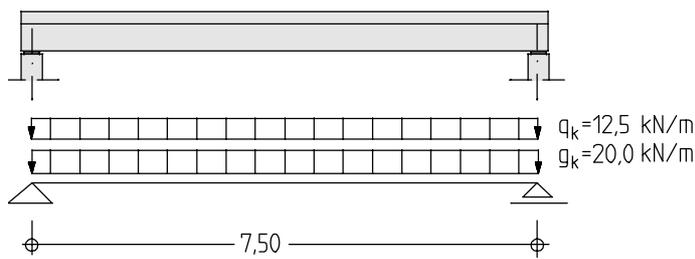
aufweisen. Die Verbundbewehrung ist kraftschlüssig nach beiden Seiten der Kontaktfläche zu verankern. Die Bewehrung darf abgestuft verteilt werden (s. Abb.). Falls rechnerisch keine Verbundbewehrung erforderlich ist, sollten konstruktive Maßnahmen (s. z. B. [5.69]) beachtet werden; Forderungen einer Zulassung, des Brand schutzes etc. sind zu berücksichtigen.



Die aufnehmbare Querkraft von *ausbetonierten Fugen in Scheiben* aus Platten- oder Wandbauteilen sollte dann, wenn die Fuge gerissen sein kann, bei glatten oder rauhen Fugen mit $k_T = 0$, bei verzahnten Fugen mit $k_T = 0,5$ ermittelt werden. Die Bemessungsschubspannung ist für die mittlere Scheibenschubkraft zwischen Platten ohne verzahnte Fugen auf $\tau_{Rd,j} = 0,1$ MN/m² zu begrenzen.

Beispiele

Für den dargestellten Plattenbalken soll die Querkraft an der maßgebenden Stelle am Auflagerrand nachgewiesen werden. Der Nachweis wird im Rahmen des Beispiels nur für den Endzustand geführt.



Baustoffe:

Beton: C 20/25 (Ortbeton)
C 30/37 (Fertigteile)

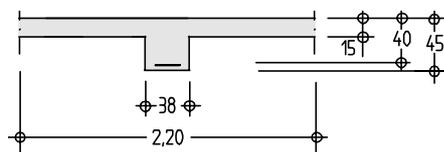
Betonstahl: BSt 500 S

Querkraft V_{Sd}

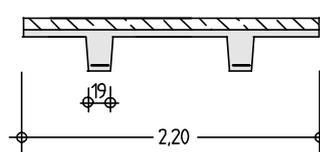
$V_{Sd} \approx 150$ kN (im Abstand d vom Rand)

Die Schubbemessung bzw. der Nachweis der Verbundfuge soll für folgende Fälle durchgeführt werden:

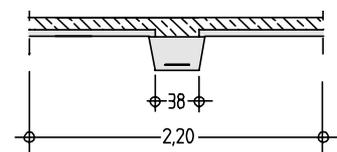
a) für den monolithisch hergestellten Träger



b) für ein TT-Fertigteil mit einer Ortbetonerfüllung



c) für eine Fertigteillösung mit schmaler Verbundfuge



Fall a) Für die Bemessung der Schubbewehrung wird das Standardverfahren gewählt.

Druckstrebe V_{Rd2}

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 d = 0,5 \cdot (0,7 - 20/200) \cdot (20/1,5) \cdot 0,38 \cdot 0,9 \cdot 0,40 = 0,547 \text{ MN} > V_{Sd}$$

Zugstrebe V_{Rd3}

$$V_{Rd3} = V_{cd} + V_{wd} \quad \left| \quad \begin{aligned} V_{cd} &= V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d \\ k &= 1,6 - 0,40 = 1,20 \quad (\text{max. 50 \% der Bewehrung wird gestaffelt}) \\ \rho_1 &= 10,0 / (38 \cdot 40) = 0,0066 \quad (\text{Annahme: } A_{sl} = 10 \text{ cm}^2 \text{ an der Nachweisstelle}) \\ V_{cd} &= (0,24 \cdot 1,20 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0066) + 0) \cdot 0,38 \cdot 0,40 = 0,064 \text{ MN} \\ V_{wd} &= a_{sw} \cdot f_{ywd} \cdot 0,9 d \quad (\text{für lotrechte Bügel}) \end{aligned} \right.$$

$$a_{sw} \geq (V_{Sd} - V_{cd}) / (f_{ywd} \cdot 0,9 d) = (0,150 - 0,064) / (435 \cdot 0,9 \cdot 0,40) = 5,49 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 5,49 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Fall b) Abmessungen der Platte und Breite der beiden Stege entsprechen in etwa dem Fall a). Es ist zusätzlich die Verbundfuge nachzuweisen, wobei unterstellt wird, daß sie rauh ausgeführt wird.

$$\tau_{Sd,j} = V_{Sd} / (z \cdot b_j) \quad (\text{wegen } \beta_1 = 1, \text{ d. h., die Gesamtlängskraft aus Biegung ist im Aufbeton})$$

$$b_j = 2,20 \text{ m} \quad (\text{Ohne Nachweis wird unterstellt, daß die ganze Breite mitträgt.})$$

$$\tau_{Sd,j} = 0,150 / (0,9 \cdot 0,40 \cdot 2,20) = 0,189 \text{ MN/m}^2$$

Verzicht auf Verbundbewehrung bei $\tau_{Sd} < (k_T \cdot \tau_{Rd} + \mu \cdot \sigma_N)$; mit $\sigma_N \approx 0$ und $k_T = 1,8$ (rauhe Fuge):

$$\tau_{Sd,j} = 0,189 \text{ MN/m}^2 < 1,8 \cdot 0,24 = 0,432 \text{ MN/m}^2 (< \beta \cdot v \cdot f_{cd}; \text{ s. u.})$$

→ Ausführung ohne zusätzliche Verbundbewehrung zulässig (s. jedoch [5.69]!)

Fall c) Die Platte ist über eine „schmale“ Fuge mit dem Fertigbalken verbunden. Die Abmessungen entsprechen Fall a), zusätzlich ist die Verbundfuge nachzuweisen, die rauh ausgeführt wird.

Bemessungswert $\tau_{Sd,j}$ der aufzunehmenden Schubspannung

$$\tau_{Sd,j} = V_{Sd} / (z \cdot b_j) \quad (\text{wegen } \beta_1 = 1, \text{ siehe vorher})$$

$$b_j = 0,38 \text{ m} \quad (\text{Breite der schmalen Verbundfuge})$$

$$\tau_{Sd,j} = 0,150 / (0,9 \cdot 0,40 \cdot 0,38) = 1,097 \text{ MN/m}^2$$

Bemessungswert $\tau_{Rd,j}$ der aufnehmbaren Schubspannung

$$\tau_{Rd,j} = k_T \cdot \tau_{Rd} + \mu \cdot \sigma_N + \rho \cdot f_{yd} \cdot (\mu \cdot \sin \alpha + \cos \alpha) \leq \beta_2 \cdot v \cdot f_{cd}$$

$$\rho = a_{sw} / a_j = 5,49 \cdot 10^{-4} / (0,38 \cdot 1,0) = 0,00144 \quad (\text{Schubbewehrung je lfdm nach a)})$$

$$\mu = 0,7 \quad (\text{rauh Fuge; s. S. 5.53}); \quad \alpha = 90^\circ$$

$$\tau_{Rd,j} = 1,8 \cdot 0,24 + 0 + 0,00144 \cdot 435 \cdot (0,7 \cdot 1 + 0) = 0,871 \text{ MN/m}^2 < 0,3 \cdot 0,6 \cdot 20/1,5 = 2,4$$

$\tau_{Sd,j} > \tau_{Rd,j}$ → zusätzliche Verbundbewehrung erforderlich. Die Schubbewehrung wird erhöht auf

$$a_{sw} = (1,097 - 1,8 \cdot 0,24) \cdot 0,38 / (0,7 \cdot 435) = 8,30 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2/\text{m} = 8,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Alternativ ist eine Ausführung als verzahnte Fuge möglich, wobei für $k_T = 2,0$ und $\mu = 0,9$ (s. S. 5.53) dann der Nachweis mit $a_{sw} = 6 \text{ cm}^2/\text{m}$ erfüllt wäre.

4.1.3 Torsion

Grundsätzliches

Ein rechnerischer Nachweis der Torsionsbeanspruchung ist im allgemeinen nur erforderlich, wenn das statische Gleichgewicht von der Torsionstragfähigkeit abhängt („Gleichgewichtstorsion“). Wenn Torsion aus Verträglichkeitsbedingungen auftritt („Verträglichkeitstorsion“), ist ein rechnerischer Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit nicht erforderlich; es ist jedoch eine konstruktive Torsionsbewehrung (Mindestbewehrung) anzuordnen, gegebenenfalls sind rechnerische Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Beschränkung der Rißbreite usw.) notwendig.

Als Torsionsbewehrung sind geschlossene Bügel und über den Querschnittsumfang verteilte Längsstäbe anzuordnen. Bei polygonal begrenzten Querschnitten müssen sich Längsstäbe in den Ecken befinden.

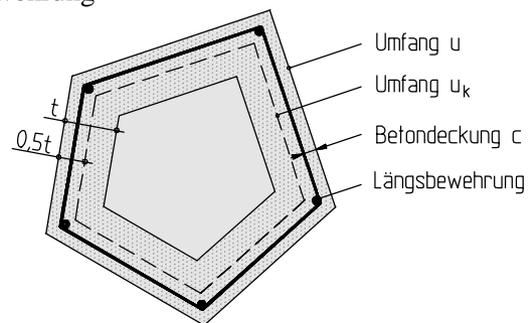
Nachweis bei reiner Torsion

Der Torsionswiderstand wird unter Annahme eines dünnwandigen, geschlossenen Querschnitts bestimmt. Vollquerschnitte werden durch gleichwertige dünnwandige Querschnitte ersetzt. Die Wanddicke bzw. die Ersatzwanddicke des Hohlkastens ergibt sich aus

$$t \leq A/u \quad \begin{array}{l} \leq \text{vorhandene Wanddicke} \\ \geq \text{zweifache Betondeckung } c \text{ der Längsbewehrung} \end{array} \quad (55.1)$$

A Gesamtfläche des Querschnitts innerhalb des Außenumfangs einschließlich hohler Innenbereiche

u Außenumfang des tatsächlichen Querschnitts



Hohlkastenquerschnitt zur Bestimmung der Torsionstragfähigkeit

Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit

$$T_{Sd} \leq T_{Rd1} \quad (55.2a)$$

$$T_{Sd} \leq T_{Rd2} \quad (55.2b)$$

T_{Sd} Bemessungswert des einwirkenden Torsionsmoments (es gilt die Kombinationsregel im Abschn. 2.1.2)

T_{Rd1} Bemessungswert des durch die Betondruckstrebe aufnehmbaren Torsionsmoments

T_{Rd2} Bemessungswert des durch die Bewehrung aufnehmbaren Torsionsmoments

$$\text{Druckstrebe } T_{Rd1} \quad T_{Rd1} = 2 \cdot v' \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t / (\cot \vartheta + \tan \vartheta) \quad (55.3a)$$

$$v' = 0,7 \cdot (0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,35 \text{ für Betonfestigkeiten } \leq C 50/60$$

$$v' = 0,7 \cdot (0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,28 \text{ für Betonfestigkeiten } > C 50/60^1)$$

Bei geschlossenen Bügeln an beiden Seiten der Begrenzungswände des gedachten oder tatsächlichen Hohlquerschnitts darf $v' = v = (0,7 - f_{ck}/200) \geq 0,50$ für Beton $\leq C 50/60$, $v' = v = 0,45$ für Beton C 55/65¹⁾ und $v' = v = 0,40$ für den Beton C 60/70¹⁾ angenommen werden.

f_{cd} Bemessungswert der Betonfestigkeit

A_k Fläche, die durch die Mittellinie u_k eingeschlossen ist

t Wandstärke des (Ersatz-)Hohlquerschnitts

ϑ Druckstrebenneigung; es gelten die Grenzen nach Abschn. 4.1.2.3.

$$\text{Zugstrebe } T_{Rd2} \quad T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sw}/s_w) \cdot f_{ywd} \cdot \cot \vartheta \quad (\text{Bügelbewehrung}) \quad (55.3b)$$

$$T_{Rd2} = 2 \cdot A_k \cdot (A_{sl}/u_k) \cdot f_{yld} \cdot \tan \vartheta \quad (\text{Längsbewehrung}) \quad (55.3c)$$

A_{sw} Querschnittsfläche der Bügelbewehrung

s_w Abstand der Bügel in Trägerlängsrichtung

A_{sl} Querschnittsfläche der Torsionslängsbewehrung

u_k Umfang der Fläche A_k

f_{ywd} Bemessungswert der Streckgrenze der Bügelbewehrung

f_{yld} Bemessungswert der Streckgrenze der Längsbewehrung

Die Forderungen hinsichtlich einer Mindestbewehrung, der Bewehrungsanordnung und gegebenenfalls zur Rißbreitenbegrenzung sind zusätzlich zu beachten.

¹⁾ Betonfestigkeitsklassen C 55/65 und C 60/70 sind nur für Fertigteile nach EC 2 T 1-3 vorgesehen.

Kombinierte Beanspruchung

– Biegung und/oder Längskraft mit Torsion

Betondruckspannungen Bei großen Biegemomenten – insbesondere bei Hohlkästen – Begrenzung der Hauptdruckspannung auf $\alpha \cdot f_{cd}$; Hauptdruckspannung aus mittlerem Längsbiegedruck und der Schubspannung $\tau_{Sd} = T_{Sd} / (2 A_k \cdot t)$

Längsbewehrung getrennte Ermittlung der Bewehrung aus Biegung und /oder Längskraft und Torsion und Addition der Anteile

– Querkraft und Torsion

Druckstreben­tragfähigkeit $(T_{Sd}/T_{Rd1})^2 + (V_{Sd}/V_{Rd2})^2 \leq 1$ (für Kompaktquerschnitte) (56.1)

$(T_{Sd}/T_{Rd1}) + (V_{Sd}/V_{Rd2}) \leq 1$ (für Kastenquerschnitte, [5.33]) (56.2)

T_{Rd1} : s. Gl. (55.3a)

V_{Rd2} : s. Gl. (50.2); statt v ist jedoch v' zu setzen (s. Erläuterungen zu Gl. (55.3a))

Bügelbewehrung Bewehrung wird getrennt für Querkraft und Torsion ermittelt; die Anteile sind zu addieren.

Es ist stets das Verfahren mit veränderlicher Druckstreben­neigung ϑ anzuwenden. Für beide Beanspruchungsarten ist vom selben Druckstreben­neigungswinkel ϑ auszugehen.

Bei rechteckförmigen Vollquerschnitten und bei kleiner Schubbeanspruchung kann auf einen rechnerischen Nachweis der Bewehrung verzichtet werden, falls

$$T_{Sd} \leq V_{Sd} \cdot b_w / 4,5 \quad \text{und} \quad V_{Sd} + (4,5 \cdot T_{Sd} / b_w) \leq V_{Rd1}$$

eingehalten sind. Es ist jedoch immer die Mindestbewehrung einzulegen.

Beispiel

Der dargestellte Kragarm wird durch eine exzentrisch angreifende (Bemessungs-)Last beansprucht.

Baustoffe C 35/45; S 500

Bemessungsschnittgrößen $M_{Sd} = 175 \cdot 2,0 = 350 \text{ kNm}$

$V_{Sd} = 175 \text{ kN}$

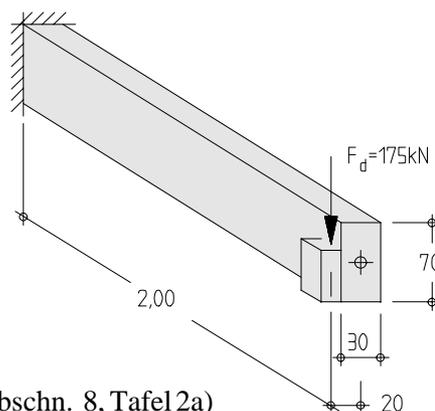
$T_{Sd} = 175 \cdot 0,20 = 35 \text{ kNm}$

Biegebemessung $b/h/d = 30/70/65 \text{ cm}$

$$\mu_{Sds} = M_{Sds} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 0,35 / (0,3 \cdot 0,65^2 \cdot 23,3) = 0,118$$

$$\Rightarrow \omega = 0,128; \sigma_{sd} = f_{yd} = 435 \text{ MN/m}^2 \text{ (s. Abschn. 8, Tafel 2a)}$$

$$A_s = \omega \cdot b \cdot d / (f_{yd} / f_{cd}) = 0,128 \cdot 30 \cdot 65 / (435 / 23,3) = 13,4 \text{ cm}^2$$



Bemessung für Querkraft und Torsion; Nachweis der Druckstrebe:

Querkraft (V_{Sd}) $V_{Rd2} = v' \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z / (\cot \vartheta + \tan \vartheta)$ $v' f_{cd} = 8,58 \text{ MN/m}^2$ (s. S. 5.51)
 $\cot \vartheta = 1,25$ (gewählt)

$$V_{Rd2} = 8,58 \cdot 0,30 \cdot (0,9 \cdot 0,65) / (1,25 + 0,80) = 0,735 \text{ MN} > V_{Sd} = 0,175 \text{ MN}$$

Torsion (T_{Sd}) $T_{Rd1} = 2 \cdot v' \cdot f_{cd} \cdot A_k \cdot t / (\cot \vartheta + \tan \vartheta)$ $t = A/u = 0,3 \cdot 0,7 / (2 \cdot 0,3 + 2 \cdot 0,7) = 0,11 \text{ m}$
 $A_k = (0,70 - 0,11) \cdot (0,30 - 0,11) = 0,112 \text{ m}^2$

$$T_{Rd1} = 2 \cdot 8,58 \cdot 0,112 \cdot 0,11 / (1,25 + 0,80) = 0,103 \text{ MNm} > T_{Sd} = 0,035 \text{ MNm}$$

$$V_{Sd} + T_{Sd}: (V_{Sd}/V_{Rd2})^2 + (T_{Sd}/T_{Rd1})^2 = (175 / 735)^2 + (35 / 103)^2 = 0,17 < 1$$

Bemessung für Querkraft und Torsion, Nachweis der Bewehrung:

Querkraft $a_{sw} \geq (V_{Sd}/z) / (\cot \vartheta \cdot f_{ywd}) = [0,175 / (0,9 \cdot 0,65)] \cdot 10^4 / (1,25 \cdot 435) = 5,50 \text{ cm}^2/\text{m}$

Torsion $a_{sw} \geq [T_{Sd} / (2 \cdot A_k)] / (\cot \vartheta \cdot f_{ywd}) = [0,035 / (2 \cdot 0,112)] \cdot 10^4 / (1,25 \cdot 435) = 2,87 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$A_{sl} \geq [T_{Sd} \cdot u_k / (2 \cdot A_k)] / (\tan \vartheta \cdot f_{yld}); \quad u_k = 2 \cdot (0,59 + 0,19) = 1,56 \text{ m}$$

$$A_{sl} \geq 0,035 \cdot 1,56 / (2 \cdot 0,112 \cdot 0,80 \cdot 435) = 7,00 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 7,0 \text{ cm}^2$$

$V_{Sd} + T_{Sd}$ $a_{sw} = 5,50 + 2 \cdot 2,87 = 11,24 \text{ cm}^2/\text{m}$ bzw. $11,24/2 = 5,62 \text{ cm}^2/\text{m}$ je Seite (2schn. Bügel)

$$A_{sl} = 7,00 \text{ cm}^2 \text{ (umlaufend; Biegezugbewehrung anteilmäßig verstärken)}$$

Betondruckspannungen unter kombinierter Biege- und Schubbeanspruchung hier ohne Nachweis.

4.1.4 Durchstanzen

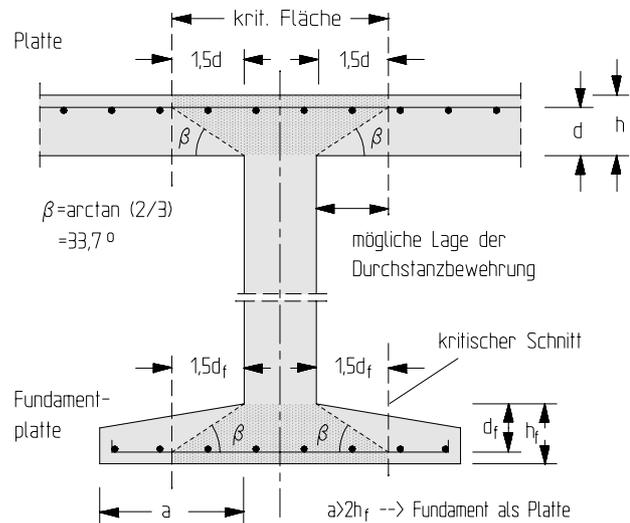
4.1.4.1 Nachweisform

Für das Durchstanzen von punktförmig gestützten Platten und Fundamenten gelten die Grundsätze des Tragfähigkeitsnachweises für Querkraft mit den nachfolgenden Ergänzungen ¹⁾.

Die einwirkende Querkraft v_{Sd} darf den Widerstand v_{Rd} nicht überschreiten:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd} \quad (57.1)$$

¹⁾ Die Erläuterungen beziehen sich in diesem Beitrag auf Platten mit konstanter Dicke; für Platten mit Stützkopfverstärkungen s. EC 2, 4.3.4.4



Bemessungswert v_{Sd} der einwirkenden Querkraft

Die auf einen kritischen Schnitt bezogene Bemessungsquerkraft erhält man aus

$$v_{Sd} = V_{Sd} \cdot \beta / u \quad (57.2)$$

V_{Sd} Resultierende Bemessungsquerkraft

(Bei Fundamentplatten darf v_{Sd} um die Bodenpressung innerhalb der kritischen Fläche reduziert werden; in [5.11] wird jedoch empfohlen, den Abzugswert nur aus dem Mittelwert der auf die gesamte Fundamentfläche bezogenen Bodenpressung zu bestimmen. In [5.58] wird für *Einzelfundamentplatten* außerdem angeraten, nur eine Neigung des Durchstanzkegels von $\beta = 45^\circ$ anzunehmen; s. a. nachfolgendes Bsp.)

β Korrekturfaktor zur Berücksichtigung von Lastausmitten

näherungsweise: $\beta = 1,00$: rotationssymmetrische Beanspruchung $\beta = 1,15$: bei Innenstützen
 $\beta = 1,40$: bei Randstützen $\beta = 1,50$: bei Eckstützen

u Umfang des kritischen Schnitts im Abstand $1,5 \cdot d$ von der Lastaufstandsfläche (s. u.)

Bemessungswert des Widerstands v_{Rd}

Der Bemessungswiderstand v_{Rd} wird durch einen der nachfolgenden Werte bestimmt:

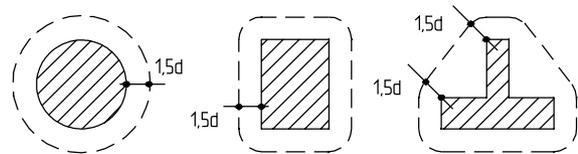
- v_{Rd1} Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Schnitts einer Platte ohne Schubbewehrung
- v_{Rd2} größte zulässige Tragfähigkeit längs des kritischen Schnitts einer Platte mit Schubbewehrung
- v_{Rd3} Querkrafttragfähigkeit längs des kritischen Schnitts einer Platte mit Schubbewehrung

(Eine Erhöhung von v_{Rd} bzw. τ_{Rd} für auflagernahe Einzellasten nach Abschn. 4.1.2.4 ist nicht zulässig.)

Lasteinleitungsfläche und kritischer Rundschnitt

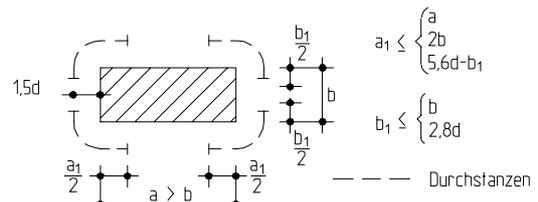
Die Festlegungen für das Durchstanzen mit den dargestellten kritischen Rundschnitten (s. auch oben) gelten für folgende Formen von Lastaufstandsflächen:

- kreisförmige mit einem Durchmesser $\leq 3,5d$
- rechteckige mit einem Umfang $\leq 11d$ und mit einem Verhältnis Länge zu Breite ≤ 2
- sonstige mit den zuvor genannten Begrenzungen (d mittlere Nutzhöhe der Platte)

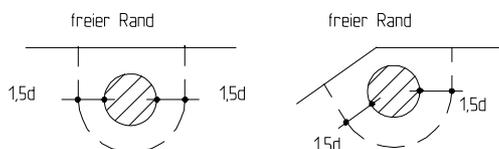
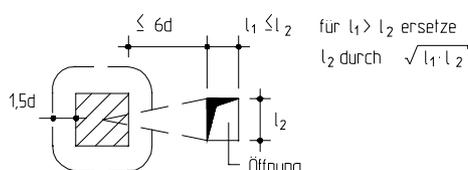


Die Lasteinleitungsfläche darf sich nicht im Bereich anderweitig verursachter Querkräfte und nicht in der Nähe von anderen konzentrierten Lasten befinden, so daß sich die kritischen Rundschnitte überschneiden.

Wenn die oben genannten Bedingungen bezüglich der Form bei Auflagerungen auf Wänden oder Stützen mit Rechteckquerschnitt nicht erfüllt sind, dürfen nur die nebenstehend dargestellten kritischen Rundschnitte in Ansatz gebracht werden.



In der Nähe von Öffnungen und freien Rändern gelten die unten dargestellten kritischen Rundschnitte.



4.1.4.2 Punktförmig gestützte Platten oder Fundamente ohne Schubbewehrung

Die einwirkende Querkraft v_{Sd} darf die Tragfähigkeit v_{Rd1} nicht überschreiten:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd1}$$

Bemessungswiderstand v_{Rd1}

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot d \quad (58.1)$$

τ_{Rd} Grundwert der Schubspannung nach Abschn. 4.1.2.2, Tab. S. 5.48. Für den Nachweis auf Durchstanzen darf τ_{Rd} mit 1,2 multipliziert werden (DAfStb-Ri. [5.10]).

k $k = 1,6 - d \geq 1$ (d in m)

ρ_1 nicht vorgespannte Platten: $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,015$

vorgespannte Platten: $\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y} + (\sigma_{cp0} / f_{yd})} \leq 0,015$ (s. hierzu jedoch [5.58])

ρ_{1x}, ρ_{1y} Zugbewehrungsgrad in x -, y -Richtung; als Mindestbewehrung sind 0,5% gefordert; (nach DAfStb-Ri [5.10] braucht die Mindestbewehrung nicht bei Fundamentplatten mit einer Dicke von mehr als 50 cm eingehalten zu werden)

$\sigma_{cp0} = N_{pd} / A_c$ mit N_{pd} als Anfangswert der Vorspannkraft ohne Spannkraftverluste, berechnet mit $\gamma_p = 0,9$ (ggf. als Mittelwert der zwei Spannrichtungen)

f_{yd} Bemessungswert der Festigkeit an der Streckgrenze der Bewehrung

Bei vorgespannten Bauteilen dürfen nur solche Bewehrungsanteile angesetzt werden, die am oberen Rand (Zugseite) im Verbund liegen.

d $d = 0,5 \cdot (d_x + d_y)$ mit d_x und d_y als Nutzhöhen in x - und y -Richtung

Im Schnitt an der Basis des Durchstanzkegels sollte die Platte die Anforderungen nach EC 2, 4.3.2, Bild 4.12 (s. Abschn. 4.1.2.2, Darstellung oben) erfüllen [5.58].

Beispiel

Vorbemerkung:

Das Bemessungsmodell nach EC 2 für den Durchstanznachweis im Zusammenhang mit Fundamenten (s. EC 2, Bild 4.16) ist nicht eindeutig, da konkret nur Fundamentplatten angesprochen werden, die durch die Bedingung $a/h_f > 2$ definiert sind (hier: $a/h_f = (2,30 - 0,35) / (2 \cdot 0,50) = 1,95 < 2$). Der Nachweis wird dennoch nach EC 2, 4.3.4 geführt.

In [5.58] und [5.59] wird für Einzel-Fundamentplatten empfohlen, bei der Ermittlung der aufzunehmenden Bemessungsquerkraft V_{Sd} für die Abzugsfläche der Sohlpressungen nur eine Neigung $\beta = 45^\circ$ zu berücksichtigen; hinsichtlich des kritischen Rundschnitts für die Bemessung kann jedoch ggf. ein anderer Winkel β gewählt werden. In diesem Beispiel wird der Durchstanznachweis vereinfachend ohne Differenzierung einheitlich mit $\beta = 45^\circ$ geführt. Weitere Hinweise s. [5.33], [5.38], [5.41], [5.79], [5.80].

Problemstellung:

Das dargestellte Einzelfundament soll für eine zulässigen Sohlpressung $\sigma_{zul} = 170 \text{ kN/m}^2$ dimensioniert werden.

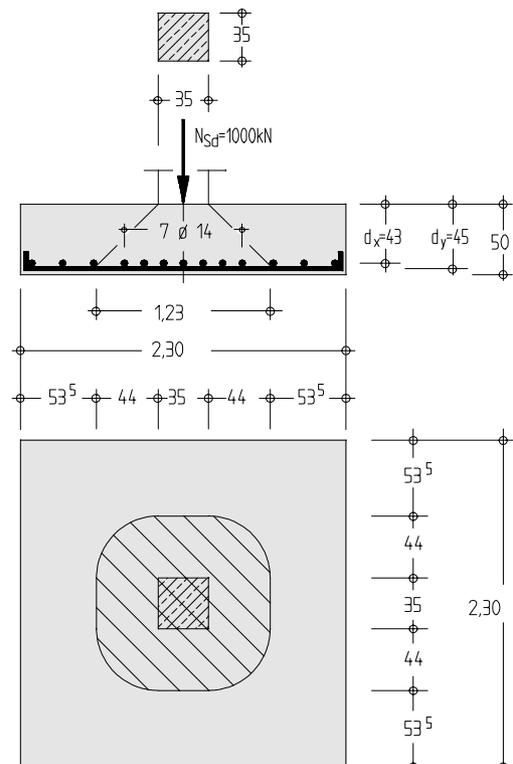
Baustoffe: C30/37; S 500

Nachweis der Bodenpressungen:

Für die Ermittlung von Beanspruchungen des Bauwerks müssen die Bemessungswerte der Schnittgrößen im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch den jeweils ungünstigsten Teilsicherheitsbeiwert γ_F dividiert werden [5.10]. Vereinfachend wird hier $\gamma_F = 1,35$ gesetzt, wobei je nach Lastzusammensetzung auch andere Sicherheitsbeiwerte in Frage kommen können. Es wird unterstellt, daß das Fundament durch eine Bodenauflast von 70 kN direkt belastet ist.

$$\begin{aligned} F &= N_{Sd} / \gamma_F + V_{Fund} \cdot \gamma_{Beton} + G_{Boden} \\ &= 1000 / 1,35 + 2,30 \cdot 2,30 \cdot 0,50 \cdot 25 + 70 \\ &= 877 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= F / A_{Fund} \\ &= 877 / (2,30 \cdot 2,30) = 166 \text{ kN/m}^2 \\ &< \sigma_{zul} = 170 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$



Biegebemessung

$$M_{Sd} = N_{Sd} \cdot (b/8) \cdot (1 - c/b) = 1000 \cdot (2,30/8) \cdot (1 - 0,35/2,30) = 244 \text{ kNm}$$

(Unter Berücksichtigung einer Momentenausrundung an der Stütze; nach [5.39] und [5.40] könnte ggf. auch das Anschnittmoment für eine Bemessung gewählt werden, s. a. Abschn. 5.4.7)

$$\mu_{Sds} = 0,244 / [2,30 \cdot 0,43^2 \cdot (30/1,5)] = 0,0287^*) \Rightarrow \omega = 0,0294 \quad (\text{s. Abschn. 8, Tafel 2a})$$

$$A_s = 0,0294 \cdot 230 \cdot 43 \cdot (20/435) = 13,4 \text{ cm}^2$$

Die Bewehrung wird zur Plattenmitte hin konzentriert*); sie wird wie folgt angeordnet:

in Fundamentmitte: 7 \varnothing 14 - 15 cm
außen: 2 x 3 \varnothing 14 - 22 cm

*) Die Ermittlung der Bewehrung erfolgt hier näherungsweise für eine gleichförmige Momentenbeanspruchung. Die Konzentration der Momente zur Plattenmitte hin wird konstruktiv berücksichtigt.

Mindestmomente (s. Abschn. 4.1.4.4)

$$m_{Sd} = \eta \cdot V_{Sd} = 0,125 \cdot 1000 = 125 \text{ kNm/m}$$

$$\mu_{Sds} = 0,125 / [1,00 \cdot 0,43^2 \cdot (30/1,5)] = 0,034$$

$$\Rightarrow \omega = 0,035 \quad (\text{S. 5.132, Tafel 2a})$$

$$a_s = 0,035 \cdot 100 \cdot 43 \cdot (20/435) = 6,9 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$b_{\text{eff}} = 0,3 \cdot b = 0,3 \cdot 2,30 = 0,69 \text{ m}$$

$$A_s = a_s \cdot b_{\text{eff}} = 6,9 \cdot 0,69 = 4,8 \text{ cm}^2$$

Im Bereich der mitwirkenden Breite $b_{\text{eff}} = 0,69 \text{ m}$ sind 5 \varnothing 14 = 7,7 cm^2 vorhanden (s. Darstellung Seite vorher), die Mindestmomente sind daher eingehalten.

Nachweis der Tragfähigkeit für Durchstanzen

Bemessungsquerkraft:

$$v_{Sd} = V_{Sd} \cdot \beta / u \quad (\text{s. Gl. (57.2)})$$

$$V_{Sd} = N_{Sd} - \sigma_0 \cdot A_{\text{crit}}$$

(Abminderung der Bemessungsquerkraft um die Resultierende aus den Bodenpressungen innerhalb des kritischen Schnitts)

$$\sigma_0 = N_{Sd} / A = 1,000 / (2,30 \cdot 2,30) = 0,189 \text{ MN/m}^2$$

$$A_{\text{crit}} = 0,35 \cdot 0,35 + 4 \cdot 0,35 \cdot 0,44 + \pi \cdot 0,44^2 = 1,35 \text{ m}^2$$

$$V_{Sd} = 1,000 - 0,189 \cdot 1,35 = 1,000 - 0,255 = 0,745 \text{ MN}$$

$$\beta = 1,15$$

($\beta = 1$ gilt nach EC 2, 4.3.4.3 nur, wenn keine Lastausmitte möglich ist. Im vorliegenden Falle soll unterstellt werden, daß sie nicht völlig ausgeschlossen werden kann, so daß mit $\beta = 1,15$ gerechnet wird.)

$$u = 4 \cdot 0,35 + 2 \cdot \pi \cdot 0,44 = 4,16 \text{ m}$$

(Umfang des kritischen Schnitts, s. a. „Vorbemerkung“)

$$v_{Sd} = 0,745 \cdot 1,15 / 4,16 = 0,206 \text{ MN/m}$$

Bemessungswiderstand:

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot d$$

$$\tau_{Rd} = 1,2 \cdot 0,28 = 0,34 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - 0,44 = 1,16$$

(τ_{Rd} für C 30/37 mit dem Faktor 1,2 vergrößert)

($d = 0,44 \text{ m}$ als mittlere Nutzhöhe der beiden Richtungen)

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \cdot \rho_{1y}} \leq 0,015$$

$$\rho_{1x} = 10,8 / (123 \cdot 43) = 0,0020$$

$$\rho_{1y} = 10,8 / (123 \cdot 45) = 0,0020$$

$$\rho_1 = \sqrt{0,0020 \cdot 0,0020} = 0,0020$$

(Innerhalb der kritischen Fläche sind jeweils 7 \varnothing 14 bzw. 10,8 cm^2 Längsbewehrung vorhanden; es wird eine ausreichende Verankerung entspr. Abschn. 4.1.2.2 unterstellt.)

(Bei Fundamentplatten mit einer Dicke von mehr als 0,50 m braucht der Mindestbewehrungsgrad von 0,5 % nicht eingehalten zu werden [5.10]; Bedingung hier mit $h_f = 0,50 \text{ m}$ formal nicht exakt erfüllt.)

$$d = (0,43 + 0,45) / 2 = 0,44 \text{ m}$$

(mittlere Nutzhöhe)

$$v_{Rd1} = 0,34 \cdot 1,16 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0020) \cdot 0,44 = 0,222 \text{ MN/m}$$

Nachweis:

$$v_{Sd} = 0,206 \text{ MN/m} < v_{Rd1} = 0,222 \text{ MN/m}$$

\Rightarrow Nachweis erfüllt, keine Schubbewehrung erforderlich.

4.1.4.3 Platten mit Durchstanzbewehrung

Wenn die einwirkende Querkraft v_{Sd} den Widerstand v_{Rd1} überschreitet, ist eine Schubbewehrung anzuordnen. Der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft v_{Sd} darf die Querkrafttragfähigkeiten v_{Rd2} und v_{Rd3} nicht überschreiten. Nachweis:

$$v_{Sd} \leq v_{Rd2} \quad \text{und} \quad v_{Sd} \leq v_{Rd3} \quad (60.1)$$

Querkrafttragfähigkeit v_{Rd2} und v_{Rd3}

$$v_{Rd2} = 1,6 \cdot v_{Rd1} \quad (60.2a)$$

$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + \Sigma A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha / u \quad (60.2b)$$

- v_{Rd1} Querkrafttragfähigkeit ohne Schubbewehrung (s. Abschn. 4.1.4.2)
 $\Sigma A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha$ Summe der Komponenten der Schubbewehrung in Richtung von v_{Sd} ; nach [5.11] und [5.58] sollte der Traglastanteil $\Sigma A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha / u$ nur 0,5fach berücksichtigt werden.
 α Winkel zwischen Bewehrung und Plattenebene

Bei Platten mit Durchstanzbewehrung muß eine Mindestschubbewehrung angeordnet werden:

$$\rho_w = \Sigma A_{sw} \cdot \sin \alpha / (A_{crit} - A_{load}) \geq \rho_{w,min} \quad (60.3)$$

A_{crit} Fläche innerhalb des kritischen Rundschnitts (s. Abschn. 4.1.4.1)

A_{load} Lasteinleitungsfläche (z. B. Fläche der Stütze)

$\rho_{w,min}$ Mindestschubbewehrungsgrad nach Abschn. 5.4.3

Die Schubbewehrung sollte innerhalb der kritischen Zone angeordnet werden. Die Plattenstärke muß bei Anordnung von Schubbewehrung mindestens 20 cm betragen (s. a. Abschn. 5.4.3).

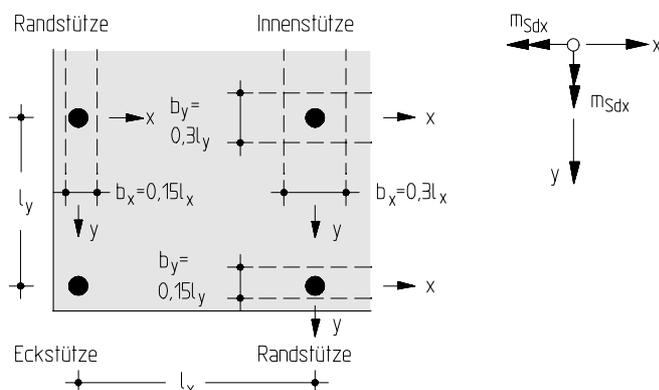
4.1.4.4 Mindestmomente für Platten-Stützen-Verbindungen bei ausmittiger Belastung

Zur Sicherstellung einer ausreichenden Querkrafttragfähigkeit ist die Platte in x- und y-Richtung für folgende Mindestmomente je Längeneinheit zu bemessen:

$$m_{Sdx} \geq \eta \cdot V_{Sd} \quad V_{Sd} \text{ aufzunehmende Querkraft}$$

$$m_{Sdy} \geq \eta \cdot V_{Sd} \quad \eta \text{ Beiwert nach Tabelle}$$

Lage der Stütze	η für m_{Sdx}			η für m_{Sdy}		
	Platten- oberseite	Platten- unterseite	mitwirkende Plattenbreite	Platten- oberseite	Platten- unterseite	mitwirkende Plattenbreite
Innenstütze	-0,125	0	$0,30 \cdot l_y$	-0,125	0	$0,3 \cdot l_x$
Randstütze, Platten- rand parallel zu x	-0,25	0	$0,15 \cdot l_y$	-0,125	+0,125	lfd. m/m
Randstütze, Platten- rand parallel zu y	-0,125	+0,125	lfd. m/m	-0,25	0	$0,15 \cdot l_x$
Eckstütze	-0,50	+0,50	lfd. m/m	-0,50	+0,50	lfd. m/m

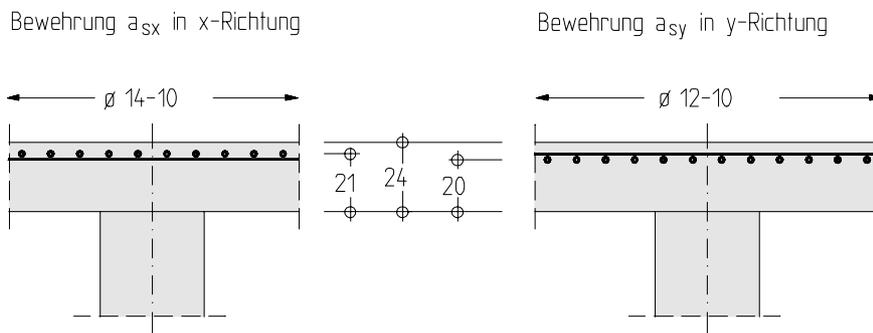


Biegemomente m_{Sdx} und m_{Sdy} in Platten-Stützen-Verbindungen bei ausmittiger Belastung und mitwirkender Plattenbreite zur Ermittlung der aufnehmbaren Biegemomente

Für den Nachweis der Mindestmomente dürfen nur die Bewehrungsstäbe berücksichtigt werden, die außerhalb der kritischen Querschnittsfläche verankert sind.

Beispiel

Für das Innenfeld einer Flachdecke mit einer Stützenlast bzw. aufzunehmenden Querkraft $V_{Sd} = 450 \text{ kN}$ und vorgegebener Biegezugbewehrung soll der Durchstanznachweis geführt werden. Das Beispiel ist ausführlich in [5.80] behandelt (allerdings ohne Berücksichtigung der Auswirkungen, die sich durch die Änderung der DAfStb-Ri [5.10] in der Fassung 04.93 ergeben haben), weitere Hinweise s. dort.



(Feldbewehrung und Durchstanzbewehrung nicht dargestellt)

Baustoffe: C 20/25; S 500

Mindestbewehrung und Mindestmomente

Mindestbewehrung:

Der Biegebewehrungsgrad der zwei Richtungen x und y sollte mindestens 0,5 % betragen.

$$x\text{-Richtung: } \rho_{\text{crit}} = a_{sx} / d_x = 15,39 / 21 = 0,73 \% > 0,5 \% \quad (a_{sx} = 15,39 \text{ cm}^2/\text{m bei } \varnothing 14\text{-}10)$$

$$y\text{-Richtung: } \rho_{\text{crit}} = a_{sy} / d_y = 11,31 / 20 = 0,57 \% > 0,5 \% \quad (a_{sy} = 11,31 \text{ cm}^2/\text{m bei } \varnothing 12\text{-}10)$$

Mindestmomente: (Nachweis nur für die – hier ungünstigere – y -Richtung)

$$m_{Sdy} \geq \eta \cdot V_{Sd} = -0,125 \cdot 450 = -56,3 \text{ kNm/m}$$

$$\eta = -0,125 \text{ für Innenstütze}$$

$$\mu_{Sds} = m_{Sds} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) = 0,0563 / (1,00 \cdot 0,20^2 \cdot 13,33) = 0,1056$$

$$\Rightarrow \omega = 0,1134$$

$$\min a_{sy} = \omega \cdot b \cdot d \cdot (f_{cd} / \sigma_{sd}) = 0,1134 \cdot 100 \cdot 20 \cdot (13,33 / 435) = 6,95 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Die Mindestbewehrung ist auf einer Breite $b_x = 0,3 \cdot l_x$ zu überprüfen.

Nachweis der Tragfähigkeit für Durchstanzen

Bemessungsquerkraft v_{Sd} :

$$v_{Sd} = V_{Sd} \cdot \beta / u$$

$$u = 4 \cdot 0,35 + 2 \cdot 1,5 \cdot 0,205 \cdot \pi = 3,33 \text{ m}$$

$$v_{Sd} = 0,450 \cdot 1,15 / 3,33 = 0,155 \text{ MN/m}$$

Bemessungswiderstand:

$$v_{Rd1} = \tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \cdot \rho_1) \cdot d_m$$

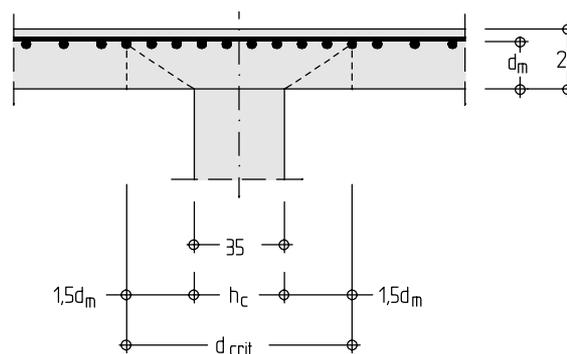
$$\tau_{Rd} = 1,2 \cdot 0,24 = 0,288 \text{ MN/m}^2$$

$$k = 1,6 - 0,205 = 1,395$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}} = \sqrt{0,0073 \cdot 0,0057} = 0,0065$$

$$v_{Rd1} = 0,288 \cdot 1,395 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0,0065) \cdot 0,205 = 0,120 \text{ MN/m} < v_{Sd} = 0,155 \text{ MN/m}$$

\Rightarrow Durchstanzbewehrung erforderlich



Größter Durchstanzwiderstand bei Anordnung von Schubbewehrung:

$$v_{Rd2} = 1,6 \cdot v_{Rd1} = 1,6 \cdot 0,120 = 0,192 \text{ MN/m} > v_{Sd} = 0,155 \text{ MN/m}$$

d. h., Ausführung mit Schubbewehrung möglich

Rechnerischer Durchstanzwiderstand mit Schubbewehrung:

$$v_{Rd3} = v_{Rd1} + 0,5^*) \cdot (\Sigma A_{sw} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha / u)$$

$$\Sigma A_{sw} \geq (v_{Sd} - v_{Rd1}) \cdot u / (0,5 \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha)$$

Schubbewehrung unter 60° geneigte Schrägstäbe, d. h. $\sin \alpha = 0,866$

$$\Sigma A_{sw} = (0,155 - 0,120) \cdot 3,33 / (0,5 \cdot 435 \cdot 0,866) = 6,19 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 6,19 \text{ cm}^2$$

*) Traglastanteil der Durchstanzbewehrung nur 0,5fach.

Zusätzlich ist die Mindestschubbewehrung zu überprüfen.

4.1.5 Grenzzustand der Tragfähigkeit infolge von Tragwerksverformungen (Knicksicherheitsnachweis)

4.1.5.1 Unterscheidung zwischen unverschieblichen und verschieblichen Tragwerken

Rahmenartige Tragwerke gelten als unverschieblich, wenn ihre Nachgiebigkeit gering ist. Dieses gilt

- für hinreichend ausgesteifte Tragsysteme
- für nicht ausgesteifte Tragsysteme, wenn der Einfluß der Knotenverschiebungen vernachlässigbar ist (Auswirkungen $\leq 10\%$).

Die Definition und der rechnerische Nachweis einer Unverschieblichkeit bei ausgesteiften und nicht ausgesteiften Tragsystemen wurden auf S. 5.17ff im Abschn. 3.3 dargestellt; weitere Hinweise s. dort.

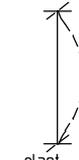
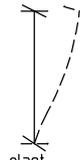
4.1.5.2 Schlankheit λ

Die Schlankheit eines Druckglieds ergibt sich zu

$$\lambda = l_0 / i \quad i = \sqrt{I/A} \quad \text{Flächenträgheitsradius}$$

$$l_0 = \beta \cdot l_{\text{col}} \quad \text{Ersatzlänge (auch „Knick“-Länge)}$$

mit β als Verhältnis der Ersatzlänge zur Stützenlänge l_{col} . In einfachen Fällen gelten für β folgende Werte:

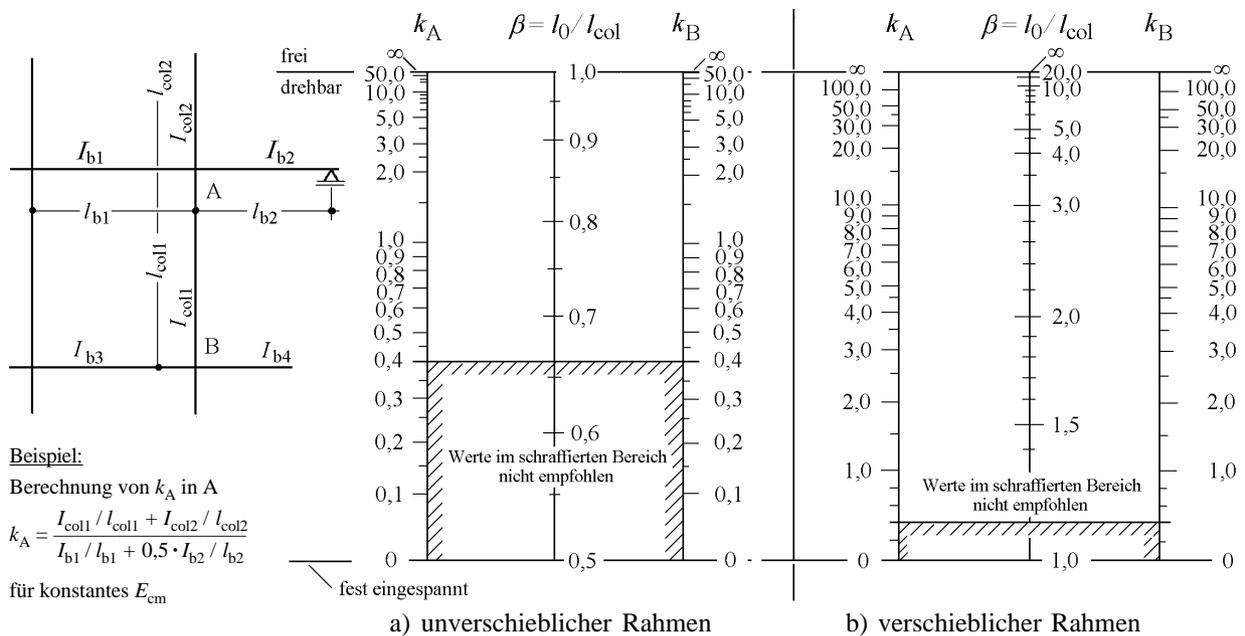
	unverschieblich				verschieblich		
System							
	gelenkig	gelenkig	starr eingesp.	elast. eingesp.	frei	starr eingesp.	elast. eingesp.
	gelenkig	starr eingesp.	starr eingesp.	elast. eingesp.		starr eingesp.	elast. eingesp.
β (theoretisch)	1,0	0,7	0,5	0,5 bis 1,0	2,0	1,0	1,0 bis ∞
β (realistisch)	1,0	0,8	0,66	0,66 bis 1,0	2,2	1,15	1,15 bis ∞

Die „realistischen“ Beiwerte β berücksichtigen eine begrenzte, häufig vorhandene Nachgiebigkeit der Einspannung.

Eine genauere Ermittlung der Ersatzlänge unter Berücksichtigung einer elastischen Endenspannung ist mit nachfolgendem Diagramm möglich (EC2, Bild 4.27). Hierbei werden die Einspanngrade k_A und k_B bestimmt aus

$$k_A \text{ (oder } k_B) = \frac{\sum E_{\text{cm}} \cdot I_{\text{col}} / l_{\text{col}}}{\sum E_{\text{cm}} \cdot \alpha \cdot I_b / l_{\text{eff}}}$$

E_{cm} Elastizitätsmodul des Betons
 I_{col}, I_b Flächenmoment 2. Grades der Stütze bzw. des Balkens
 $l_{\text{col}}, l_{\text{eff}}$ wirksame Stützenlänge bzw. Stützweite des Balkens
 α Beiwert zur Berücksichtigung der Einspannung am abliegenden Ende des Balkens
 $\alpha = 1,0$ bei elast. od. starrer Einspannung
 $\alpha = 0,5$ bei frei drehbarer Lagerung
 $\alpha = 0$ bei Kragbalken



Für verschiebliche Rahmen sind die vereinfachten Verfahren nur bei regelmäßigen Rahmen bis zu einer mittleren Schlankheit $\lambda_m = 50$ bzw. $\lambda_m = 20 / \sqrt{v_u}$ (v_u s. nachfolgend) zulässig (EC 2, A 3.5).

4.1.5.3 Vereinfachtes Bemessungsverfahren für Einzeldruckglieder

Einzeldruckglieder können sein (s. EC 2, 4.3.5.3.4 und Bild 4.26)

- einzelstehende Stützen (z. B. Kragstützen)
- schlanke, aussteifende Bauteile, die als Einzeldruckglieder betrachtet werden
- gelenkig oder biegesteif angeschlossene Stützen in einem unverschieblichen Tragwerk.

Abgrenzung zwischen schlanken und gedrunenen Druckgliedern

Verzicht auf eine Untersuchung am verformten System (kein Nachweis der Knicksicherheit), falls Einfluß der Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung gering. Hiervon kann ausgegangen werden, wenn eine der nachfolgenden Bedingungen erfüllt ist:

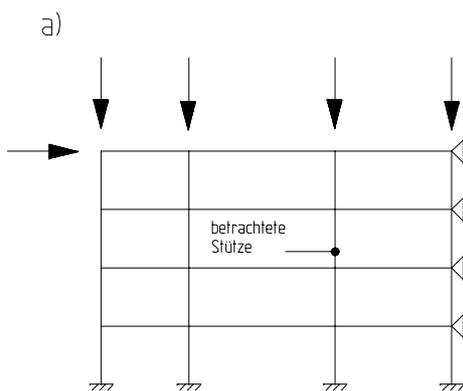
$$\lambda \leq 25 \quad (63.1a)$$

$$\lambda \leq \frac{15}{\sqrt{v_u}} \quad (63.1b) \quad \text{mit} \quad v_u = \frac{N_{Sd}}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (\text{s. auch Darstellung S. 5.18 unten})$$

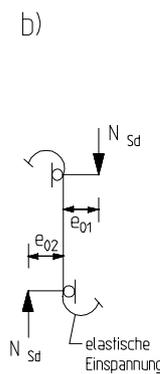
Für Stützen in unverschieblichen Tragwerken, die zwischen den Stützenenden nicht durch Querlasten beansprucht werden, gilt außerdem

$$\lambda \leq 25 \cdot (2 - e_{01}/e_{02}) \quad (63.1c)$$

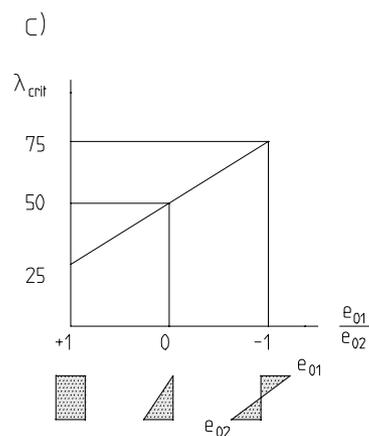
mit $|e_{01}| \leq |e_{02}|$; die Stützenenden sind jedoch mindestens zu bemessen für $N_{Rd} = N_{Sd}$ und $M_{Rd} \geq N_{Sd} \cdot h/20$.



statisches Gesamtsystem



idealisierte Stütze



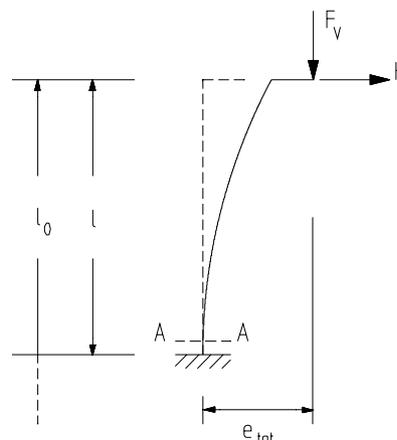
Grenزشlankheit λ_{crit} (s. Gl. (63.1c))

Modellstützenverfahren für $\lambda \leq 140$

Es darf angewendet werden bei

- Schlankheiten $\lambda \leq 140$
- rechteck- oder kreisförmigen und konstanten Querschnitten (Beton und Bewehrung konstant)
- planmäßigen Lastausmitten $e_0 \geq 0,1 \cdot h$

Die Modellstütze ist eine Kragstütze unter der Wirkung von Längskräften und Momenten, wobei am Stützenfuß das maximale Moment auftritt.



Gesamt(bemessungs)-ausmitte im Schnitt A

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

Die zu berücksichtigende Gesamtbemessungsausmitte im Schnitt A beträgt

$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$$

(63.2)

e_0 Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung;

$$e_0 = M_{Sd} / N_{Sd} \quad (\text{s. a. Gl. (64.1a) bis (64.1c)})$$

e_a ungewollte zusätzliche Ausmitte nach Gl. (64.2)

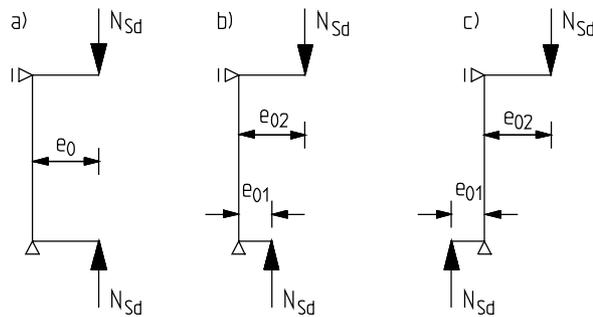
e_2 Lastausmitte nach Theorie II. Ordnung; näherungsweise nach Gl. 64.3 (für Stützen in unverschieblichen Tragwerken darf die Krieचाusmitte vernachlässigt werden; EC 2, A 3.4 (9))

Lastausmitte e_0 allgemein: $\Rightarrow e_0 = M_{Sd} / N_{Sd}$ (64.1a)

für unverschieblich gehaltene Stützen ohne Querlasten (s. nachf. Skizze):

bei $e_{01} = e_{02}$ (Fall a) $\Rightarrow e_0 = e_{01} = e_{02}$ (64.1b)

bei $|e_{01}| \leq |e_{02}|$ (Fall b und c) $\Rightarrow e_0 \geq 0,6 \cdot e_{02} + 0,4 \cdot e_{01}$ (64.1c)
 $\geq 0,4 \cdot e_{02}$
 (e_{01}, e_{02} mit Vorzeichen)



Imperfektionen e_a zusätzliche Lastausmitte $\Rightarrow e_a = v \cdot l_0 / 2$ (64.2)
 mit $v = 1 / (100 \cdot \sqrt{l}) \geq 1/200$ ($l =$ Stützhöhe in m)

Lastausmitte e_2 Ausmitte nach Theorie II. Ordnung $\Rightarrow e_2 = K_1 \cdot 0,1 \cdot l_0^2 \cdot (1/r)$ (64.3)

$K_1 = (\lambda/20) - 0,75$ für $15 \leq \lambda \leq 35$

$K_1 = 1$ für $\lambda > 35$

$1/r$ Stabkrümmung im maßgebenden Schnitt; näherungsweise gilt:

$(1/r) = 2 \cdot K_2 \cdot \epsilon_{yd} / (0,9 \cdot d)$ (64.4)

K_2 Beiwert zur Berücksichtigung der Krümmungsabnahme beim Anstieg der Längsdruckkräfte

$K_2 = (N_{ud} - N_{Sd}) / (N_{ud} - N_{bal}) \leq 1$ (64.5)

N_{Sd} Bemessungswert der einwirkenden Längskraft

N_{ud} Bemessungswert der widerstehenden Längskraft für $M_{Sd} = 0$

$N_{ud} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_s$ (α s. Abschn. 2.2.1; i. allg. $\alpha = 0,85$)

N_{bal} Bemessungswert der widerstehenden Längskraft für $M_{Sd} = M_{max}$

$N_{bal} \approx 0,40 \cdot f_{cd} \cdot A_c$ (für sym. bewehrte Rechteckquerschnitte)

ϵ_{yd} Bemessungswert der Stahldehnung an der Streckgrenze: $\epsilon_{yd} = f_{yd} / E_s$

Beispiel Für die dargestellte, unverschieblich gehaltene Stütze sind die Bemessungsschnittgrößen zu ermitteln. Eine Knickgefahr senkrecht zur dargestellten Ebene wird ausgeschlossen.

Schlankheit $l_0 = \beta \cdot l_{col} = 0,68 \cdot 7,0 = 4,76$ m

eff $\lambda = l_0 / i = 476 / (0,289 \cdot 24) = 69$

lim $\lambda = 25 \cdot (2 - 20/(-40)) = 63 < 69$

\Rightarrow KSNW erforderlich

Gesamtausmitte

$e_{tot} = e_0 + e_a + e_2$

$e_0 = 0,60 \cdot e_{02} + 0,4 \cdot e_{01} \geq 0,4 \cdot e_{02}$
 $= (-0,60 \cdot 40 + 0,40 \cdot 20) / (-550) = 0,029$ m
 $\geq (-0,4 \cdot 40) / (-550) = 0,029$ m

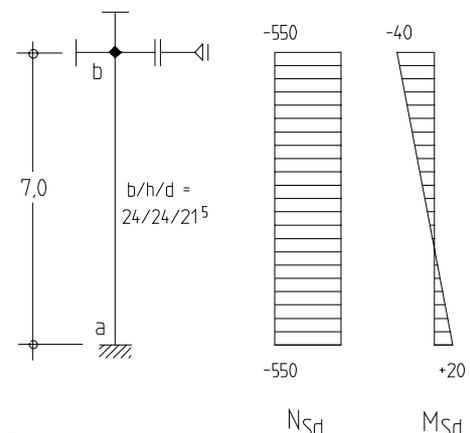
$e_a = v \cdot l_0 / 2 = (1/200) \cdot (4,76/2) = 0,012$ m

$e_2 = K_1 \cdot 0,1 \cdot l_0^2 \cdot (2 \cdot K_2 \cdot \epsilon_{yd} / 0,9 \cdot d)$

$K_2 = 1$ (sichere Seite)

$e_2 = 1 \cdot 0,1 \cdot 4,76^2 \cdot 2 \cdot 1 \cdot 0,0022 / (0,9 \cdot 0,215)$
 $= 0,052$ m

$e_{tot} = 0,029 + 0,012 + 0,052 = 0,093$ m



Einspanngrad:

$k_a = 0,40$

$k_b = 0,70$

$\rightarrow \beta = 0,68$

(s. Pkt. 4.15.2)

Baustoffe: C 20/25; S 500

Bemessungsschnittgrößen:

im kritischen Schnitt: $N_{Sd} = -550$ kN; $M_{Sd} = 0,093 \cdot 550 = 51$ kNm

(Zusätzlich ist eine Bemessung am Stützenkopf bzw. Stützenfuß ohne Zusatzmomente nach Theorie II. Ordnung zu überprüfen.)

4.1.5.4 Stützen, die nach zwei Richtungen ausweichen können

Genauer Nachweis

Für Stützen, die nach zwei Richtungen ausweichen können, ist im allgemeinen ein Nachweis für schiefe Biegung mit Längsdruck zu führen.

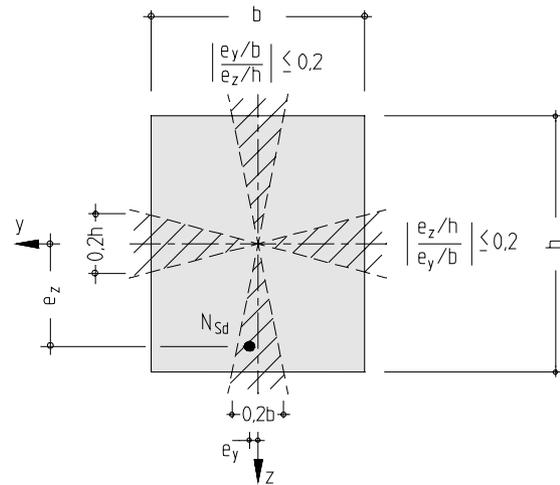
Getrennte Nachweise

Für Druckglieder mit Rechteckquerschnitt sind getrennte Nachweise in Richtung der beiden Hauptachsen y und z zulässig, wenn das Verhältnis der bezogenen Lastausmitten e_y/b und e_z/h eine der nachfolgenden Bedingungen erfüllt:

$$(e_z/h) / (e_y/b) \leq 0,2 \quad \text{oder} \quad (65.1a)$$

$$(e_y/b) / (e_z/h) \leq 0,2 \quad (65.1b)$$

e_y, e_z Lastausmitten in y - bzw. z -Richtung ohne Berücksichtigung der ungewollten Ausmitten e_a



(Der Lastangriff der resultierenden Längskraft N_{Sd} liegt bei Einhaltung der Bedingungen nach Gl. (65.1a) oder (65.1b) innerhalb des schraffierten Bereichs in der Abb. oben.)

Getrennte Nachweise mit reduzierter Breite:

Getrennte Nachweise nach oben genannten Bedingungen sind im Falle $e_z > 0,2 h$ nur dann zulässig, wenn der Nachweis in Richtung der schwächeren Achse y mit einer reduzierten Breite h' geführt wird. Der Wert h' kann unter der Annahme einer linearen Spannungsverteilung nach Zustand I nach folgender Gleichung bestimmt werden:

$$h' = 0,5 \cdot h + h^2 / (12 \cdot e) \leq h \quad (65.2)$$

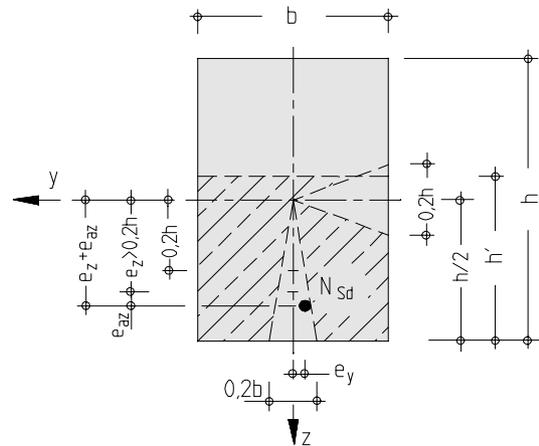
e Ausmitte: $e = e_z + e_{az}$

e_z planmäßige Lastausmitte in z -Richtung

e_{az} ungewollte Lastausmitte in z -Richtung

Gl. (65.2) gilt für Biegung mit Längsdruck, wenn e_z und e_{az} als Absolutwert eingesetzt werden.

Die Bedingungen für getrennte Nachweise mit reduzierter Breite h' sind im Bild rechts dargestellt.

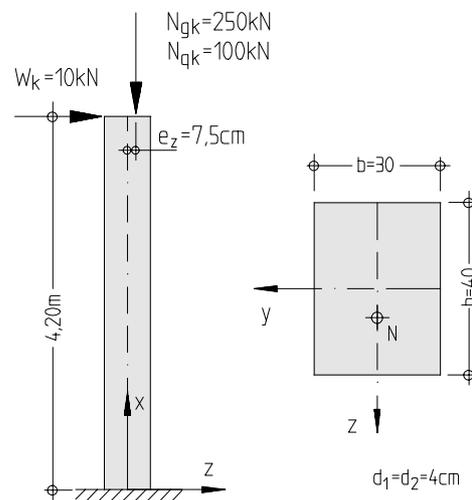


Beispiel

Die dargestellte Fertigteilstütze wird durch eine Horizontallast aus Wind W_k und durch zwei exzentrisch angreifende Längskräfte infolge Eigenlasten N_{gk} und Schneelasten N_{qk} beansprucht; eine Exzentrizität ist nur in z -Richtung vorhanden (s. nebenstehendes Bild). Die Stütze kann in Richtung beider Hauptachsen ausweichen. Gesucht ist der Nachweis der Knicksicherheit.

Baustoffe:

Beton	C 35/45	\Rightarrow	$f_{ck} = 35,0 \text{ MN/m}^2$ $f_{cd} = 23,3 \text{ MN/m}^2$
Betonstahl	S 500	\Rightarrow	$f_{yk} = 500 \text{ MN/m}^2$ $f_{yd} = 435 \text{ MN/m}^2$



Baustoffe: C 35/45; S 500

Schnittgrößen nach Theorie I. Ordnung:

Unter Berücksichtigung der Kombinationsregeln nach Abschn. 2.1.2 und mit den Kombinationsfaktoren $\psi_0 = 0,6$ für Wind und $\psi_0 = 0,7$ für Schnee müssen die nachfolgenden drei Kombinationen untersucht werden (Biegemomente jeweils um y-Achse; Längskräfte absolut dargestellt):

$$\begin{aligned} \text{Komb. 1: } N_{Sd} &= 1,35 \cdot 250 + 1,50 \cdot 100 + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 0 &= 487,5 \text{ kN} \\ M_{Sd} &= 1,35 \cdot 250 \cdot 0,075 + 1,50 \cdot 100 \cdot 0,075 + 1,50 \cdot 0,6 \cdot 10 \cdot 4,20 &= 74,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Komb. 2: } N_{Sd} &= 1,35 \cdot 250 + 1,50 \cdot 0 + 1,50 \cdot 0,7 \cdot 100 &= 442,5 \text{ kN} \\ M_{Sd} &= 1,35 \cdot 250 \cdot 0,075 + 1,50 \cdot 10 \cdot 4,20 + 1,50 \cdot 0,7 \cdot 100 \cdot 0,075 &= 96,2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Falls die Längskräfte aus Eigengewicht und Schnee günstig wirken, ist außerdem zu untersuchen:

$$\begin{aligned} \text{Komb. 3: } N_{Sd} &= 1,00 \cdot 250 + 1,50 \cdot 0 + 0 \cdot 0,7 \cdot 100 &= 250,0 \text{ kN} \\ M_{Sd} &= 1,00 \cdot 250 \cdot 0,075 + 1,50 \cdot 10 \cdot 4,20 + 0 \cdot 0,7 \cdot 100 \cdot 0,075 &= 81,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Der Berechnungsablauf wird im Rahmen dieses Beispiels nur für die Lastfallkombination 2 gezeigt.

Die Stütze kann nach zwei Richtungen knicken. Da $(e_y/b)/(e_z/h) = 0 < 0,2$ ist, dürfen die Nachweise getrennt für beide Richtungen geführt werden.

Knicken in z-Richtung

Nachweisverfahren

$$\begin{aligned} \lambda &= l_0/i = 2 \cdot 4,20/(0,289 \cdot 0,40) = 73 < 140 \\ &\Rightarrow \text{Modellstützenverfahren} \end{aligned}$$

Gesamtausmitte

$$\begin{aligned} e_{\text{tot}} &= e_0 + e_a + e_2 \\ e_0 &= 96,2/442,5 = 0,217 \text{ m} \\ e_a &= (1/200) \cdot (2 \cdot 4,20/2) = 0,021 \text{ m} \\ e_2 &= 1 \cdot 0,1 \cdot 8,4^2 \cdot (2 \cdot 1 \cdot 0,0022)/(0,9 \cdot 0,36) \\ &= 0,096 \text{ m} \\ e_{\text{tot}} &= 0,217 + 0,021 + 0,096 = 0,334 \text{ m} \end{aligned}$$

Kriechausmitte

Die Kriechausmitte e_c wird nach [5.42] ermittelt, auf eine ausführliche Darstellung wird hier verzichtet. Man erhält

$$e_c = 0,011 \text{ m}$$

Da die Kriechausmitte kleiner als 10 % der Ausmitte nach Theorie I. Ordnung ist, darf sie nach EC 2 A 3.4 (8) vernachlässigt werden.

Wirksame Breite b

Eine Reduzierung der Breite b ist nur für den Nachweis um die schwächere Hauptachse (s. rechts) erforderlich.

$$b = 0,30 \text{ m}$$

Bemessung

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= -442,5 \text{ kN} \\ M_{Sd} &= 0,334 \cdot 442,5 = 148 \text{ kNm} \\ v_{Sd} &= -0,4425/(0,30 \cdot 0,40 \cdot 23,3) = -0,158 \\ \mu_{Sd} &= 0,148/(0,30 \cdot 0,40^2 \cdot 23,3) = 0,132 \\ &\Rightarrow \omega_{\text{tot}} = 0,18 \text{ (s. Abschn. 8, Tafel 5b)} \\ A_{s,\text{tot}} &= 0,18 \cdot 40 \cdot 30/(435/23,3) = 11,6 \text{ cm}^2 \\ \text{gew.: } & 2 \text{ } \varnothing 20 \text{ je Seite} \end{aligned}$$

Knicken in y-Richtung

Nachweisverfahren

$$\begin{aligned} \lambda &= l_0/i = 2 \cdot 4,20/(0,289 \cdot 0,30) = 97 < 140 \\ &\Rightarrow \text{Modellstützenverfahren} \end{aligned}$$

Gesamtausmitte

$$\begin{aligned} e_{\text{tot}} &= e_e + e_a + e_2 \\ e_0 &= 0 \\ e_a &= 0,021 \text{ m (wie links)} \\ e_2 &= 1 \cdot 0,1 \cdot 8,4^2 \cdot (2 \cdot 1 \cdot 0,0022)/(0,9 \cdot 0,26) \\ &= 0,133 \text{ m} \\ e_{\text{tot}} &= 0 + 0,021 + 0,133 = 0,154 \text{ m} \end{aligned}$$

Kriechausmitte

Berechnung der Kriechausmitte nach [5.42] mit e_a als Lastausmitte der quasi-ständigen Last. Man erhält

$$e_c = 0,004 \text{ m}$$

In diesem Fall ist die Kriechausmitte zwar größer als 10% der Ausmitte nach Th. I. O., wegen Geringfügigkeit wird sie jedoch vernachlässigt.

Wirksame Breite h'

$$\begin{aligned} e_z &= 96,2/442,5 = 0,217 \text{ m} > 0,2 \cdot 0,40 = 0,08 \text{ m} \\ &\Rightarrow \text{Reduzierung der Breite } h \text{ auf } h' \\ h' &= 0,5 h + h^2/(12 \cdot e) \\ e &= e_z + e_{az} = 0,217 + 0,021 = 0,238 \text{ m} \\ h' &= 0,5 \cdot 0,40 + 0,40^2/(12 \cdot 0,238) = 0,26 \text{ m} \end{aligned}$$

Bemessung

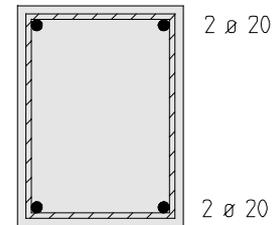
$$\begin{aligned} N_{Sd} &= -442,5 \text{ kN} \\ M_{Sd} &= 0,154 \cdot 442,5 = 68 \text{ kNm} \\ v_{Sd} &= -0,4425/(0,26 \cdot 0,30 \cdot 23,3) = -0,24 \\ \mu_{Sd} &= 0,068/(0,26 \cdot 0,30^2 \cdot 23,3) = 0,125 \\ &\Rightarrow \omega_{\text{tot}} = 0,12 \text{ (s. Abschn. 8, Tafel 5c)} \\ A_{s,\text{tot}} &= 0,12 \cdot 26 \cdot 30/(435/23,3) = 5,0 \text{ cm}^2 \\ \text{gew.: } & 2 \text{ } \varnothing 20 \text{ je Seite} \end{aligned}$$

Hinweis: Zusätzlich ist ggf. eine Regelbemessung für schiefe Biegung mit Achsdruck erforderlich.

Bewehrungsskizze

Hinweis: Nach [5.42] dürfen die Bewehrungsstäbe in beiden Richtungen mit ihren jeweiligen Hebelarmen in Rechnung gestellt werden. Unter dieser Voraussetzung sind damit für beide Richtungen $12,6 \text{ cm}^2$ Bewehrung vorhanden.

$$\text{vorh } A_s = 12,6 \text{ cm}^2 > \text{erf } A_s$$



4.1.5.5 Direkte Bemessung von Stützen mit Bemessungshilfen

Auf der Grundlage des zuvor beschriebenen Modellstützenverfahrens sind Bemessungshilfen entwickelt worden, die die Berechnung der Krümmung nach Abschn. 4.1.5.3, Gl. (64.3) bis (64.5) mathematisch exakt berücksichtigen (s. [5.11]). Die Bemessungshilfen sind als Tafeln 7 (s. Abschn. 8) abgedruckt. Sie gelten für alle Betonfestigkeitsklassen und für Betonstahl S 500. Unterschieden werden *e/h-Nomogramme* und *μ-Nomogramme*, die je nach Beanspruchungsgrad für eine Ablesung alternativ verwendet werden können. Bezüglich der Ausgangsdaten und der Anwendungsgrenzen wird auf [5.11] verwiesen. Die Anwendung der Nomogramme soll an einem Beispiel gezeigt werden.

Beispiel

Als Bemessungsbeispiel wird die im Abschn. 4.1.5.4 behandelte Stütze gewählt. Von den in Frage kommenden Kombinationen wird ebenso wie dort nur die Kombination 2 betrachtet. Außerdem wird nur das maßgebende Knicken in *z*-Richtung betrachtet, Kriechen wird vernachlässigt. Im vorliegenden Fall ist eine Ablesung mit beiden Diagrammen möglich.

Ungewollte Ausmitte

$$e_a = (1/200) \cdot (2 \cdot 4,20/2) = 0,021 \text{ m}$$

Schnittgrößen nach Th. I. O. (unter Berücksichtigung der ungewollten Ausmitte)

$$\begin{aligned} N_{Sd} &= -442,5 \text{ kN} \\ M_{Sd,1} &= 96,2 + 442,5 \cdot 0,021 = 106 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Eingangsparameter

für μ -Nomogramm

$$\begin{aligned} v_{Sd} &= N_{Sd} / (A_c \cdot f_{cd}) \\ &= -0,4425 / (0,30 \cdot 0,40 \cdot 23,3) = -0,158 \\ \mu_{Sd,1} &= M_{Sd,1} / (A_c \cdot h \cdot f_{cd}) \\ &= 0,106 / (0,30 \cdot 0,40^2 \cdot 23,3) = 0,095 \\ l_0/h &= 2 \cdot 4,20 / 0,40 = 21 \end{aligned}$$

für *e/h*-Nomogramm

$$\begin{aligned} v_{Sd} &= N_{Sd} / (A_c \cdot f_{cd}) \\ &= -0,4425 / (0,30 \cdot 0,40 \cdot 23,3) = -0,158 \\ e_1/h &= M_{Sd,1} / (N_{Sd} \cdot h) \\ &= 0,106 / (0,4425 \cdot 0,40) = 0,60 \\ l_0/h &= 2 \cdot 4,20 / 0,40 = 21 \end{aligned}$$

Ablesung

Mit einem bezogenen Randabstand $d_1/h = 0,10$ und gleich großer Bewehrung an zwei gegenüberliegenden Rändern erhält man aus Tafel 7b₁ bzw. 7b₂ (s. Abschn. 8):

$$\begin{aligned} \omega_{\text{tot}} &= 0,18 \\ A_{s,\text{tot}} &= \omega_{\text{tot}} \cdot A_c / (f_{yd} / f_{cd}) = 0,18 \cdot 40 \cdot 30 / 18,6 = 11,6 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

4.1.5.6 Kippen schlanker Träger

Die Kippsicherheit schlanker Stahlbeton- und Spannbetonträger darf als ausreichend angenommen werden, wenn die nachfolgenden Bedingungen erfüllt sind:

$$l_{0t} \leq 35 \cdot b \quad \text{und} \quad (\text{s. DAfStb-Ri. [5.10]; nach EC 2 gilt } l_{0t} < 50 \cdot b) \quad (67.1a)$$

$$h < 2,5 \cdot b \quad (67.1b)$$

mit l_{0t} als Länge des Druckgurts zwischen den seitlichen Abstützungen, h als Gesamthöhe des Trägers und b als Breite des Druckgurts. Falls die Bedingungen der Gl. (67.1) nicht eingehalten sind, muß ein genauerer Nachweis geführt werden.

Die Auflagerung ist so zu bemessen, daß sie mindestens ein Moment

$$T_{Rd} = V_{Sd} \cdot l_{\text{eff}} / 300 \quad (67.2)$$

aufnehmen kann mit l_{eff} als wirksame Stützweite des Trägers in m und V_{Sd} als Bemessungswert der senkrechten Auflagerkraft in kN (EC 2 T 1-3, 4.3.5.7).

4.1.5.7 Grenzzustände der Tragfähigkeit infolge Tragwerksverformungen für unbewehrte Stützen und Wände nach EC 2 T 1-6

Schlankheit von Wänden und Einzeldruckgliedern

Die Schlankheit einer Wand oder eines Einzeldruckglieds ergibt sich aus

$$\lambda = l_0 / i \quad (68.1)$$

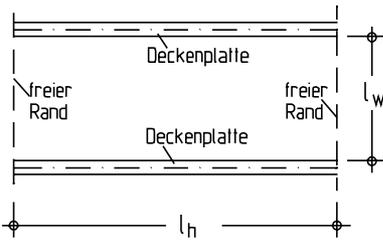
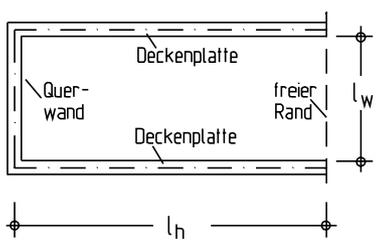
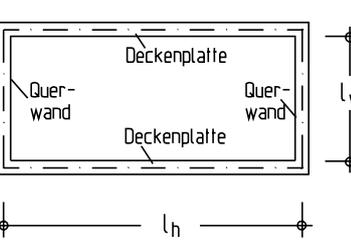
Hierin sind

- i Trägheitsradius
- l_0 Ersatzlänge (Knicklänge);
 $l_0 = \beta \cdot l_w$ mit l_w lichte Höhe (Länge) des Druckglieds
 β von den Lagerungsbedingungen abhängiger Beiwert

Der Beiwert β kann wie folgt angenommen werden:

- (Pendel)-Stütze: $\beta = 1$
- Kragstützen und -wände: $\beta = 2$
- zwei-, drei- und vierseitig gehaltene Wände: β nach nachfolgender Tabelle

Beiwert β (zur Ermittlung der Ersatzlänge)

zweiseitig gehaltene Wand	dreiseitig gehaltene Wand	vierseitig gehaltene Wand	
			
$\beta = 1,0$ *) (für alle Verhältnisse $\frac{l_w}{l_h}$)	$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3 \cdot l_h}\right)^2}$	$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{l_h}\right)^2}$ $l_w \leq l_h$	$\beta = \frac{1}{2 \cdot \left(\frac{l_w}{l_h}\right)}$ $l_w > l_h$

*) Der Beiwert darf bei zweiseitig gehaltenen Wänden auf $\beta = 0,85$ vermindert werden, die am Kopf- und Fußende durch Ortbeton und Bewehrung biegesteif angeschlossen sind, so daß die Randmomente vollständig aufgenommen werden können (gilt nach NAD zu ENV 1992-1-6 [5.62] unabhängig vom Verhältnis l_w/l_h).

Voraussetzungen für die Anwendung der Tabelle:

- Die Wand darf keine Öffnungen aufweisen, deren Höhe $1/3$ der lichten Wandhöhe oder deren Fläche $1/10$ der Wandfläche überschreitet. Andernfalls sollten bei drei- und vierseitig gehaltenen Wänden die zwischen den Öffnungen liegenden Teile als zweiseitig gehalten angesehen und entsprechend bemessen werden.
- Die Quertragfähigkeit darf durch Schlitze oder Aussparungen nicht beeinträchtigt werden (andernfalls sind die β -Werte angemessen zu vergrößern)
- Die Querwände dürfen nur dann als aussteifend angesehen werden, wenn
 - ihre Gesamtdicke den Wert $0,5 h_w$ nicht unterschreitet (mit h_w als Gesamtdicke der aussteiften Wand),
 - sie die gleiche Höhe l_w besitzt wie die ausgesteifte Wand,
 - ihre Länge l_{ht} mindestens $l_w/5$ der lichten Höhe l_w der ausgesteiften Wand beträgt,
 - innerhalb der Länge l_{ht} der Querwand keine Öffnungen vorhanden sind.

Grenzschlankheiten λ

Nach EC 2 T 1-6 sind unbewehrte Stützen stets als schlanke Bauteile zu betrachten. Ein Verzicht auf eine Untersuchung am verformten System (d. h. Vernachlässigung des Einflusses der Zusatzausmitte nach Theorie II. Ordnung) ist jedoch gestattet bei Schlankheiten

$$\lambda \leq 8,6 \text{ bzw. } l_w/h_w \leq 2,5 \quad (68.2)$$

Die größte zulässige Schlankheit für am Einbauort betonierte unbewehrte Wände und unbewehrte (Rechteck-)Stützen beträgt:

$$\lambda \leq 86 \text{ bzw. } l_w/h_w \leq 25 \quad (68.3)$$

Vereinfachtes Bemessungsverfahren für unbewehrte Wände und Einzeldruckglieder

(bei *einachsiger* Lastausmitte; für unbewehrte Druckglieder mit zweiachsiger Lastausmitte enthält ENV 1992-1-6 keine konkreten Hinweise)

Die aufnehmbare Längskraft $N_{Rd,\lambda}$ von schlanken Stützen oder Wänden kann ermittelt werden aus

$$N_{Rd,\lambda} = -b \cdot h_w \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot \Phi$$

$$\Phi = 1,14 \cdot (1 - 2e_{tot}/h_w) - 0,020 \cdot l_0/h_w \quad \text{mit } 0 \leq \Phi \leq 1 - 2e_{tot}/h_w$$

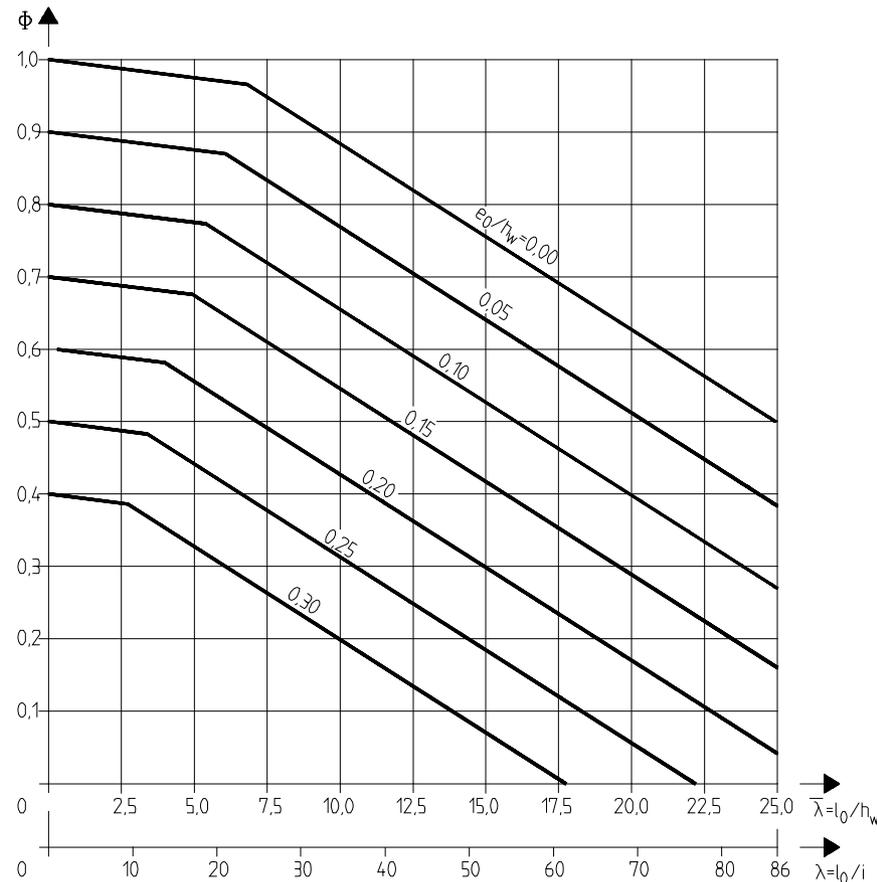
$$e_{tot} = e_0 + e_a + e_\varphi$$

Φ Traglastfunktion zur Berücksichtigung der Auswirkungen nach Theorie II. Ordnung auf die Tragfähigkeit von Druckgliedern unverschieblicher Tragwerke (Diagramm zur Ermittlung von Φ s. nachfolgend)

e_0 Lastausmitte nach Theorie I. Ordnung unter Berücksichtigung von Momenten infolge einer Einspannung in anschließende Decken, infolge von Wind etc.

e_a ungewollte Lastausmitte; näherungsweise darf hierfür angenommen werden $e_a = l_0/400$

e_φ Ausmitte infolge Kriechens; sie darf in der Regel vernachlässigt werden.



Traglastfunktion Φ
(für Rechteckquerschnitte)

Hinweis:

Die ungewollte Ausmitte e_a ist durchgängig, d. h. von $\lambda = 0$ bis $\lambda = 86$, berücksichtigt (mit $e_a = l_0/400$).

Beispiel (vgl. a. S. 5.46)

Unbewehrte Betonstütze mit Rechteckquerschnitt $b/h_w = 30/40$ cm und exzentrisch angreifender Druckkraft aus Eigenlast $N_{Gk} = -250$ kN und Verkehrslast $N_{Qk} = -140$ kN. Die Stütze soll nur in der dargestellten Ebene ausweichen können.

Baustoffe: Beton C 20/25

Einwirkende Längsdruckkraft N_{Sd}

$$N_{Sd} = -0,548 \text{ MN (vgl. S. 5.46)}$$

Schlankheit

$$\lambda_{eff} = l_0 / i = \beta \cdot l_w / i = 1,0 \cdot 3,00 / (0,289 \cdot 0,40) = 26 < \lambda_{lim} = 86$$

Wegen $\lambda_{eff} > 8,6$ sind jedoch Ausmitten nach Th. II. O. zu berücksichtigen.

Aufnehmbare Längsdruckkraft $N_{Rd,\lambda}$

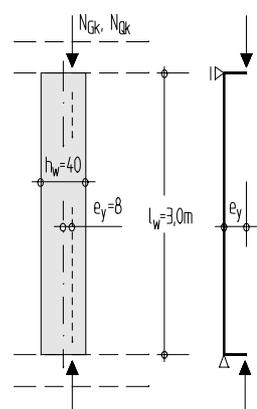
$$N_{Rd,\lambda} = -b \cdot h_w \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot \Phi$$

$$\Phi \approx 0,49 \text{ (s. Abb. oben für } \lambda = 26 \text{ bzw. } l_0/h_w = 7,5 \text{ und } e_0/h_w = 0,20)$$

$$N_{Rd,\lambda} = -0,30 \cdot 0,40 \cdot 0,85 \cdot (20/1,8) \cdot 0,49 = -0,555 \text{ MN}$$

Nachweis der Tragfähigkeit

$$|N_{Sd}| = 548 \text{ kN} < |N_{Rd,\lambda}| = 555 \text{ kN} \rightarrow \text{Die Tragfähigkeit ist ohne Bewehrung gegeben.}$$



4.2 Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit

4.2.1 Begrenzung der Spannungen

4.2.1.1 Grundlagen

Durch große *Betondruckspannungen* im Gebrauchszustand entstehen Querkzugspannungen in der Betondruckzone, die zu Rissen parallel zu der vorhandenen Längsbewehrung führen können. Durch diese Rißbildung wird die Dauerhaftigkeit von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen beeinträchtigt. Außerdem führen Betondruckspannungen unter den quasi-ständigen Einwirkungen, die etwa 45 % der charakteristischen Betonfestigkeit überschreiten, zu einer erhöhten Kriechverformung, bei der nicht mehr von einem proportionalen Zusammenhang zwischen den elastischen und den kriechbedingten Verformungen ausgegangen werden kann.

Stahlspannungen unter Gebrauchslasten oberhalb der Streckgrenze führen im allgemeinen zu großen und ständig offenen Rissen im Beton. Die Dauerhaftigkeit wird dadurch nachteilig beeinflusst.

4.2.1.2 Nachweisform

Einhaltung von Bemessungs- und Konstruktionsregeln

Zu große Betondruckspannungen und Stahlzugspannungen werden vermieden, wenn als Bemessungs- und Konstruktionsregeln eingehalten werden (EC 2, 4.4.1.2):

- Die Bemessung für den Grenzzustand der Tragfähigkeit erfolgt nach EC 2, Abschnitt 4.3 (s. Abschn. 4.1 dieses Beitrags).
- Die Mindestbewehrung nach EC 2, Abschnitt 4.4.2.2 ist eingehalten (s. Abschn. 4.2.2.2).
- Die bauliche Durchbildung ist nach EC 2, Abschnitt 5 erfolgt (s. Abschn. 5).
- Die nach der Elastizitätstheorie ermittelten Schnittgrößen werden im Grenzzustand der Tragfähigkeit um nicht mehr als 30 % umgelagert (s. Abschn. 3.5).

In diesem Falle dürfen die nachfolgend angegebenen Spannungen als eingehalten angesehen werden.

Rechnerischer Nachweis der Spannungen

Wenn die genannten Regeln nicht eingehalten werden, sind nach EC 2, 4.4.1 die Betondruck- und Stahlzugspannungen zu begrenzen.

Betondruckspannungen *):

$$\text{seltene Einwirkungskombination in den Umweltklassen 3 und 4: } \sigma_c \leq 0,60 \cdot f_{ck} \quad (70.1a)$$

$$\text{quasi-ständige Kombination: } \sigma_c \leq 0,45 \cdot f_{ck} \quad (70.1b)$$

Bei biegebeanspruchten Stahlbetonbauteilen sollte der Nachweis nach Gl. (70.1b) geführt werden, falls das Verhältnis Spannweite zur Nutzhöhe 85 % des Wertes nach EC 2, 4.4.3.2 (s. Abschn. 4.2.3.2) überschreitet.

Betonstahlspannungen:

$$\text{seltene Kombination bei Last- und Zwangeinwirkungen } \sigma_s \leq 0,80 \cdot f_{yk} \quad (70.2a)$$

$$\text{reine Zwangeinwirkungen } \sigma_s \leq 1,00 \cdot f_{yk} \quad (70.2b)$$

Spannstahlspannungen:

$$\text{seltene Kombination (nach Abzug der Spannkraftverluste) } \sigma_s \leq 0,75 \cdot f_{pk} \quad (70.3)$$

Die **Schnittgrößenermittlung** erfolgt in der Regel linear-elastisch mit den Querschnittswerten des Zustandes I; eine Rißbildung muß berücksichtigt werden bei deutlich ungünstigem Einfluß (ggf. unter Berücksichtigung von Zwangeinwirkungen), andernfalls darf sie berücksichtigt werden (s. a. Abschn. 3.5.1).

Die **Spannungsermittlung** sollte im gerissenen Zustand (s. Abschn. 4.2.1.3) erfolgen, wenn die im ungerissenen Zustand berechneten Zugspannungen unter den seltenen Einwirkungen (ggf. unter Berücksichtigung von Zwangeinwirkungen aus Kriechen, Schwinden, Temperatur etc.) die Betonzugspannungen f_{ctm} überschreiten. Langzeiteinflüsse sind zu berücksichtigen, wenn der Anteil der quasi-ständigen Einwirkungen mehr als 50 % der Gesamtlast beträgt; zur Berücksichtigung der Langzeiteinflüsse darf dann ein Verhältnis der *E*-Moduli $\alpha_e = E_s / E_c = 15$ angenommen werden.

*) Für die Anforderungen an die Dauerhaftigkeit von Spannbetonbauteilen können andere Anforderungen gelten; ggf. ist eine vollständige Überdrückung des Querschnitts erforderlich (s. Abschn. 4.2.2).

4.2.1.3 Spannungsermittlung bewehrter Stahlbetonquerschnitte im Gebrauchszustand

Für die Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden häufig die Stahlspannungen der Biegezugbewehrung benötigt. In den Fällen, wo keine allzu große Genauigkeit gefordert ist, können die Stahlspannungen im gerissenen Zustand genügend genau mit dem Hebelarm z der inneren Kräfte aus dem Tragfähigkeitsnachweis ermittelt werden. Es gilt:

$$\sigma_{s1} \approx \left(\frac{M_s}{z} + N \right) \cdot \frac{1}{A_{s1}}$$

wobei M_s und N die auf die Biegezugbewehrung A_{s1} bezogenen Schnittgrößen in der maßgebenden Belastungskombination sind.

Für eine genauere Berechnung der Längsspannungen im Zustand II von *Stahlbetonbauteilen mit Rechteckquerschnitt* können die nachfolgenden Gleichungen verwendet werden (s. z. B. [5.33]). Plattenbalken ohne oder mit Druckbewehrung s. [5.33] u. a.

Spannungsnachweis bei reiner Biegung

Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung

$$\begin{aligned} |\sigma_c| &= \frac{2M}{b \cdot x \cdot z} & x &= \frac{\alpha_e \cdot A_{s1}}{b} \cdot \left(-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{\alpha_e \cdot A_{s1}}} \right) \\ \sigma_{s1} &= \frac{M}{z \cdot A_{s1}} = |\sigma_c| \cdot \frac{\alpha_e \cdot (d-x)}{x} & z &= d - \frac{x}{3} \end{aligned}$$

(Beispiel zur Anwendung s. Abschn. 4.2.3)

Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung

$$\begin{aligned} |\sigma_c| &= \frac{M}{\frac{b \cdot x}{6} \cdot (3d-x) + \alpha_e \cdot A_{s2} \cdot (d-d_2) \cdot \frac{x-d_2}{x}} \\ \sigma_{s1} &= |\sigma_c| \cdot \frac{\alpha_e \cdot (d-x)}{x} & x &= -\frac{\alpha_e \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} + \sqrt{\left(\frac{\alpha_e \cdot (A_{s1} + A_{s2})}{b} \right)^2 + \frac{2\alpha_e}{b} (A_{s1} \cdot d + A_{s2} \cdot d_2)} \end{aligned}$$

Spannungsnachweis bei Biegung mit Längskraft

Ein geschlossener Ansatz führt zu einer kubischen Gleichung. Zur Vereinfachung wird deshalb folgende Iteration empfohlen (eine direkte Lösung ist z. B. mit Hilfe von Diagrammen in [5.33] möglich).

In obigen Gleichungen wird A_{s1} durch den vom Biegemoment M_s allein verursachten Bewehrungsanteil A_{sM} (s. u.) und M durch das auf die Zugbewehrung bezogene Moment M_s ersetzt.

$$A_{sM} = A_{s1} - (N/\sigma_{s1})$$

Die noch unbekannt Stahlspannung σ_{s1} muß zunächst geschätzt werden und wird so lange iterativ verbessert, bis eine ausreichende Übereinstimmung erreicht ist.

Beispiel

Gegeben ist ein Rahmenriegel mit Rechteckquerschnitt ($b/h/d = 30/60/55$ cm) und mit einer Biegezugbewehrung von $A_{s1} = 22,0$ cm². Für die Schnittgrößen $M = 300$ kNm und $N = -100$ kN (Druck) des Gebrauchszustandes und einem Verhältnis der E -Moduli von Stahl zu Beton $\alpha_e = 15$ sollen die Betondruck- und Stahlzugspannungen ermittelt werden.

Zunächst wird die noch unbekannt Stahlspannung geschätzt.

Stahlspannung σ_{s1}	$\sigma_{s1} = 275$ MN/m ² = 27,5 kN/cm ² (Die geschätzte Stahlspannung ist noch zu überprüfen.)
Bewehrungsanteil A_{sM}	$A_{sM} = A_{s1} - (N/\sigma_{s1}) = 22,0 - (-100/27,5) = 25,6$ cm ²
Moment M_s	$M_s = M - N \cdot z_s = 300 - (-100) \cdot 0,25 = 325$ kNm
Druckzonenhöhe x	$x = 15 \cdot (25,6/30) \cdot [-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot 30 \cdot 55 / (15 \cdot 25,6)}] = 26,8$ cm
Hebelarm z	$z = d - (x/3) = 55 - 26,8/3 = 46,1$ cm
Stahlspannung σ_{s1}	$\sigma_{s1} = M_s / (A_{sM} \cdot z) = 325 / (25,6 \cdot 0,461) = 27,5$ kN/cm ² \equiv 27,5 kN/cm ² [bzw. $\sigma_{s1} = M_s / (A_{s1} \cdot z) + N / A_{s1} = 325 / (22,0 \cdot 0,461) - 100 / 22,0 = 27,5$ kN/cm ²] → die Stahlspannung σ_{s1} wurde also richtig geschätzt (s. o.)
Betonspannung σ_c	$\sigma_c = 2M_s / (b \cdot x \cdot z) = 2 \cdot 325 / (0,30 \cdot 26,8 \cdot 46,1) = 1,75$ kN/cm ² = 17,5 MN/m ²

4.2.2 Begrenzung der Rißbreiten

4.2.2.1 Grundsätzliches

Aus Gründen des Korrosionsschutzes der Bewehrung gelten als zulässige Rißbreiten die in der Tabelle angegebenen Werte (in mm). In besonderen Anwendungsfällen kann eine weitergehende Beschränkung der Rißbreiten erforderlich sein (z. B. Wasserundurchlässigkeit).

Umweltklasse	1	2	3	4	5
Stahlbeton – quasi-ständige Lastkomb.	-	0,3	0,3	0,3	besondere Maßnahmen
Spannbeton sofortiger Verbund	0,2	Dekompression ¹⁾			
Spannbeton nachträglicher Verbund	0,2	0,2	Dekompression ¹⁾ od. Beschichtung und 0,2		
¹⁾ Dekompression bedeutet, daß unter der häufigen Lastkombination alle Teile des Spannglieds wenigstens 25 mm innerhalb des gedrückten Betons liegen.					

Die Begrenzung der Rißbreite auf zul. Werte wird erreicht durch eine *Mindestbewehrung*, die ein Fließen der Bewehrung verhindert, und durch eine geeignete Wahl von *Durchmessern* und *Abständen* der Bewehrung.

4.2.2.2 Mindestbewehrung

Bei Stahlbetonbauteilen wird der erforderliche Mindestquerschnitt aus Gl. (72.1) bestimmt:

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s \quad (72.1)$$

A_{ct} Betonquerschnitt in der Zugzone unmittelbar vor der Rißbildung

σ_s zulässige Spannung in der Bewehrung unmittelbar nach der Rißbildung; es gilt $\sigma_s \leq f_{yk}$

$f_{ct,eff}$ Zugfestigkeit des Betons beim Auftreten der Risse. Die Zugfestigkeit kann in Abhängigkeit von der Festigkeitsklasse bestimmt werden, die beim Auftreten der Risse zu erwarten ist. Wenn der maßgebende Zwang z. B. aus dem Abfließen der Hydratationswärme entsteht, kann dies nach den ersten 3 bis 5 Tagen der Fall sein. Wenn die Rißbildung jedoch nicht mit Sicherheit innerhalb der ersten 28 Tagen festgelegt werden kann, wird die Zugfestigkeit für die entsprechende Betonfestigkeitsklasse bestimmt, kleinere Zugfestigkeiten als 3 N/mm² sind dann nicht zulässig. (Werte für f_{ct} s. S. 5.9.)

k_c Faktor zur Berücksichtigung der Spannungsverteilung im Querschnitt

$k_c = 1,0$ bei reinem Zug; $k_c = 0,4$ bei reiner Biegung

k Faktor zur Berücksichtigung einer nichtlinearen Spannungsverteilung

– $k = 1,0$ bei Zugspannungen infolge äußerer Zwangsverformung (z. B. Setzung)

– $k = 0,8$ bei Zugspannungen infolge inneren Zwangs generell

Rechteckquerschnitte: $k = 0,8$ für $h \leq 30$ cm, $k = 0,5$ für $h \geq 80$ cm

– $k = 0,5 \dots 1,0$ bei Querschnittsteilen, die von der Hauptzugbewehrung entfernt liegen (z. B. abliegende Querschnittsteile, Stege von hohen Querschnitten)

Der Nachweis der Rißbreite erfolgt stets über den Grenzdurchmesser $\lim d_s$ (s. Abschn. 4.2.2.3, Tabelle), wobei die Tabellenwerte für $f_{ctm} < 2,5$ N/mm² im Verhältnis $f_{ctm}/2,5$ herabgesetzt werden müssen (eine Erhöhung von $\lim d_s$ für $f_{ctm} > 2,5$ N/mm² sollte nur bei einem genaueren Nachweis über die Rißgleichung nach EC 2, 4.4.2.4 erfolgen; s. [5.11]).

Für *vorgespannte Bauteile* gilt die Mindestbewehrung A_s nach Gl. (72.1) mit folgenden k_c -Werten:

– Kastenträger $k_c = 0,4$ für Stege

$k_c = 0,8$ für Zuggurte

– Rechteckquerschnitt $k_c = 0$

Querschnitt verbleibt unter der seltenen Lastkombination und unter den maßgebenden charakteristischen Werten der Vorspannung und der Längskräfte vollständig unter Druck

Querschnitt reißt unter der Lastkombination, die zum Erstriß führt, unter Berücksichtigung des charakteristischen Werts der Vorspannung maximal bis $h/2$ oder 50 cm auf.

$k_c = 0 \dots 0,4$ In allen anderen Fällen darf der Wert zwischen 0,4 bei reiner Biegung und 0 interpoliert werden.

Spannglieder dürfen unter Berücksichtigung des unterschiedlichen Verbundverhaltens innerhalb eines sie umgebenden Quadrats von 30 cm Seitenlänge auf die Mindestbewehrung angerechnet werden. Weitere Hinweise mit Berechnungsbeispielen s. [5.12].

Die Mindestbewehrung kann vermindert werden oder entfallen, wenn die Zwangsschnittgröße die Rißschnittgröße nicht erreicht oder Zwangsschnittgrößen nicht auftreten können. Die Mindestbewehrung muß dann für die nachgewiesene Zwangsschnittgröße angeordnet werden. Für vorgespannte Bauteile ist jedoch nach DAfStb-Ri. [5.10] die Mindestbewehrung stets für $f_{ct,eff}$ auszulegen.

4.2.2.3 Rißbreitenbegrenzung durch Einhaltung von Konstruktionsregeln

Ein Begrenzung der Rißbreite ist im allgemeinen in folgenden Fällen nicht gefordert bzw. kann weniger streng gehandhabt werden, wenn das auch aus anderen Gründen annehmbar ist:

- Stahlbetonbauteile nach Umweltklasse 1
- biegebeanspruchte Vollplatten ohne wesentlichen zentrischen Zug mit $h \leq 20$ cm

Begrenzung von Rissen infolge von Biegung und Längskraft

Eine Begrenzung der Rißbreite auf die im Abschn. 4.2.2.1 genannten Werte erfolgt durch Einhaltung des Grenzdurchmessers $\lim d_s$ oder des Grenzabstandes $\lim s_1$ (letzteres *nur* bei Lastbeanspruchung):

$$\text{– bei Zwangbeanspruchung} \quad d_s \leq \lim d_s = \lim d_s^* \cdot \frac{f_{ctm}}{2,5} \cdot \frac{h^*}{10 \cdot (h-d)} \geq \lim d_s^* \cdot \frac{f_{ctm}}{2,5} \quad (73.1)$$

$$\text{– bei Lastbeanspruchung} \quad \text{oder} \quad d_s \leq \lim d_s = \lim d_s^* \cdot \frac{h^*}{10 \cdot (h-d)} \geq \lim d_s^* \quad (73.2a)$$

$$s_1 \leq \lim s_1 \quad (73.2b)$$

In Gl. (73.1) und (73.2a) ist bei Stahlbetonbauteilen i. allg. $h^* = h$, bei Vollquerschnitten vorgespannter Bauteile oder von Bauteilen mit Drucklängskräften jedoch $h^* = 2 \cdot (h-x)$ zu setzen (s. [5.11]). Bei Gurten von gegliederten Querschnitten wird empfohlen, den Faktor $h^*/[10 \cdot (h-d)]$ zu 1 zu wählen (vgl. [5.12]).

Grenzdurchmesser $\lim d_s^*$ in mm für Betonrippenstähle

Stahlspannung σ_s in N/mm ²	160	200	240	280	320	360	400	450
Stahlbeton; $w_k = 0,3$ mm $\lim d_s^*$ in mm	32	25	20	16	12	10	8	6
Spannbeton; $w_k = 0,2$ mm $\lim d_s^*$ in mm	25	16	12	8	6	5	4	-
$w_k = 0,15$ mm ¹⁾ $\lim d_s^*$ in mm	16	12	8	5	4	-	-	-

Grenzstababstände $\lim s_1$ in mm für Betonrippenstähle

Stahlspannung σ_s in N/mm ²	160	200	240	280	320	360
Stahlbeton, reine Biegung; $w_k = 0,3$ mm $\lim s_1$ in mm	300	250	200	150	100	50
Stahlbeton, reiner Zug; $w_k = 0,3$ mm $\lim s_1$ in mm	200	150	125	75	-	-
Spannbeton, Biegung; $w_k = 0,2$ mm $\lim s_1$ in mm	200	150	100	50	-	-
reine Biegung; $w_k = 0,15$ mm ¹⁾ $\lim s_1$ in mm	150	100	50	-	-	-
reiner Zug; $w_k = 0,15$ mm ¹⁾ $\lim s_1$ in mm	75	50	-	-	-	-

¹⁾ Für eine weitergehende Rißbreitenbegrenzung in besonderen Fällen aus [5.11]; weitere Einzelheiten s. dort.

Für die Ermittlung der *Stahlspannung* σ_s gilt als maßgebende Lastkombination (s. Abschn. 2.1.3)

- allgemein, für Stahlbeton → die quasi-ständige Lastfallkombination
- allgemein, für Spannbeton → die häufige Lf-Komb. mit den maßg. charakt. Werten der Vorspannung
- bei überwiegendem Zwang → die in Abschn. 4.2.2.2, Gl. (72.1) gewählte Stahlspannung.

Balken mit einer Bauhöhe $\geq 1,0$ m sollten eine zusätzliche Steglängsbewehrung innerhalb der Zugzonenhöhe erhalten, die nach Abschn. 4.2.2.2, Gl. (72.1) mit $k=0,5$ und $\sigma_s = f_{yk}$ zu bemessen ist. Durchmesser $\lim d_s$ und Abstand $\lim s_1$ dieser Bewehrung können nach obenstehenden Tabellen gewählt werden, wobei reiner Zug und als Stahlspannung 50 % des Werts der Hauptbewehrung anzunehmen sind (EC 2, 4.4.2.3 (4)).

Rißbreitenbegrenzung infolge von Schub

Zur Begrenzung von Schrägrissen sind nach EC 2, 4.4.2.3 (5) die in der Tabelle angegebenen Bügelabstände zu wählen. Nach DAfStb-Ri. [5.10] gelten jedoch die Anforderungen grundsätzlich als erfüllt, wenn die Bügelabstände und der Mindestbügelbewehrungsgrad nach Abschn. 5.4.2.2 eingehalten sind.

Bügelabstände $\lim s_w$

$(V_{Sd} - 3 \cdot V_{cd}) / (\rho_w \cdot b_w \cdot d)$ in N/mm ²	50	75	100	150	200
Bügelabstände $\lim s_w$ in mm	300	200	150	100	50

Für $3 \cdot V_{cd} > V_{Sd}$ ist ein Nachweis entbehrlich.

V_{Sd} Bemessungswert der aufzunehmenden Querkraft im Grenzzustand der Tragfähigkeit

$V_{cd} = V_{Rd1}$ Bemessungswert der ohne Schubbewehrung aufnehmbaren Querkraft (s. Abschn. 4.1.2.2)

$\rho_w = \frac{(A_{sw}/s_w)}{(b_w \cdot \sin \alpha)}$ $\frac{(A_{sw}/s_w)}{b_w}$ Querschnittsfläche der Schubbewehrung bezogen auf den Abstand s_w
 Stegbreite bzw. kleinste Breite innerhalb der Nutzhöhe
 α Neigung der Schubbewehrung; bei senkrechten Bügeln ist $\alpha = 90^\circ$

Beispiel 1

Stützwand nach Abb. (s. Beispiel 2), im jungen Betonalter infolge abfließender Hydratationswärme durch das verformungsbehindernde Fundament auf zentrischen Zwang beansprucht.

Horizontale Mindestbewehrung:

$$\min A_s = k_c \cdot k \cdot f_{ct,eff} \cdot A_{ct} / \sigma_s$$

$$k_c = 1,0 \quad (\text{zentrischer Zwang})$$

$$k = 0,8 \quad (\text{Zwang wird durch das Bauteil selbst hervorgerufen.})$$

$f_{ct,eff}$ Rißbildung im jungen Betonalter, wirksame Betonfestigkeit entspräche etwa C 16/20

$$\Rightarrow f_{ctm} = 1,9 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{Mittelwert der Betonzugfestigkeit nach [5.11]; s. Abschn. 2.2.1.1, Tab.})$$

$$A_{ct} = 0,25 \cdot 1,00 = 0,25 \text{ m}^2 / \text{m}$$

$$\sigma_s = 280 \text{ MN/m}^2 \quad (\text{gewählt; } \sigma_s < f_{yk})$$

$$\min A_s = 1,0 \cdot 0,8 \cdot 1,9 \cdot 0,25 / 280 = 13,6 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{m} = 13,6 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$\text{gew.: } 2 \text{ } \varnothing 12/15 \quad (= 15,1 \text{ cm}^2 / \text{m})$$

Nachweis des gewählten Durchmessers:

$$\lim d_s = \lim d_s^* \cdot (f_{ctm} / 2,5)$$

$$= 16 \cdot (1,9 / 2,5) = 12 \text{ mm} = \text{vorh } d_s$$

(s. Gl. (73.1); für $h / [10(h-d)] < 1$ und $f_{ctm} < 2,5 \text{ N/mm}^2$)

(s. Abschn. 4.2.2.3, Tab.)

Beispiel 2

Für die erdseitige, lotrechte Biegezugbewehrung der skizzierten Stützwand ist der Nachweis zur Beschränkung der Rißbreite zu führen. Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit wurde mit den angegebenen Schnittgrößen – Längskräfte z. B. aus Eigenlast der Wand etc. seien vernachlässigbar – die dargestellte vertikale Bewehrung ermittelt.

Quasi-ständiger Lastanteil ($\psi_2 = 0,5$)

$$M_{q-s} = 1,0 \cdot M_{g,k} + 0,5 \cdot M_{q,k}$$

$$= 1,0 \cdot 40 + 0,5 \cdot 16 = 48 \text{ kNm/m}$$

Stahlspannung

$$\sigma_{sd} = M_{q-s} / (z \cdot a_s)$$

(Die Stahlspannung wird näherungsweise mit dem Hebelarm z aus dem Tragfähigkeitsnachweis ermittelt; es ist $z \approx 0,19 \text{ m}$.)

$$\sigma_{sd} = 48 \cdot 10^{-3} / (0,19 \cdot 10,1 \cdot 10^{-4}) = 250 \text{ MN/m}^2$$

Nachweis entweder: a) $\lim d_s = \lim d_s^* \cdot h / [10(h-d)] = 19 \cdot 1 = 19 \text{ mm} > \text{vorh } d_s = 16 \text{ mm}$

$$\sigma_{sd} = 250 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow \lim d_s^* = 19 \text{ mm}$$

$$h / [10(h-d)] = 25 / [10(25-20,5)] = 0,56 < 1$$

oder: b) $\sigma_{sd} = 250 \text{ MN/m}^2 \Rightarrow \lim s_1 \approx 19 \text{ cm} < \text{vorh } s_1 = 20 \text{ cm}$ (nicht erfüllt)

\Rightarrow Nachweis ist durch Einhaltung der Bedingung a) erbracht, weitere Nachweise erübrigen sich.

Beispiel 3

Für die erforderliche Schubbewehrung des Beispiels in Abschn. 4.1.2.3 – erf $a_{s,bü} = 13,4 \text{ cm}^2 / \text{m}$ (s. Beispiel „Standardverfahren“) – sind Bügel zu wählen.

$$\text{gew.: Bü } \varnothing 10/11^5 \quad (\text{vorh } a_{s,bü} = 13,7 \text{ cm}^2 / \text{m} ; 2\text{schnittige Bügel})$$

Nachweis nach DAfStb-Ri. [5.10] durch Einhaltung der Konstruktionsregeln des Abschn. 5.4.2.2:

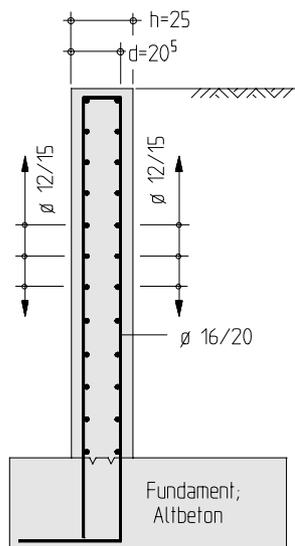
$$\text{Mindestschubbewehrung} \quad \text{vorh } \rho_w = 13,7 \cdot 10^{-4} / 0,30 = 0,0046 > \min \rho_w = 0,0011 \quad (\text{s. Abschn. 5.4.2.2})$$

$$\text{Abstände der Bügel} \quad \text{vorh } s_w = 11,5 \text{ cm} < \lim s_w \leq 0,6 d = 0,6 \cdot 55 = 33 \text{ cm} \quad (\text{s. Abschn. 5.4.2.2})$$

$$\leq 30 \text{ cm} \quad (\text{maßgebend})$$

$$(\lim s_w \text{ für } V_{Sd} / V_{Rd2} = 0,349 / 0,787 = 0,44 < 0,67)$$

(Hinweis: Der Nachweis nach S. 5.73, Tab. unten wäre erst bei Bügelabständen von etwa 6 cm erfüllt.)



Baustoffe
C30/37; S 500

Schnittgrößen
 $M_{gk} = 40 \text{ kNm/m}$
 $M_{qk} = 16 \text{ kNm/m}$

Tragfähigkeitsnachweis
erf $a_s = 9,3 \text{ cm}^2 / \text{m}$
gew.: $\varnothing 16/20$
($= 10,1 \text{ cm}^2 / \text{m}$)

(Fundamentbewehrung
nicht dargestellt)

Allgemeiner Hinweis zur Bewehrungsführung

Falls die vertikale Bewehrung gestoßen wird, sollte wegen $d_s = 16 \text{ mm}$ die Querbewehrung außen angeordnet werden (s. Abschn. 5.2.4).

4.2.3 Begrenzung der Verformungen

4.2.3.1 Grundlegende Betrachtungen

Die Verformungen eines Tragwerkes müssen so begrenzt werden, daß sie die ordnungsgemäße Funktion und das Erscheinungsbild nicht beeinträchtigen. EC 2 empfiehlt in Abhängigkeit von der Stützweite l_{eff} unter dem quasi-ständigen Lastanteil die Einhaltung nachfolgender Durchbiegung f :

$$\text{allgemein} \quad f \leq l_{\text{eff}}/250 \quad (75.1a)$$

$$\text{in Hinblick auf Ausbauten (z. B. Trennwände)} \quad f \leq l_{\text{eff}}/500 \quad (75.1b)$$

Der Nachweis dieser Grenzwerte kann erfolgen

- durch eine Begrenzung der Biegeschlankheit (Einhaltung von Konstruktionsregeln; s. Abschn. 4.2.3.2)
- durch eine genauere Berechnung der Verformungen unter Berücksichtigung des nichtlinearen Materialverhaltens und des zeitabhängigen Betonverhaltens.

Falls die geforderten Grenzwerte nicht eingehalten werden, können die Durchbiegungen zum Teil durch Überhöhung der Schalung ausgeglichen werden; die Überhöhung darf jedoch den Wert $l_{\text{eff}}/250$ nicht überschreiten.

4.2.3.2 Nachweis der Verformungen durch Anwendung von Konstruktionsregeln

Beim vereinfachten Nachweis wird durch die Einhaltung von Bauteilschlankheiten l_{eff}/d sichergestellt, daß keine übermäßigen Verformungen auftreten. Der vereinfachte Nachweis gilt bei Stahlbetonbalken und -platten in Gebäuden für die o. g. Grenzwerte, der Nachweis erfolgt für den *häufigen* Lastanteil.

Grundwerte der zulässigen Biegeschlankheiten (l_{eff}/d)¹⁾

(für auf Biegung ohne Längsdruck beanspruchte Stahlbetonbauteile; EC 2, Tab. 4.14)

Statisches System	l_{eff}/d *)	
	hoch ($\rho = 1,5 \%$)	niedrig ($\rho = 0,5 \%$)
Frei drehbar gelagerter Einfeldträger, frei drehbar gelagerte Einfeldplatte	18	25
Endfeld eines Durchlaufträgers, Endfeld einer einachsig gespannten Platte oder einer zweiachsig gespannten, über die längere Seite durchlaufenden Platte	23	32
Innenfeld eines Balkens oder einer Platte	25	35
Flachdecken	21	30
Kragträger (bei starrer Einspannung)	7	10

*) l_{eff} bezieht sich bei zweiachsig gespannten Platten auf die kürzere, bei Flachdecken aber auf die größere Spannweite.

Als Basiswert gilt der in der Tabelle in Abhängigkeit vom statischen System und dem Beanspruchungs- bzw. dem Bewehrungsgrad festgelegte Bezugswert l_{eff}/d ; er wird unterschieden nach gering beanspruchten Bauteilen (Bewehrungsgrad $\rho = 0,5 \%$; im allgemeinen bei Platten) und hoch beanspruchten (Bewehrungsgrad $\rho = 1,5 \%$). Zwischenwerte dürfen linear interpoliert werden.

Die Tabellenwerte müssen bzw. dürfen unter folgenden Voraussetzungen mit Korrekturbeiwerten k multipliziert werden (gegebenenfalls kommen mehrere gleichzeitig in Frage):

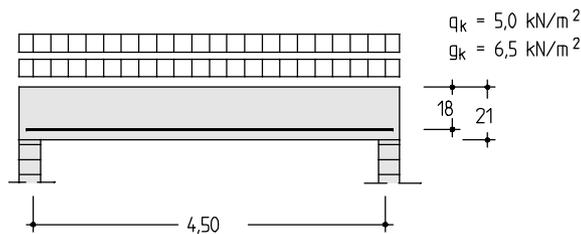
- $k = 0,8$ Plattenbalken mit einem Verhältnis $b_{\text{eff}}/b_w > 3$
- $k = 7,0/l_{\text{eff}}$ Bauteil mit Ausnahme von Flachdecken bei Spannweiten $l_{\text{eff}} > 7$ m und verformungsempfindlichen Trennwänden (l_{eff} in m)
- $k = 8,5/l_{\text{eff}}$ Flachdecken, bei denen die größere Spannweite 8,50 m überschreitet (l_{eff} in m)
- $k = 250/\sigma_s$ Stahlspannung unter der häufigen Last $\sigma_s \neq 250$ N/mm² (der Tabelle liegt eine Stahlspannung unter häufigen Lasten von 250 N/mm² zugrunde); näherungsweise gilt auch:

$$k = \frac{250}{\sigma_s} \approx \frac{400}{f_{yk}} \cdot \frac{A_{s,\text{prov}}}{A_{s,\text{req}}} \quad \begin{array}{l} A_{s,\text{req}} \text{ erforderliche Zugbewehrung} \\ A_{s,\text{prov}} \text{ vorhandene Zugbewehrung} \end{array}$$

¹⁾ Die Grundwerte der Biegeschlankheit (l_{eff}/d) gelten in erster Linie für „regelmäßige“ Systeme und sind bei Systemen mit sehr unterschiedlichen Stützweiten, bei dreiseitig gelagerten Platten, bei Kragträgern mit elastischer Einspannung etc. nur bedingt anwendbar. Hinweise für „unregelmäßige“ Systeme sind z. B. in [5.15] enthalten, wobei jedoch die darin gemachten Angaben sich auf die Ersatzstützweite l_i eines frei drehbar gelagerten Einfeldträgers beziehen.

Beispiel

Für eine Einfeldplatte eines Versammlungsraums unter Eigenlast und Nutzlast ist die Durchbiegung nachzuweisen. Es gelten die in der Abb. gemachten Angaben (Fortsetzung des Beispiels von S. 5.43 und 5.49).



Baustoffe
C 20/25; S 500

aus Biegebemessung:
 $z = 0,169 \text{ m}$
 $A_s = 5,57 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\rho = A_s / (b \cdot d) = 0,31 \%$

Moment unter dem **häufigen** Lastenteil (Kombinationsbeiwert für die Nutzlast: $\psi_1 = 0,8$; s. Abschn. 2.1):

$$M_h = 0,125 \cdot (g_k + \psi_1 \cdot q_k) \cdot l^2 = 0,125 \cdot (6,5 + 0,8 \cdot 5,0) \cdot 4,5^2 = 26,6 \text{ kNm/m}$$

Stahlspannung

Die Spannungsermittlung erfolgt im Gebrauchszustand; die nachfolgend wiedergegebenen Gleichungen gelten für reine Biegung und für einfach bewehrte Rechteckquerschnitte (s. Abschn. 4.2.1.3).

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z)$$

$$z = d - x/3$$

$$x = \alpha_e \cdot (A_s / b) \cdot [-1 + \sqrt{1 + 2bd / (\alpha_e \cdot A_s)}] \quad \alpha_e = E_s / E_c = 15 \quad (\text{EC 2, 4.4.1.2})$$

$$x = 15 \cdot (5,57 \cdot 10^{-4} / 1,0) \cdot [-1 + \sqrt{1 + 2 \cdot 1,0 \cdot 0,18 / (15 \cdot 5,57 \cdot 10^{-4})}] = 0,0471 \text{ m}$$

$$z = d - x/3 = 0,18 - 0,0471/3 = 0,164 \text{ m} \quad (\text{der Wert ist nahezu identisch mit } z \text{ aus dem Tragfähigkeitsnachweis; s. o.)}$$

$$\sigma_s = 0,0266 / (5,57 \cdot 10^{-4} \cdot 0,164) = 291 \text{ MN/m}^2$$

Damit ergibt sich

aus Tabelle	Ablesewert 25	(für $\rho \leq 0,5 \%$)
Korrekturwert	$k = 250 / \sigma_s = 250 / 291 = 0,86$	(für $\sigma_s \neq 250 \text{ N/mm}^2$)

$$\Rightarrow \text{erf } l_{\text{eff}}/d = k \cdot 25 = 0,86 \cdot 25 = 22 < \text{vorh } l_{\text{eff}}/d = 450 / 18 = 25$$

Nachweis *nicht* erfüllt!

Zur Erfüllung des Nachweises sind prinzipiell drei Lösungen möglich:

- Die Abmessungen werden vergrößert.
- Die Bewehrung wird erhöht.
- Durch eine genauere Berechnung wird die Durchbiegung zahlenmäßig bestimmt (s. Beispiel in [5.79]) und mit den zulässigen Werten verglichen; ggf. wird die Schalung überhöht (s. Abschn. 4.2.3.1).

Im Rahmen dieses Beispiels wird die Bewehrung auf $A_s = 6,40 \text{ cm}^2/\text{m}$ erhöht, die Betonabmessungen werden unverändert beibehalten. Hiermit wird der zuvor gezeigte Berechnungsgang erneut durchgeführt, und man erhält im einzelnen

$$\sigma_s = M / (A_s \cdot z)$$

$$z = d - x/3$$

$$x = 0,050 \text{ m}$$

$$z = 0,18 - 0,050/3 = 0,163 \text{ m}$$

$$\sigma_s = 0,0266 / (6,40 \cdot 10^{-4} \cdot 0,163) = 255 \text{ MN/m}^2$$

Damit ergibt sich

aus Tabelle	Ablesewert 25	(für $\rho \leq 0,5 \%$)
Korrekturwert	$k = 250 / \sigma_s = 250 / 255 = 0,98$	(für $\sigma_s \neq 250 \text{ N/mm}^2$)

$$\Rightarrow \text{erf } l_{\text{eff}}/d = k \cdot 25 = 0,98 \cdot 25 \approx 25 = \text{vorh } l_{\text{eff}}/d = 450 / 18 = 25$$

Damit ist der Nachweis erfüllt. Es werden jedoch mehr als 85 % des zulässigen Wertes l_{eff}/d ausgenutzt; dann ist nachzuweisen, daß die Betondruckspannung unter der *quasi-ständigen* Last den Wert $0,45 \cdot f_{\text{ck}}$ nicht überschreitet (EC 2, 4.4.1.1; s. Abschn. 4.2.1).

Moment unter **quasi-ständiger** Last (Kombinationsbeiwert für die Nutzlast: $\psi_2 = 0,5$)

$$M_{q-s} = 0,125 \cdot (6,5 + 0,5 \cdot 5,0) \cdot 4,5^2 = 22,78 \text{ kNm/m}$$

Betonspannungen im Gebrauchszustand

$$\sigma_c = 2 \cdot M_{q-s} / (b \cdot x \cdot z) < 0,45 \cdot f_{\text{ck}}$$

$$\sigma_c = 2 \cdot 22,78 \cdot 10^{-3} / (1,0 \cdot 0,050 \cdot 0,163) = 5,6 \text{ MN/m}^2 < 0,45 \cdot 20 = 9,0 \text{ MN/m}^2$$

4.3 Bemessung von Verbindungen (EC 2 T 1-3)

Allgemeines

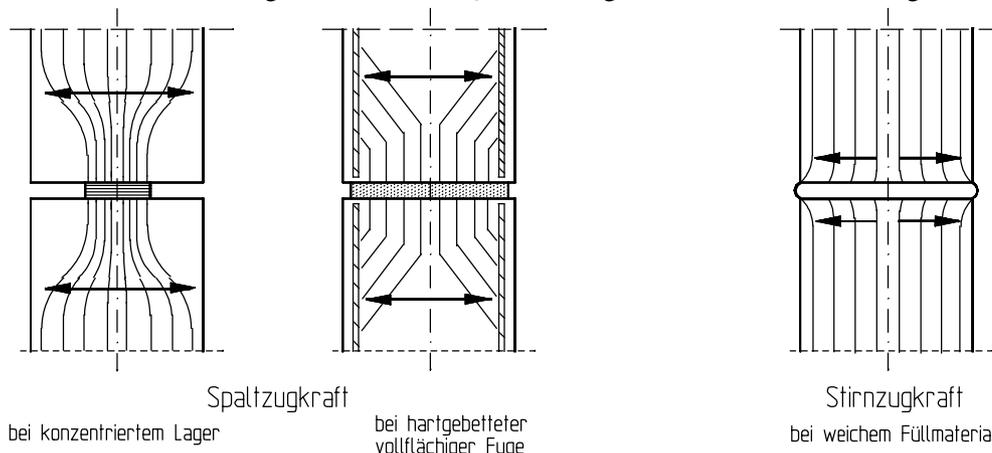
Verbindungen müssen so bemessen werden, daß sie allen Einwirkungen widerstehen und alle Verformungen aufnehmen können. Dabei ist der Einfluß von Imperfektionen zu beachten. Verbindungen müssen unter Beachtung von Toleranzen, Anforderungen der Montage, einfacher Ausführbarkeit und einfacher Überprüfbarkeit geplant werden. Die Widerstandsfähigkeit und die Festigkeit der Verbindungen kann durch Berechnung oder durch Versuch nachgewiesen werden.

4.3.1 Druckfugen

Druckfugen sind mittigem Druck oder Druck mit kleiner Ausmitte ausgesetzt. Bei Lagerfugen mit Mörtel, Beton oder härtenden Polymeren als Füllmaterial dürfen während der Erhärtung des Füllmaterials keine relativen Bewegungen zwischen den verbundenen Flächen auftreten. Trockene Fugen sollten nur verwendet werden, wenn sie mit der erforderliche Qualität ausgeführt werden und die mittlere Betondruckspannung auf $0,4 f_{ck}$ begrenzt wird.

Druckfugen können zu beträchtlichen Querspannungen führen. Zu unterscheiden ist:

- hartes Fugenmaterial: Eine harte Lagerung liegt dann vor, wenn der Elastizitätsmodul des Fugenmaterials wenigstens 70 % des E-Moduls der angrenzenden Bauteile beträgt. Eine harte Lagerung bildet auch eine vollflächig mit Zementmörtel gefüllte Fuge (s. [5.61]).
Bei harter Lagerung treten Querspannungen als Spaltzugkräfte in den benachbarten Bauteilen auf (s. Abb.), die durch eine entsprechende Bewehrung aufzunehmen sind.
- weiches Fugenmaterial: Bei einer weichen Lagerung ist der Elastizitätsmodul deutlich geringer als der der angrenzenden Bauteile.
Querspannungen treten als Stirnzugkräfte auf (s. Abb.) und müssen durch eine entsprechende Bewehrung in den benachbarten Bauteilen und ggf. in der Fuge – sofern ihre Querdehnung nicht behindert ist – aufgenommen werden.



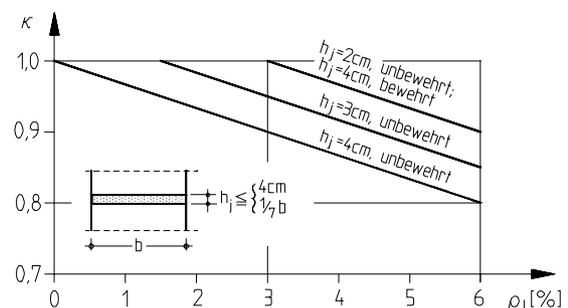
Die Tragfähigkeit von Druckfugen sollte anhand anerkannter Berechnungsmodelle oder durch Versuche ermittelt werden. Für die Ermittlung der Tragfähigkeit vollflächiger Druckfugen und der erforderlichen Bewehrung zur Aufnahme der Querspannungen in den benachbarten Bauteilen dürfen nach DAfStb-Ri. [5.61] die Nachweisverfahren aus [5.65] und [5.68] verwendet werden.

Die Tragfähigkeit stumpfgestößener Stahlbetonfertigteilstützen [5.65] wird bei zentrisch belasteten Stützenstößen ermittelt aus

$$N_{Rd} = \kappa (A_c \cdot \alpha f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})$$

mit $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \leq 400 \text{ MN/m}^2$ (wegen $|\epsilon_c| \leq 2 \text{ ‰}$ bei zentrischem Druck) und $\alpha = 0,85$ („Dauerlastfaktor“).

Der Abminderungsfaktor κ wird in Abhängigkeit des Bewehrungsgrades der Stütze und der Fugendicke bestimmt (s. nebenstehende Abbildung). Auf die in den angrenzenden Bauteilen erforderliche Querspannbewehrung wird hingewiesen (weitere Hinweise s. [5.63]).



Bei gleichzeitiger Wirkung von Längs- und Querkraft in der Fuge darf letztere vernachlässigt werden, wenn die Querkraft $V_{Sd} < 0,1 N_{Sd}$ ist.

4.3.2 Schubfugen

Schubfugen sind in Abschn. 4.1.2.6 behandelt; weitere Einzellheit s. dort.

4.3.3 Lager, Lagerungsbereiche

Die Funktion von Lagern muß sichergestellt sein. Horizontalkräfte am Lager (durch Kriechen, Schwinden, Temperatureinflüsse etc. der Bauteile verursacht) sowie Herstellungstoleranzen sind zu berücksichtigen.

Für die Lagerungsbereiche sind „Bauteile mit Umlagerungsmöglichkeiten“ – z. B. Fertigplatten mit Fugenvergüß mit einer möglichen Querabtragung der Lasten – und „Einzelbauteile“ wie z. B. Unterzüge, Dachbinder, die keine Umlagerungsmöglichkeiten aufweisen, zu unterscheiden [5.63].

Bei *Bauteilen mit Umlagerungsmöglichkeiten* ergibt sich der Nennwert der Auflagertiefe a eines Auflagers zu

$$a = a_1 + \sqrt{a_2^2 + \Delta a_2^2 + a_3^2 + \Delta a_3^2}$$

mit a_1 Grundwert der Auflagertiefe; $a_1 = F_{Sd,sup} / (b_1 \cdot \sigma_{Rd}) \geq 40$ mm

$F_{Sd,sup}$ Bemessungswert der Auflagerkraft

b_1 Grundwert der Auflagerbreite

(Für $b_1 > 600$ mm muß die Verteilung der Auflagerpressungen genauer überprüft werden; näherungsweise darf b_1 zur Berechnung von a_1 jedoch auf 600 mm begrenzt werden unter der Annahme einer gleichmäßig verteilten Pressung.)

σ_{Rd} Bemessungswert der aufnehmbaren Lagerpressungen

$\sigma_{Rd} \leq 0,40 f_{cd}$ bei trockenen Fugen (vgl. S. 5.77)

$\sigma_{Rd} \leq 0,85 f_{cd}$ } in anderen Fällen (bei Teilflächenbelastung s. a. Abschn. 5.4.6)

$\sigma_{Rd} \leq f_{cd,Lager}$ }

a_2 erforderlicher Überstand vom äußeren Rand des unterstützenden Bauteils (s. Tab. u. Skizze unten)

a_3 erforderlicher Überstand vom äußeren Rand des unterstützten Bauteils (s. Tabelle u. Skizze unten)

Δa_2 Vorhaltemaß zur Berücksichtigung von Maßtoleranzen des unterstützenden Bauteils

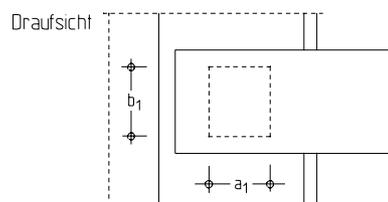
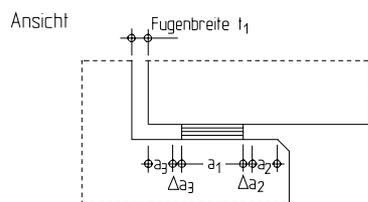
$\Delta a_2 \geq 15$ mm für Auflagerung auf Stahl oder Fertigteilen

$\Delta a_2 \geq 20$ mm für Auflagerung auf Ortbeton oder Mauerwerk

Δa_3 Vorhaltemaß zur Berücksichtigung von Maßtoleranzen des unterstützten Bauteils

$\Delta a_3 \geq l_n / 2500$ mit l_n als lichter Abstand zwischen den Auflagern in mm

Bei *Einzelbauteilen* sollte der Nennwert der Auflagertiefe a eines Auflagers um 20 mm größer sein als bei Bauteilen mit Umlagerungsmöglichkeiten. Ebenso muß bei verschieblichen Lagern und bei horizontaler Halterung eines Trägers außerhalb der Lagerebene die Auflagertiefe angemessen vergrößert werden.



Abstand a_2 von der Außenkante des stützenden Bauteils, der als nicht wirksam angesehen wird

Baustoff des unterstützenden Bauteils	Lagerpressung $\sigma_{Sd} > 0,4 f_{cd}$		Lagerpressung $\sigma_{Sd} \leq 0,4 f_{cd}$
	Linienlager (Decken)	Einzellager (Balken)	
Stahl	0 mm	5 mm	0 mm
Unbewehrter Beton	25 mm *)	35 mm	0 mm
Mauerwerk	25 mm	35 mm	25 mm
Stahlbeton	$\geq \text{nom } c$ an der Außenkante des Auflagers	35 mm	0 mm
Stahlbeton mit vertikalen Bewehrungsschlaufen mit $d_s > 12$ mm	35 mm ¹⁾	nom c plus Biegeradius plus Durchmesser der Schlaufe ¹⁾	0 mm

*) alternativ: $a_2 = 100 \cdot (\sigma_{Sd} / f_{cd} - 0,4)$ [mm] mit $0 < a_2 \leq 25$ mm

Abstand a_3 von der Außenkante des gestützten Bauteils, der als nicht wirksam angesehen wird

Art der baulichen Durchbildung	Lagerpressung $\sigma_{Sd} > 0,4 f_{cd}$		Lagerpressung $\sigma_{Sd} \leq 0,4 f_{cd}$
	Linienlager (Decken)	Einzellager (Balken)	
gerade Stäbe, horiz. Schlaufe od. vertikale Schlaufe mit $d_s \leq 12$ mm direkt am Bauteilende	10 mm	15 mm	oder Betondeckung am Ende (größerer Wert maßgebend)
Spannglieder oder gerade Stäbe, die am Bauteilende ungeschützt sind	0	15 mm	0
vertikale Schlaufenbewehrung mit $d_s > 12$ mm	Betondeckung am Ende plus Biegeradius ¹⁾	15 mm ¹⁾	0

1) Werte entsprechen den Angaben in DIN V ENV 1992-1-3. Es sei jedoch darauf hingewiesen, daß in anderen Fassungen und in der Literatur die Werte teilweise oder vollständig mit denen der jeweils benachbarten Spalte vertauscht sind.

Mindestmaß der Betondeckung $\min c$ zur Sicherung des Verbundes

(EC 2, 4.1.3.3; vgl. [5.12])

Stahlbeton			$\min c \geq d_s$ bzw. d_n ¹⁾	d_s Stabdurchmesser d_n Vergleichsdurchmesser
Spannbeton	sofortiger Verbund	allgemein	$\min c \geq 2 d_s$	
		gerippte Drähte	$\min c \geq 3 d_s$	
	nachträglicher Verbund		$\min c \geq d_{\text{duct}}$ ¹⁾	d_{duct} Hüllrohraußendurchmesser
1) Falls Größtkorndurchmesser des Betonzuschlags $d_g > 32$ mm: $\min c \geq d_{s/n/duct} + 5$ mm				

Eine Vergrößerung des Mindestmaßes der Betondeckung $\min c$ ist grundsätzlich dann erforderlich, wenn der Beton gegen unebene Oberflächen geschüttet wird; hierfür gilt beispielsweise

- Schüttung des Betons direkt gegen das Erdreich $\min c \geq 75$ mm
- Schüttung des Betons auf vorbereitetem Untergrund (einschl. Unterbeton) $\min c \geq 40$ mm

Bei Oberflächen mit architektonischer Gestaltung (strukturierte Oberflächen, Waschbeton u. a.) ist ebenfalls eine erhöhte Betondeckung erforderlich.

Nennmaß der Betondeckung $\text{nom } c$

Das Nennmaß $\text{nom } c$ ist der statischen Berechnung zugrunde zu legen und muß auf den Bewehrungszeichnungen angegeben werden. Es ergibt sich durch Vergrößerung der Mindestbetondeckung um ein Vorhaltemaß Δh :

$$\text{nom } c = \min c + \Delta h$$

Vorhaltemaß	bei Fertigteilen	$0 \text{ mm} \leq \Delta h \leq 5 \text{ mm}$ ¹⁾
	bei Ortbetonkonstruktionen	$5 \text{ mm} \leq \Delta h \leq 10 \text{ mm}$ ¹⁾

1) Vorhaltemaße $\Delta h < 10$ mm sind nach DAfStb-Ri [5.10] nur zulässig, falls beim Verlegen die besonderen Maßnahmen nach DIN 1045 (7.88), Abschnitt 13.2.1 (4), getroffen werden.

Hinweis: Die angegebenen erforderlichen Betondeckungen können für den Brandschutz unzureichend sein. Die hierfür geforderten Betondeckungen werden gesondert festgelegt. Gegenwärtig gilt DIN 4102 Teil 4 (DAfStb-Ri. [5.10]).

5.1.2 Stababstände

Gegenseitiger lichter Stababstand s_n paralleler Einzelstäbe (EC 2, 5.2.1.1 und 5.3.3)

Betonstahl	allgemein		$s_n \geq \begin{cases} d_s \\ 20 \text{ mm} \end{cases}$
	Größtkorndurchmesser $d_g > 32$ mm		$s_n \geq d_g + 5$ mm
Spannstahl	sofortiger Verbund	horizontal	$s_{nh} \geq \begin{cases} d_s \\ 20 \text{ mm} \\ d_g + 5 \text{ mm} \end{cases}$
		vertikal	$s_{nv} \geq \begin{cases} d_s \\ 10 \text{ mm} \\ d_g \end{cases}$
	nachträglicher Verbund	horizontal	$s_{nh} \geq \begin{cases} d_{\text{duct}} \\ 40 \text{ mm} \end{cases}$
		vertikal	$s_{nv} \geq \begin{cases} d_{\text{duct}} \\ 50 \text{ mm} \end{cases}$

5.2 Betonstahl

5.2.1 Krümmungen

Mindestwerte der Biegerollendurchmesser d_{br} ; allgemein

Betonstahl	Haken, Winkelhaken, Schlaufen		Schrägstäbe, andere Krümmungen von Stäben		
	Stabdurchmesser d_s < 20 mm	≥ 20 mm	Mindestmaße der Betondeckung min c (rechtwinklig zur Krümmungsebene)		
			> 10 cm und > 7 d_s	> 5 cm und > 3 d_s	≤ 5 cm und $\leq 3 d_s$
glatt S 220	2,5 d_s	5,0 d_s	10 d_s	10 d_s	15 d_s
gerippt S 400, S 500	4,0 d_s	7,0 d_s	10 d_s	15 d_s	20 d_s

Mindestwerte der Biegerollendurchmesser d_{br} ; geschweißte Bewehrung und Betonstahlmatten

- Abstand zwischen Krümmungsbeginn und Schweißstelle $\geq 4 d_s$ $\Rightarrow d_{br}$ nach Tabelle oben
- Abstand zwischen Krümmungsbeginn und Schweißstelle $< 4 d_s$ oder Schweißung innerhalb des Biegebereichs $\Rightarrow d_{br} \geq 20 d_s$

Beim Hin- und Zurückbiegen ist zusätzlich DIN 1045, 18.3.3 zu beachten (s. DAfStb-Ri [5.10]).

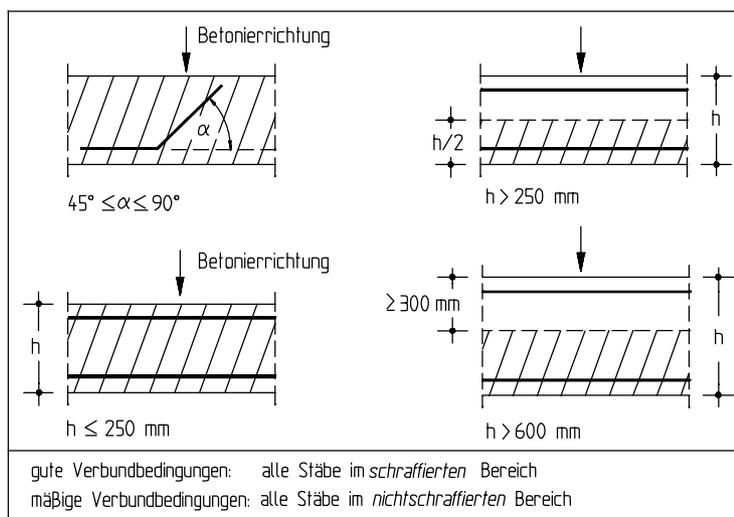
5.2.2 Verbund und Grundmaß der Verankerungslängen

Verbundbedingungen

Guter Verbund gilt für alle Stäbe

- mit Neigungen $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$
- in Bauteilen mit $h \leq 250$ mm
- in anderen Bauteilen, falls
 - Stäbe in unterer Querschnittshälfte oder
 - ≥ 300 mm von Oberkante entfernt liegen
- in liegend gefertigten Fertigteilen mit $h \leq 400$ mm, soweit sie mit Außenrüttlern verdichtet werden.

Mäßiger Verbund gilt für alle übrigen Stäbe, ebenso für alle Stäbe von Bauteilen, die im Gleitbauverfahren hergestellt werden [5.10].



Bemessungswert der Verbundspannung $f_{bd}^{1)}$ (in N/mm^2); Werte beinhalten $\gamma_c = 1,5$

Verbund	Oberfläche des Betonstahls	charakteristische Werte der Betonfestigkeit f_{ck}								
		12	16	20	25	30	35	40	45	≥ 50
guter Verbund	glatt	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
	gerippt; $d_s \leq 32$ mm	1,6	2,0	2,3	2,7	3,0	3,4	3,7	4,0	4,3
mäßiger Verbund		70 % der Werte des guten Verbunds								

¹⁾ Bei Querdruck p senkrecht zur Spaltebene dürfen die f_{bd} -Werte erhöht werden (nicht jedoch für die Verankerungslänge am Endauflager) mit dem Faktor $1/(1-0,04 \cdot p) \leq 1,4$ (p mittlerer Querdruck in N/mm^2). Für Fertigteile gilt zudem, daß die f_{bd} -Werte um 40 % erhöht werden dürfen, wenn die Betondeckung der Bewehrung $\geq 10d_s$, erheblicher Seitendruck oder eine ausreichende Umschnürung mit Bewehrung vorhanden ist.

Grundmaß der Verankerungslänge l_b

$$l_b = (d_s / 4) \cdot (f_{yd} / f_{bd}) \quad (81)$$

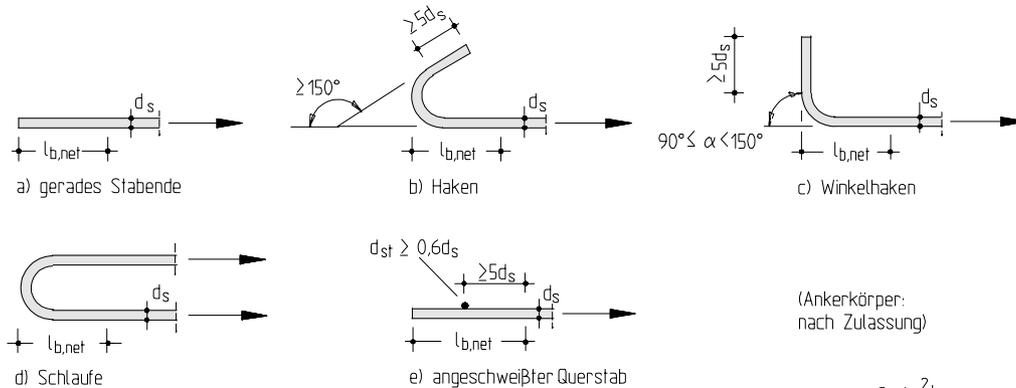
f_{bd} Bemessungswert der Verbundspannung (s. Tab.)
 f_{yd} Bemessungswert der Stahlspannung
 d_s Stabdurchmesser (bei Doppelstäben $d_n = d_s \cdot \sqrt{2}$)

(Die Grundmaße l_b der Verankerungslänge sind in Abschn. 7.1 zusammengestellt.)

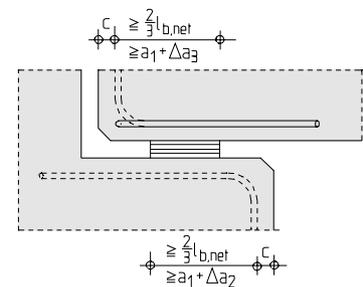
5.2.3 Verankerungen

Verankerungsarten:

Die üblichen Verankerungsarten sind untenstehend dargestellt. Gerade Stabverankerungen und Winkelhaken sollten bei glatten Stäben mit $d_s > 8$ mm nicht verwendet werden. Bei Druckbewehrung wird von Haken, Winkelhaken und Schlaufen abgeraten (Ausnahme: auch auf Zug beanspruchte glatte Stäbe).



Die Hauptbewehrung in den stützenden und gestützten Bauteilen ist nach EC 2 T 1-3 wirksam zu verankern (s. nebenstehende Darstellung). Bei den Abmessungen der Montagefugen ist die Detailausbildung der Bewehrungsführung zu beachten, die Fugenabmessung sollte jedoch mindestens 10 mm betragen (vgl. a. Abschn. 4.3.3).



Verankerungslänge:

Die erforderliche Verankerungslänge $l_{b,net}$ wird aus dem Grundmaß l_b hergeleitet:

$$l_{b,net} = \alpha_a \cdot (A_{s,req} / A_{s,prov}) \cdot l_b \geq l_{b,min} \quad (82)$$

α_a Beiwert zur Berücksichtigung der Wirksamkeit der Verankerung

$\alpha_a = 1,0$ für gerade Stäbe

$\alpha_a = 0,7$ für gekrümmte, auf Zug beanspruchte Stäbe (s.o.), wenn die Betondeckung rechtwinklig zur Krümmungsebene $\geq 3 d_s$ im Bereich des Hakens, Winkelhakens oder der Schlaufe

$\alpha_a = 0,7$ für Betonstahlmatten aus Rippenstäben, wenn mindestens ein Querstab im Verankerungsbereich vorhanden ist (s. o.)

$A_{s,req}$ erforderliche Querschnittsfläche der Bewehrung

$A_{s,prov}$ vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung

l_b Grundmaß der Verankerungslänge (s. vorher)

$l_{b,min}$ Mindestmaß der Verankerungslänge; es gilt:

$$l_{b,min} = 0,3 \cdot l_b \geq \begin{cases} 10 \cdot d_s \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{für Verankerungen von Zugstäben}$$

$$l_{b,min} = 0,6 \cdot l_b \geq \begin{cases} 10 \cdot d_s \\ 100 \text{ mm} \end{cases} \quad \text{für Verankerungen von Druckstäben}$$

Querbewehrung im Verankerungsbereich:

In Balken sollte eine Querbewehrung angeordnet werden bei Verankerungen

- von Zugstäben ohne Querdruck aus Auflagerkräften (wie z. B. im Falle einer indirekten Lagerung)
- von Druckstäben (grundsätzlich).

Mindestfläche der Querbewehrung A_{st} (s. Abb.):

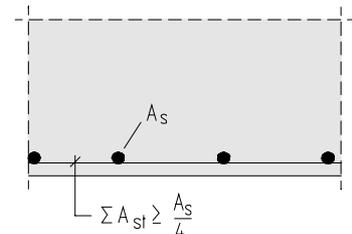
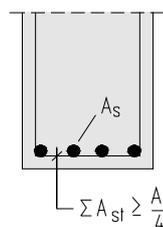
25 % der Fläche A_s eines verankerten Stabes

a) Balken

b) Platte

Anordnung der Querbewehrung:

- bei Zugstäben gleichmäßig über die Verankerungslänge (mind. ein Querstab im Bereich von Haken, Winkelhaken, Schlaufen)
- bei Druckstäben konzentriert am Ende bis mindestens $4 d_s$ außerhalb (s. a. „Stöße“); die Querbewehrung sollte die Stäbe umfassen.

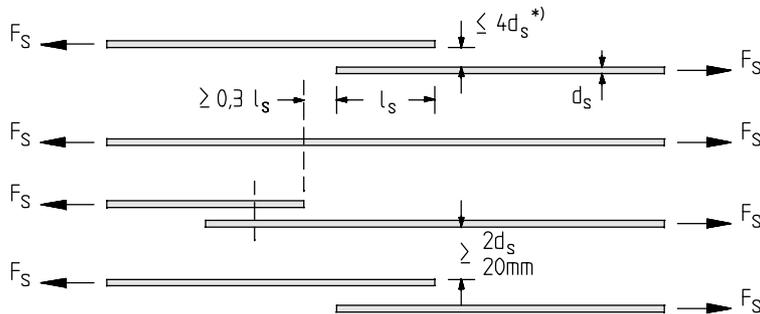


5.2.4 Übergreifungsstöße von Stäben oder Drähten

Anordnung der Übergreifungsstöße

- Stöße sollten versetzt und im Bereich mit geringer Beanspruchung angeordnet werden.
- Stöße sollten parallel zur Außenfläche¹⁾ des Bauteils und im Querschnitt symmetrisch ausgebildet werden.
- Für die Ausbildung der Stöße gelten die Ausführungen über die Verankerungsarten (s. vorher).
- Für die lichten Stababstände sind die in nachfolgender Abb. angegebenen Werte einzuhalten.

1) Die nachfolgenden Ausführungen beziehen sich auf einen Übergreifungsstoß, bei dem die gestoßenen Stäbe parallel zur Außenfläche – also nebeneinander – angeordnet werden.



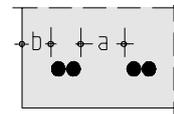
*) andernfalls muß die Übergreifungslänge um den Betrag erhöht werden, um den der lichte Abstand von $4d_s$ überschritten wird.

Übergreifungslänge

Die erforderliche Übergreifungslänge l_s ergibt sich aus:

$$l_s = \alpha_1 \cdot l_{b,net} \geq l_{s,min} \quad (83)$$

- α_1 Beiwert für die Wirksamkeit von Bewehrungsstößen; es gilt
- $\alpha_1 = 1,0$ für Druck- oder Zugstäbe¹⁾, wenn
 - der Stoßanteil $< 30\%$ und
 - beide Abstände $a \geq 10 d_s$ und $b \geq 5 d_s$
 - $\alpha_1 = 1,4$ für Zugstäbe, wenn
 - der Stoßanteil $\geq 30\%$ oder
 - einer der Abstände $a < 10 d_s$ oder $b < 5 d_s$
 - $\alpha_1 = 2,0$ für Zugstäbe, wenn
 - der Stoßanteil $\geq 30\%$ und
 - beide Abstände $a < 10 d_s$ und $b < 5 d_s$



Abstände a und b

- $l_{b,net}$ Verankerungslänge nach Gl. (82); s. vorher
 $l_{s,min}$ Mindestmaß der Übergreifungslänge; es ist

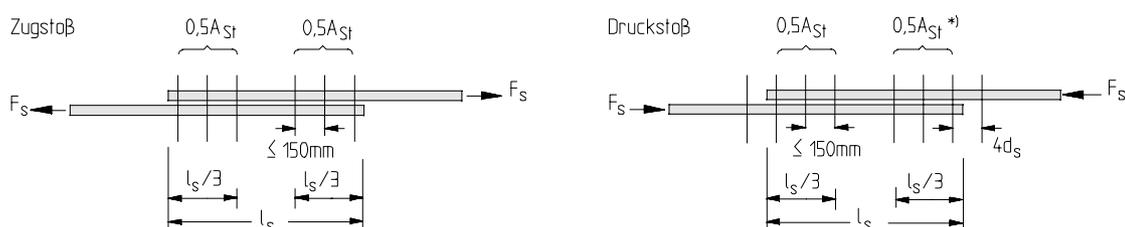
$$l_{s,min} \geq 0,3 \cdot \alpha_a \cdot \alpha_1 \cdot l_b \geq \begin{cases} 15 \cdot d_s \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (\alpha_a \text{ s. Verankerungen})$$

1) Formulierung nach EC 2 T 1-1, 5.2.4.1.3; nach Meinung des Verfassers sollte es präziser heißen: „... für Druckstäbe generell oder für Zugstäbe ...“

Querbewehrung

Im Bereich von Übergreifungsstößen sollte eine Querbewehrung vorgesehen werden; für Durchmesser $d_s < 16 \text{ mm}$ der gestoßenen Stäbe gelten keine besonderen Regeln. Für $d_s \geq 16 \text{ mm}$ ist die Querbewehrung zwischen Längsbewehrung und Betonoberfläche („außen“) anzuordnen, außerdem gilt je nach Stoßanteil und Stababstand a der gestoßenen Stäbe:

- Stoßanteil $< 20\%$: Querbewehrung: konstruktiv
 - Stoßanteil $\geq 20\%$, $a > 10 d_s$: Querbewehrung: $\Sigma A_{st} \geq A_s$;
 - Stoßanteil $\geq 20\%$, $a \leq 10 d_s$: Querbewehrung: $\Sigma A_{st} \geq A_s$; Form: Bügel
- (A_s Fläche eines gestoßenen Stabs)



*) Nach DAfStb-H. 425 [5.11] darf auch der Querstab außerhalb des Stoßbereichs im Abstand $\leq 4d_s$ vom Stabende bei der erforderlichen Querbewehrung angerechnet werden.

5.2.5 Übergreifungsstöße von Betonstahlmatten aus Rippenstäben

Hauptbewehrung

Ausbildung und Anordnung

- Die Festlegungen im EC 2 beziehen sich nur auf den häufigen Fall des Übergreifungsstoßes in zwei Ebenen („Zwei-Ebenen-Stoß“).¹⁾



Zwei-Ebenen-Stoß
(zu stoßende Stäbe liegen übereinander)



Ein-Ebenen-Stoß¹⁾
(zu stoßende Stäbe liegen nebeneinander)

- Die Stöße sollten in einem Bereich liegen, in dem die Tragfähigkeit unter der seltenen Lastfallkombination nur bis 80 % ausgenutzt ist.
- Wenn die Tragfähigkeit mehr als 80 % ausgenutzt ist, muß die Biegetragfähigkeit mit der Nutzhöhe der inneren Bewehrung nachgewiesen werden.
- Der zulässige Stoßanteil in einem Schnitt beträgt
 - 100 % bei einem Bewehrungsquerschnitt $a_s \leq 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$
 - 60 % bei $a_s > 1200 \text{ mm}^2/\text{m}$ für Matten in der inneren Lage mehrlagiger Bewehrung.
 Stöße von mehreren Bewehrungslagen sollten um $1,3 l_s$ (s. u.) in Längsrichtung versetzt werden.
- Eine zusätzliche Querbewehrung ist im Übergreifungsbereich nicht erforderlich.

¹⁾ Nach DAfStb-Ri. [5.10] gelten für den nicht im EC 2 behandelten Ein-Ebenen-Stoß und Zwei-Ebenen-Stoß mit bügelartiger Umfassung der Tragbewehrung die Festlegungen in DIN 1045, 18.6.4.2.

Übergreifungslänge:

$$l_s = \alpha_2 \cdot (A_{s,\text{req}} / A_{s,\text{prov}}) \cdot l_b \geq l_{s,\text{min}} \quad (84)$$

α_2 Beiwert für die Übergreifungslänge von Betonstahlmatten

$$\alpha_2 = 0,4 + (a_s / 800) \begin{cases} \geq 1,0 \\ \leq 2,0 \end{cases}$$

a_s Querschnittsfläche in mm^2 / m ($a_s = A_s / s$)

$A_{s,\text{req}}$ erforderliche Querschnittsfläche der Bewehrung

$A_{s,\text{prov}}$ vorhandene Querschnittsfläche der Bewehrung

l_b Grundmaß der Verankerungslänge nach Gl. (81) mit dem Bemessungswert der Verbundspannung f_{bd} für gerippte Stäbe

$l_{s,\text{min}}$ Mindestmaß der Übergreifungslänge; es ist

$$l_{s,\text{min}} = 0,3 \cdot \alpha_2 \cdot l_b \geq \begin{cases} 200 \text{ mm} \\ s_t \end{cases}$$

s_t Abstand der angeschweißten Querstäbe

Querbewehrung

Anordnung und Ausbildung:

Die gesamte Querbewehrung darf in einem Schnitt gestoßen werden.

Übergreifungslänge:

Die erforderlichen Übergreifungslängen von Rippenstäben richten sich nach nebenstehender Tabelle (EC 2, Tab. 5.4). Mindestens zwei Querstäbe (eine Masche) sollten innerhalb der Übergreifungslänge liegen.

Stabdurchmesser der Querbewehrung d_s in mm	Übergreifungslänge l_s
≤ 6	$\geq s_1$ ¹⁾ $\geq 150 \text{ mm}$
$> 6,0$ $\leq 8,5$	$\geq s_1$ ¹⁾ $\geq 250 \text{ mm}$
$> 8,5$ ≤ 12	$\geq s_1$ ¹⁾ $\geq 350 \text{ mm}$

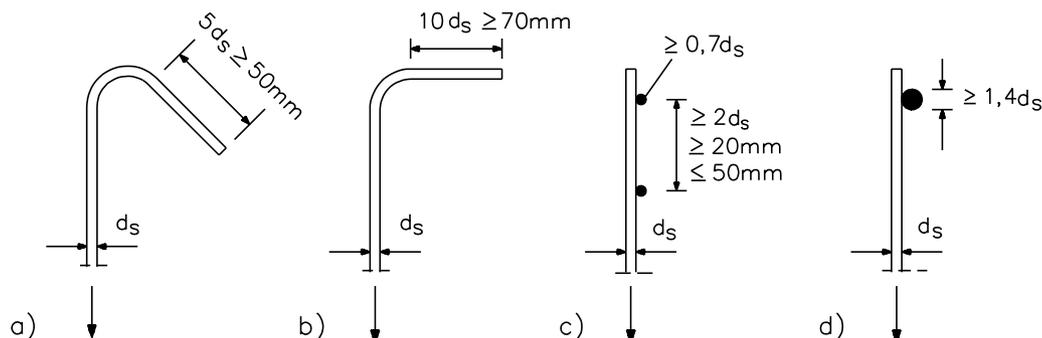
¹⁾ $s_1 =$ Abstand der Längsstäbe

5.2.6 Verankerungen von Bügeln und Schubbewehrung

(EC 2, 5.2.5)

Verankerungsarten:

Bügel und Schubbewehrung werden mit Haken, Winkelhaken oder angeschweißten Querstäben verankert (Winkelhaken nur bei gerippten Stäben und Drähten). Innerhalb eines Hakens oder Winkelhakens sollte ein Querstab vorgesehen werden. Die möglichen Verankerungselemente bzw. -arten sind in der nachfolgenden Abb. dargestellt.



Verankerungslängen

Die Verankerung wird als ausreichend angesehen

- bei Haken und Winkelhaken mit einer Mindest-Hakenlänge ab Krümmungsende von
 - $5 d_s$ oder 50 mm, wenn der Krümmungswinkel $\geq 135^\circ$ (Fall a in der Abb. oben)
 - $10 d_s$ oder 70 mm, wenn der Krümmungswinkel 90° beträgt (Fall b in der Abb.)
- bei angeschweißten Querstäben
 - mit zwei angeschweißten Querstäben nach Fall c in der Abb.
 - mit einem angeschweißten Querstab, dessen Durchmesser nicht kleiner als das 1,4fache des Bügeldurchmessers ist (Fall d in der Abb.)

Für die zulässigen Mindestwerte der Biegerollendurchmesser von Haken und Winkelhaken gelten die zuvor angegebenen Werte (Abschn. 5.2.1).

Die Ausbildung von Bügeln in Platten, Balken und Stützen wird im Abschn. 5.4 dargestellt.

5.2.7 Zusätzliche Regeln für Rippenstäbe mit $d_s > 32$ mm

Bauliche Durchbildung

- Mindestdicke der Bauteile $h \geq 15 d_s$
- Mindestmaß der Betondeckung $\min c \geq d_s$
- lichter Abstand der Stäbe $s_n \geq d_s$ bzw. $s_n \geq d_g + 5$ mm; vgl. auch Abschn. 5.1.2
(d_g Größtkorndurchmesser)
- Rissebeschränkung sollte durch Anordnung einer Hautbewehrung oder durch entsprechende Nachweise nach Abschn. 4.2.2 erfolgen.

Hautbewehrung

Hierfür gilt Abschn. 5.4.2.4. Der Querschnitt sollte jedoch nicht kleiner sein als

- $A_{s,surf} = 0,01 \cdot A_{ct,ext}$ in senkrechter Richtung
- $A_{s,surf} = 0,02 \cdot A_{ct,ext}$ parallel zu den Stäben.

(Weitere Hinweise s. Abschn. 5.4.2.4)

Verbund und Grundmaß der Verankerungslänge

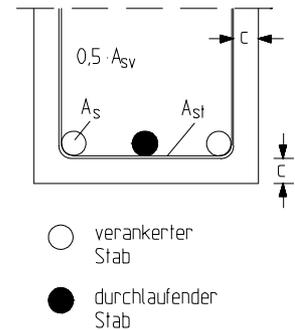
Bei Stabdurchmessern $d_s > 32$ mm sind die Verbundbeiwerte f_{bd} für $d_s \leq 32$ mm (s. vorher) mit dem Faktor $(132 - d_s)/100$ zu multiplizieren (d_s in mm).

Verankerungen und Stöße:

- Verankerungen
 - als gerade Stäbe oder mit Ankerkörpern
 - im Zugbereich nicht zulässig
- Übergreifungsstöße
 - sind in Bauteilen, die auf Zug oder Druck beansprucht sind, nicht zulässig.
- Querbewehrung

Ergänzend zu den Festlegungen für Verankerungen (s. Abschn. 5.2.3) gilt:

 - Bei Balken und Platten ist im Verankerungsbereich ohne Querdruck zusätzlich zur Schubbewehrung eine Querbewehrung erforderlich.
 - Größe der Zusatzbewehrung bei geraden Stabenden:
 - parallel zur Unterseite $A_{st} = n_1 \cdot 0,25 \cdot A_s$
 - senkrecht zur Unterseite $A_{sv} = n_2 \cdot 0,25 \cdot A_s$
 - n_1 Anzahl der im gleichen Schnitt verankerten Bewehrungslagen
 - n_2 Anzahl der in jeder Lage verankerten Bewehrungsstäbe
 - A_s Querschnittsfläche eines verankerten Stabes
 - Anordnung der Zusatzbewehrung:
 - gleichmäßig über den Verankerungsbereich, Stababstände etwa $5d_s$
 - (d_s Stabdurchmesser der Längsbewehrung)



5.2.8 Zusätzliche Regeln für Stabbündel aus Rippenstäben

Es gelten die Regeln für Einzelstäbe, soweit nachfolgend nicht anders festgelegt. Für die Bemessung wird das Stabbündel in einen Ersatzstab mit gleicher Fläche und Schwerpunktlage umgewandelt; der Vergleichsdurchmesser beträgt

$$d_n = d_s \cdot \sqrt{n_b} \leq 55 \text{ mm}$$

mit n_b als Anzahl der Bewehrungsstäbe eines Stabbündels.

Bauliche Durchbildung

- Stäbe in einem Bündel müssen gleiche Eigenschaften und Durchmesser haben.
- größte Anzahl n_b von Bewehrungsstäben im Stabbündel:
 - $n_b \leq 4$ für lotrechte, auf Druck beanspruchte Stäbe und für Stäbe im Übergreifungsstoß
 - $n_b \leq 3$ für alle anderen Fälle
- Betondeckung $\min c \geq d_n$ (s. a. Abschnitt 5.1.1)
- Stababstände nach Abschnitt 5.1.2 unter Verwendung des Vergleichsdurchmessers d_n (lichter Abstand wird vom äußeren Bündelumfang gemessen)

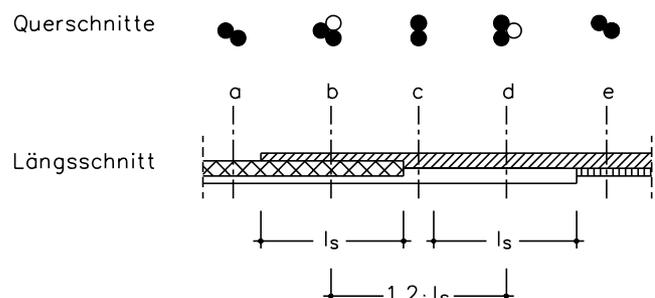
Verankerungen und Stöße

- Verankerungen und Stöße eines Stabbündels erfolgen für jeden einzelnen Stab, zulässig sind nur gerade Stabverankerungen, sie müssen versetzt angeordnet werden.
- Längsversatz der Verankerungen und Übergreifungen muß betragen:
 - für Bündel mit 2 Stäben das 1,2fache der Verankerungslänge des Einzelstabes
 - für Bündel mit 3 Stäben das 1,3fache der Verankerungslänge des Einzelstabes
 - für Bündel mit 4 Stäben das 1,4fache der Verankerungslänge des Einzelstabes
- Übergreifungen der Stäbe erfolgen einzeln; mehr als 4 Stäbe in einem Schnitt sind nicht zulässig.

Beispiel

Übergreifungsstoß eines Stabbündels (aus [5.80])

Es ist $n_b = 2$; der Längsversatz der Stäbe muß damit mindestens $1,2l_s$ betragen.



5.3 Spannstahl

5.3.1 Betondeckung, Anordnung der Spannglieder

Für die *Betondeckung* gilt Abschnitt 5.1.1. Der gegenseitige waagerechte und lotrechte *Abstand* von Spannstählen bzw. Spanngliedern ist in Abschnitt 5.1.2 angegeben; außerdem gilt:

- Vorspannen mit sofortigem Verbund: Spannglieder müssen mit Abstand liegen.
- Vorspannen mit nachträglichem Verbund: Spannglieder liegen in der Regel auf Abstand; Spanngliedbündel sind in Ausnahmefällen zulässig.

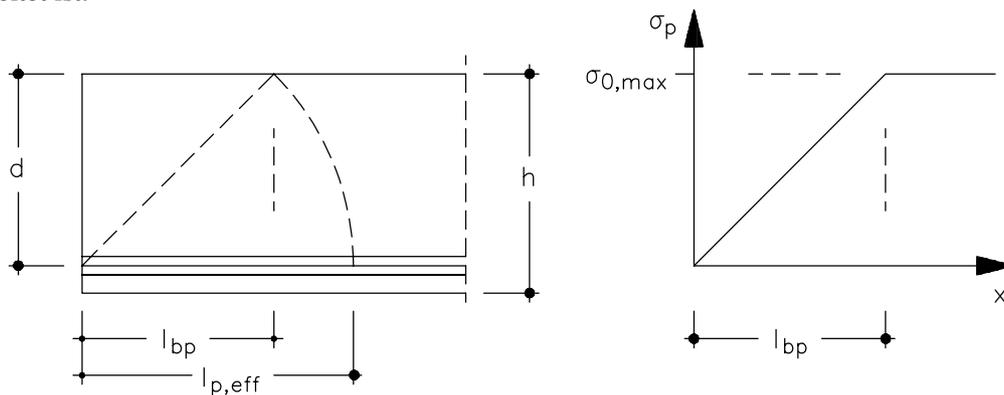
5.3.2 Verankerungsbereiche

Ankerkörper bei Spanngliedern mit nachträglichem Verbund und die Verankerungslängen von Spannstählen im sofortigen Verbund müssen für den vollen Bemessungswert der Spanngliedkraft bemessen werden. Wiederholte Einwirkungswechsel sind zu berücksichtigen. Im Bereich der konzentrierten Kräfteinleitung sind Quersugeinflüsse zu berücksichtigen und durch Querbewehrung aufzunehmen.

5.3.2.1 Verankerungsbereiche von Spanngliedern mit sofortigem Verbund (EC 2, 4.2.3.5.6)

Es wird unterschieden zwischen (s. Abb.):

- Übertragungslänge l_{bp} , über die die Spannkraft P_0 eines Spannglieds mit sofortigem Verbund voll auf den Beton übertragen wird
- Eintragungslänge $l_{p,eff}$, innerhalb der die Betonspannung aus Vorspannung in eine lineare Verteilung über den Querschnitt übergeht
- Verankerungslänge l_{ba} , innerhalb der der Höchstwert der Vorspannung F_{pu} vollständig in den Beton eingeleitet ist.



• Übertragungslänge l_{bp}

Die Übertragungslänge l_{bp} wird vom Durchmesser, der Art des Spannglieds, der Betonfestigkeit und dem Verdichtungsgrad des Betons beeinflusst. Sie wird bestimmt aus:

$$l_{bp} = \beta_b \cdot d_s \quad (87.1)$$

Beiwerte β_b (Richtwerte; nach DAfStb-Ri. [5.10] nur mit den Verbundbeiwerten nach Zulassung für profilierte und gerippte Stähle und Drähte; glatte Drähte sind nicht erlaubt.)

Betonfestigkeit f_c in N/mm ² bei der Spannkraftübertragung		25	30	35	40	45	50
β_b	Litzen mit $A_p \leq 100 \text{ mm}^2$	75	70	65	60	55	50
	Profilierte Drähte mit $d_s \leq 8 \text{ mm}$	55	50	45	40	35	30
	Gerippte Drähte mit $d_s \leq 12 \text{ mm}^1$						

¹⁾ Näherungswerte; β_b -Werte sollten auf Versuchsergebnissen beruhen.

Bemessungswert l_{bpd} der Übertragungslänge

$$l_{bpd} = \begin{cases} 0,8 l_{bp} \\ 1,2 l_{bp} \end{cases} \quad (\text{Der ungünstigere Wert ist maßgebend.}) \quad (87.2)$$

• Eintragungslänge $l_{p,eff}$

Für Rechteckquerschnitte mit geraden, unten liegenden Spanngliedern gilt

$$l_{p,eff} = \sqrt{l_{bpd}^2 + d^2}$$

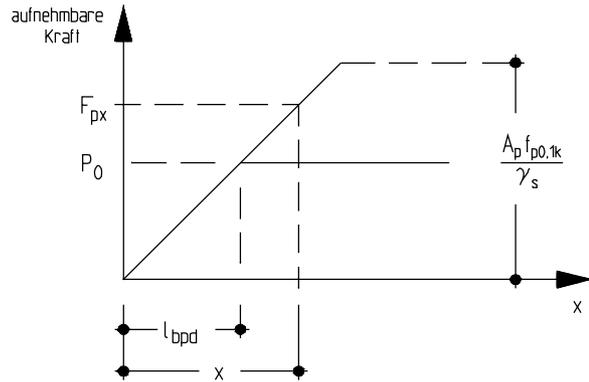
● Verankerungslänge l_{ba}

Die Verankerung wird vom Zustand des Verankerungsbereichs (ungerissen – gerissen) beeinflusst. Hierfür gilt in Abhängigkeit von der Zugspannung σ_{ct} unter Berücksichtigung der maßgebenden Vorspannkraft P_d (s. Abschn. 3.6)

- $\sigma_{ct} \leq f_{ct;0,05}$ keine zusätzlichen Nachweise der Verankerung erforderlich
- $\sigma_{ct} > f_{ct;0,05}$ Nachweis der Zugkraftdeckung erforderlich; die aufnehmbare Kraft F_{px} der Spannglieder wird bestimmt aus:

$$F_{px} = \frac{x}{l_{bpd}} P_0 \leq A_p \frac{f_{p0,1k}}{\gamma_s}$$

(s. nebenstehende Abb.)



Nach EC 2 T 1-3 gilt, daß die Verankerung der Zugkraft $F_{Sd}(x)$ infolge einwirkender Lasten im Grenzzustand der Tragfähigkeit nachzuweisen ist. Die Zugkraft $F_{Sd}(x)$ im Abstand x vom Auflager darf vereinfacht ermittelt werden aus

$$F_{Sd}(x) = M_{Sd}(x) / z + V_{Sd}(x) \cdot \cot \vartheta$$

mit $M_{Sd}(x)$ als aufzunehmendes Biegemoment an der Stelle x (gemessen vom Auflagerschwerpunkt), dem inneren Hebelarm z , der aufzunehmenden Querkraft $V_{Sd}(x)$ an der Stelle x und ϑ als Winkel zwischen den Betondruckstreben und der Bauteillängsachse.

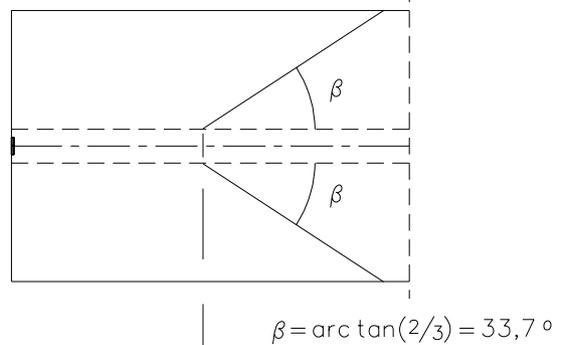
Die Vorspannung darf linear ansteigend innerhalb der Übertragungslänge l_{bp} angenommen werden. Für eine genauere Berechnung darf auch eine parabolische Zunahme der Vorspannkraft in Rechnung gestellt werden, die Übertragungslänge sollte dann jedoch um 25 % vergrößert werden. Weitere Einzelheiten siehe EC 2 T 1-3, 4.2.3.5.6.

5.3.2.2 Verankerungsbereiche von Spanngliedern mit nachträglichem Verbund

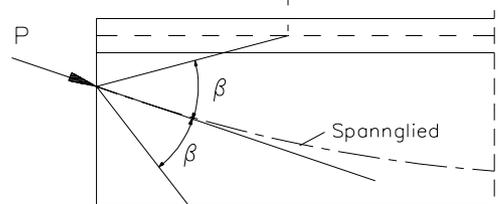
Im Bereich der konzentrierten Krafteinleitung der Vorspannkraft sind Quersugeinflüsse zu berücksichtigen und durch Querbewehrung aufzunehmen; die Wirkung aus Vorspannkraft im Verankerungsbereich muß mit der charakteristischen Zugfestigkeit des Spannglieds ermittelt werden. Zusätzlich zu der so zu bemessenden Zugkraftbewehrung ist die hinter den Ankerplatten erforderliche Bewehrung gemäß Zulassungsbescheid anzuordnen [5.10].

Die Einleitung der Vorspannkraft darf unter Annahme eines Ausbreitungswinkels $\beta = 33,7^\circ$ angenommen werden (s. Abb.).

a) Draufsicht



b) Schnitt



$$\beta = \arctan(2/3) = 33,7^\circ$$

5.3.2.3 Kopplungen

Kopplungen sollten nicht im Bereich von Zwischenauflagern liegen; in einem Querschnitt sollten maximal 50 % der Spannglieder gekoppelt werden.

5.3.3 Sonstige bauliche Anforderungen

Für die sonstigen baulichen Anforderungen sind zu beachten (s. Abschn. 2.2.3.2):

- Mindestbetonfestigkeit
- Mindestanzahl und Mindestbiegeradien von Spanngliedern

5.4 Konstruktive Durchbildung einzelner Bauteile

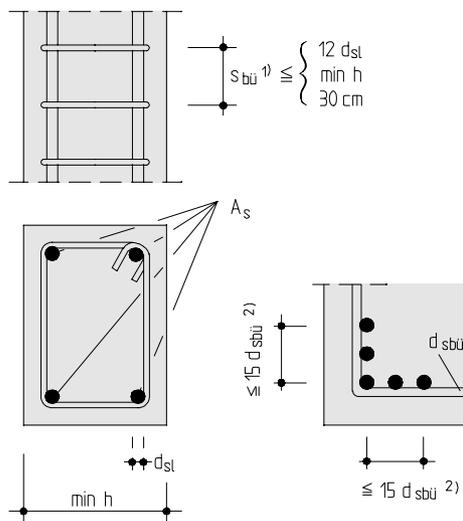
5.4.1 Stützen, Druckglieder

Geltungsbereich	Verhältnis der größeren zur kleineren Querschnittsseite	$b/h \leq 4$	
Mindestabmessung	stehend hergestellte Ortbetonstützen	$h_{\min} = 20 \text{ cm}$	} für Stützen mit Vollquerschnitt
	liegend hergestellte Fertigteilstützen	$h_{\min} = 14 \text{ cm}$	
Längsbewehrung	Minstdurchmesser	$d_{s,l} \geq 12 \text{ mm}$	
	Mindestbewehrung	$A_{s,\min} \geq \begin{cases} 0,15 \cdot N_{Sd} / f_{yd} \\ 0,003 \cdot A_c \end{cases}$	
		$(A_c \text{ Fläche des Betonquerschnitts; } N_{Sd} \text{ Bemessungslängsdruckkraft})$	
	Höchstbewehrung	$A_{s,\max} \leq 0,08 \cdot A_c$	(auch im Bereich von Stößen)
	Mindestanzahl	polygonaler Querschnitt:	1 Stab je Ecke
		Kreisquerschnitt:	6 Stäbe

Bügelbewehrung: Durch Bügel können max. 5 Stäbe in oder in der Nähe der Ecke²⁾ gegen Ausknicken gesichert werden; für weitere Stäbe sind Zusatzbügel erforderlich.

$$\text{Durchmesser } d_{sbü} \geq \begin{cases} 6 \text{ mm (Stabstahl)} \\ 5 \text{ mm (Matte)} \\ d_{sl} / 4 \end{cases}$$

$$\text{Bügelabstand}^1) s_{bü} \leq \begin{cases} 12 d_{sl} \\ \min h \\ 30 \text{ cm} \end{cases}$$



- 1) Der Bügelabstand sollte mit 0,6 multipliziert werden:
- im Bereich unmittelbar unter und über Platten oder Balken auf einer Höhe gleich der größeren Stützenabmessung
 - bei Übergreifungsstößen der Längsbewehrung mit $d_{sl} > 14 \text{ mm}$ (zusätzlich ist Abschn. 5.2.4 zu beachten).

Bei Richtungsänderung der Längsbewehrung (z. B. Änderung der Stützenabmessung) sollte der Abstand der Querbewehrung unter Berücksichtigung der Umlenkkräfte ermittelt werden.

- 2) Die „Nähe der Ecke“ ist in DIN 1045 mit dem 15fachen Bügeldurchmesser definiert (s. Darstellung).

5.4.2 Balken

5.4.2.1 Längsbewehrung

Mindest- und Höchstbewehrung

Mindestbewehrung Sie sollte nicht kleiner als die zur Rißbreitenbegrenzung erforderliche sein (s. Abschnitt 4.2.2.2); außerdem gilt:

$$\min A_{sl} \geq \begin{cases} 0,6 \cdot b_t \cdot d / f_{yk} \\ 0,0015 \cdot b_t \cdot d \text{ für Beton } \leq C 50/60 \\ 0,0018 \cdot b_t \cdot d \text{ für Beton } > C 50/60 \end{cases} \left| \begin{array}{l} f_{yk} \text{ in N/mm}^2 \\ b_t \text{ mittlere Breite der Zugzone} \end{array} \right.$$

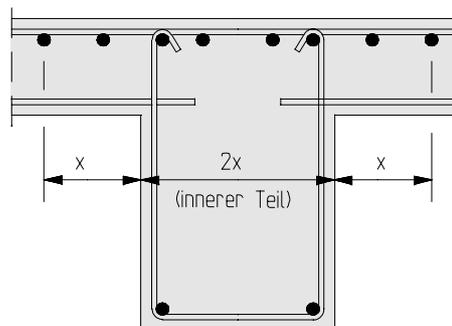
Höchstbewehrung Die Querschnittsflächen der Zug- oder Druckbewehrung dürfen außerhalb von Stößen nicht größer als 4 % des Betonquerschnitts sein.

Konstruktive Einspannbewehrung

Für eine rechnerisch nicht berücksichtigte Einspannung ist eine geeignete Bewehrung anzuordnen. In monolithisch hergestellten Baukörpern sollte diese Bewehrung auch bei Annahme einer frei drehbaren Lagerung mindestens 25 % der größten Feldbewehrung betragen.

Ausgelagerte Bewehrung

An Zwischenauflagern von durchlaufenden Plattenbalken darf die Gesamtbewehrung A_s näherungsweise zu gleichen Teilen auf den inneren und äußeren Bereich des Gurtquerschnitts verteilt werden (s. nebenstehende Abb.).



Zugkraftdeckung:

Die Zugkraftlinie der Längsbewehrung erhält man durch Verschiebung der F_s -Linie um das Versatzmaß a_1 in Richtung der Bauteilachse; F_s ist die Zugkraft in der Längsbewehrung, die sich aus der Querschnittsbemessung ergibt. Beispiele zur Zugkraftdeckung sind in [5.79] enthalten.

Versatzmaß:

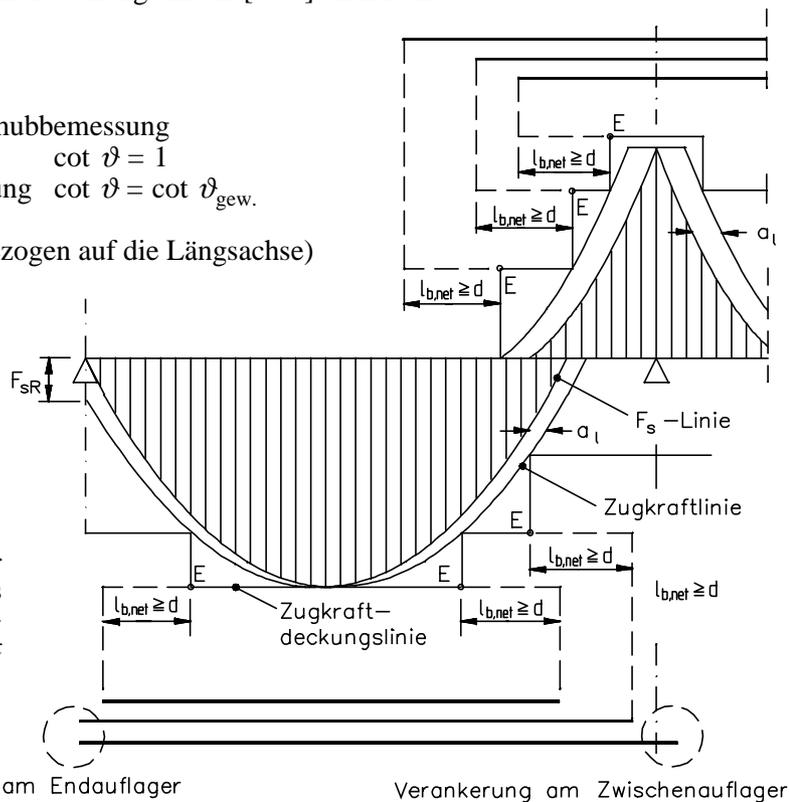
$$a_1 = z \cdot (\cot \vartheta - \cot \alpha) / 2 \geq 0^1)$$

- ϑ Neigung der Druckstrebe nach Schubbemessung
Standardmethode $\cot \vartheta = 1$
Methode mit veränderlicher Neigung $\cot \vartheta = \cot \vartheta_{\text{gew.}}$

$z \approx 0,9 \cdot d$ (im allgemeinen)

α Neigung der Schubbewehrung (bezogen auf die Längsachse)

(Es wird empfohlen, die zum Teil sehr kleinen Werte für a_1 angemessen zu vergrößern; [5.12].)



1) Wird bei Plattenbalken ein Teil der Biegezugbewehrung außerhalb des Steges angeordnet, muß das Versatzmaß a_1 um das Auslagerungsmaß x vergrößert werden (s. vorher).

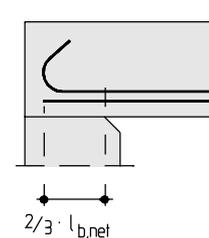
Verankerung am Endauflager

- Am frei drehbaren oder schwach eingespannten Endauflager muß eine Bewehrung zur Aufnahme der Randzugkraft $F_{sR} = V_{Sd} \cdot (a_1/d) + N_{Sd}$ ausreichend verankert sein.
- Über dem Endauflager sind mindestens 25 % der Feldbewehrung durchzuführen.

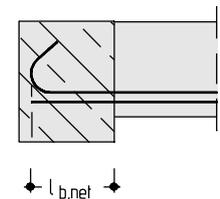
– Erforderliche Verankerungslängen (s. Abb.):

- direkte Auflagerung $2/3 \cdot l_{b,net}$
 - indirekte Auflagerung $l_{b,net}$
- (Verankerung beginnt – abweichend von EC 2, Bild 5.12b – an der Innenkante; s. [5.11].)

direkte Auflagerung



indirekte Auflagerung

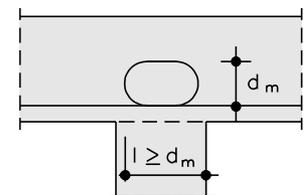
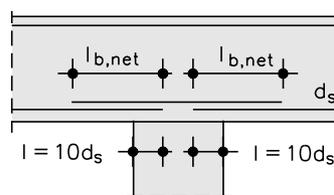


Verankerung am Zwischenauflager

- Es sind mindestens 25 % der Feldbewehrung über das Auflager zu führen (s. o.). Zur Aufnahme positiver Momente infolge außergewöhnlicher Beanspruchungen wird empfohlen, die Bewehrung durchlaufend auszuführen oder zu stoßen (s. Abb.).

– Als Verankerungslänge ist erforderlich

- gerade Stäbe $l \geq 10 d_s$
- Schlaufen $l \geq d_m$



(d_m : Schlaufendurchmesser)

Verankerungen außerhalb von Auflagern

– Verankerungslänge der Biegezugbewehrung

ab dem rechnerischen Endpunkt E: $l \geq \begin{cases} l_{b,net} \\ d \end{cases}$

(Bei vom elast. Zustand abweichendem Momentenverlauf wird in [5.12] eine vorsichtige Wahl empfohlen.)

– Verankerungslängen von Schrägstäben zur Aufnahme von Schubkräften

- im Zugbereich $l \geq 1,3 \cdot l_{b,net}$
- im Druckbereich $l \geq 0,7 \cdot l_{b,net}$

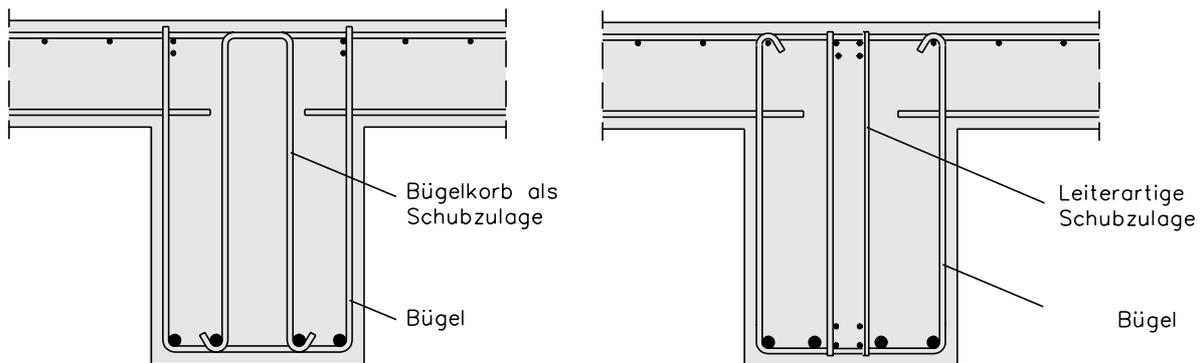
5.4.2.2 Schubbewehrung

Ausbildung der Schubbewehrung:

Die Neigung der Schubbewehrung zur Bauteilachse sollte zwischen 45° und 90° liegen. Die Schubbewehrung kann aus einer Kombination folgender Bewehrungen bestehen (s. a. Abb. unten):

- Bügel, die die Längszugbewehrung und die Druckzone umfassen
- Schrägstäbe
- Schubzulagen als Körbe, Leitern usw., die die Längsbewehrung nicht umfassen, aber ausreichend im Zug- und Druckbereich verankert sind.

Der Anteil der Bügel sollte mindestens 50 % der erforderlichen Schubbewehrung betragen. Bügel sind wirksam zu verankern, ein Übergreifungsstoß ist an der Stegaußenseite nur bei Verwendung von Betonrippenstahl zulässig. Schubbewehrung aus glatten Rundstäben sollte $d_s \leq 12$ mm betragen.



Mindestschubbewehrung:

Für balkenartige Tragwerke ist eine Mindestschubbewehrung vorgeschrieben; es gilt:

$$A_{sw} / s \geq \rho_w \cdot (b_w \cdot \sin \alpha)$$

A_{sw} / s Querschnitt der Schubbewehrung je Längeneinheit
 ρ_w Mindestbewehrungsgrad nach Tabelle
 b_w maßgebende Stegbreite
 α Neigungswinkel der Schubbewehrung

Mindestschubbewehrungsgrad $\min \rho_w$

Betonfestigkeitsklasse	Stahlsorte		
	S 220	S 400	S 500
C 12/15 bis C 20/25	0,0016	0,0009	0,0007
C 25/30 bis C 35/45	0,0024	0,0013	0,0011
C 40/50 bis C 50/60	0,0030	0,0016	0,0013
C 55/65 bis C 60/70	0,0034	0,0018	0,0014

Abstände der Schubbewehrung:

Es gelten die in der Tabelle angegebenen Höchstabstände in Längs- und in Querrichtung. Festlegungen zur Begrenzung der Schubrißbildung sind gegebenenfalls zusätzlich zu beachten (s. Abschnitt 4.2.2.3).

Schubbeanspruchung	Bügelabstände		Schrägstäbe längs
	längs	quer	
$0 \leq \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} \leq 0,20$	$s_{max} \leq \begin{cases} 0,8 d \\ 300 \text{ mm (200 mm)*} \end{cases}$	$s_{max} \leq \begin{cases} 1,0 d \\ 800 \text{ mm (600 mm)*} \end{cases}$	$s_{max} \leq 0,6 d (1 + \cot \alpha)$
$0,20 < \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} \leq 0,67$	$s_{max} \leq \begin{cases} 0,6 d \\ 300 \text{ mm (200 mm)*} \end{cases}$	$s_{max} \leq \begin{cases} 0,6 d \\ 300 \text{ mm (200 mm)*} \end{cases}$	
$0,67 < \frac{V_{Sd}}{V_{Rd2}} \leq 1,00$	$s_{max} \leq \begin{cases} 0,3 d \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$	$s_{max} \leq \begin{cases} 0,3 d \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$	
	*) Werte in Klammern gelten für Betonfestigkeitsklassen > C 50/60.		

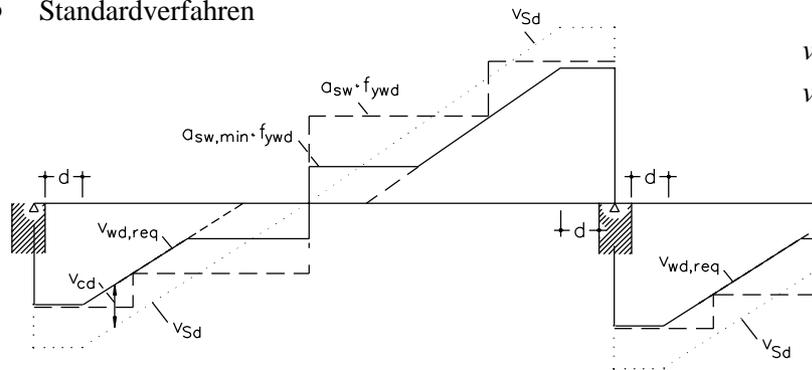
Schub in Fugen:

Werden Einspannmomente durch eine in einer oberen Lage angeordnete Bewehrung aufgenommen, ist die horizontale Querkraft in der Fuge nach Abschn. 4.1.2.6 nachzuweisen.

Schubkraftdeckung

Es ist zunächst die Druckstreben­tragfähigkeit nachzuweisen (s. Abschn. 4.1.2.3). Die Schubbewehrung ist dann entsprechend dem Verlauf der Schubkraftlinien anzuordnen. Für die beiden Verfahren zur Querkraftbemessung (Standardverfahren – Verfahren mit veränderlicher Druckstreben­neigung) ergeben sich unterschiedliche Schubkraftlinien, die beispielhaft für Gleichlast bei direkter Lagerung und bei lotrechter Schubbewehrung dargestellt sind (Annahme: $z = \text{const}$ und $V_{cd} = \text{const}$ bzw. $\cot \vartheta = \text{const}$).

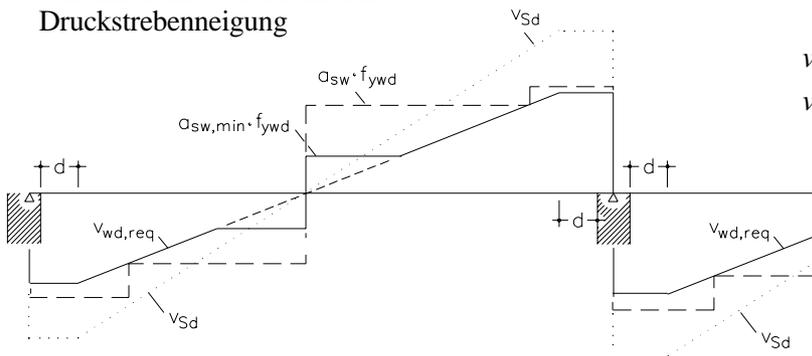
• Standardverfahren



$$v_{Sd} = V_{Sd} / z \quad \left| \quad z = 0,9d \right.$$

$$v_{wd,req} = (V_{Sd} - V_{cd}) / z \quad \left| \quad V_{cd} = V_{Rd1} \right.$$

• Verfahren mit veränderlicher Druckstreben­neigung



$$v_{Sd} = V_{Sd} / z$$

$$v_{wd,req} = v_{Sd} / \cot \vartheta$$

5.4.2.3 Torsionsbewehrung

Ausbildung Torsionsbügel sollten geschlossen sein und durch Übergreifen verankert werden; sie sollten einen Neigungswinkel von 90° mit der Achse des Bauteils bilden.

Mindestbewehrung Es gelten die im Abschnitt 5.4.2.2 angegebenen Mindestbewehrungsgrade.

Bügelabstände Sie sollten das Maß $u_k/8$ nicht überschreiten (u_k Umfang des Kernquerschnitts, s. a. Abschnitt 4.1.3); die Abstände nach Abschn. 5.4.2.2 sind zu beachten.

Abstände der Längsbewehrung Sie sollten keinen größeren Abstand als 35 cm haben, wobei in jeder Querschnitts­ecke mindestens ein Stab angeordnet werden sollte.

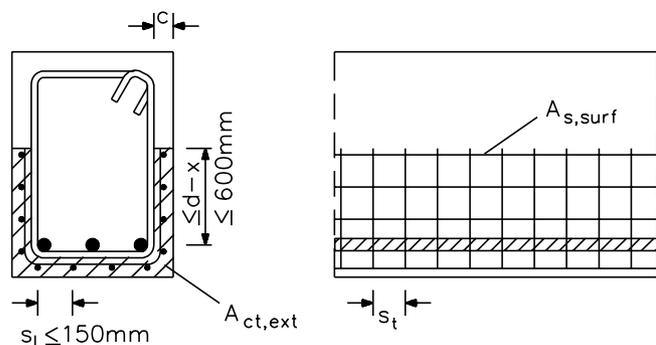
5.4.2.4 Hautbewehrung

- Bei Balken mit über 1,0 m Dicke und bei Anordnung von Stabbündeln oder Stäben mit $d_s > 32$ mm (und ggf. aus Brandschutzgründen) sollte eine Hautbewehrung angeordnet werden.
- Die Hautbewehrung sollte aus Betonstahlmatten oder Rippenstäben mit kleinem Durchmesser bestehen und außerhalb der Bügel angeordnet werden (s. Abb.).
- Es gilt die Mindestbetondeckung nach Abschnitt 5.1.1, wenn nicht besondere Schutzmaßnahmen (z. B. Beschichtungen) vorgenommen werden.
- Die Querschnittsfläche der Hautbewehrung $A_{s,surf}$ parallel zur Zugbewehrung sollte mindestens betragen:

$$A_{s,surf} \geq 0,01 \cdot A_{ct,ext}$$

mit $A_{ct,ext}$ als Querschnittsfläche der Zugzone außerhalb der Bügel.

- Die Längsstäbe der Hautbewehrung können auf die Biegezugbewehrung angerechnet werden.



5.4.3 Vollplatten

Geltungsbereich

Die nachfolgenden Festlegungen beziehen sich auf einachsige und zweiachsige gespannte Ortbeton-Vollplatten mit einer Breite $b \geq 4h$ und $l_{\text{eff}} \geq 4h$.

Mindestabmessung

Die Mindestdicke einer Vollplatte beträgt 50 mm (für Platten mit Schubbewehrung: s. dort).

Biegezugbewehrung

Hauptbewehrung Für die Ausbildung der Hauptbewehrung (Mindest- und Höchstbewehrungsgrade; Verankerungslängen usw.) gilt Abschnitt 5.4.2.1, soweit nachfolgend nichts anderes festgelegt ist; für das Versatzmaß a_1 gilt: $a_1 = d$

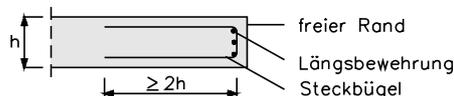
Querbewehrung Bei einachsigen gespannten Platten ist eine Querbewehrung mit einem Querschnitt von mindestens 20 % der Hauptbewehrung vorzusehen.

Stababstände Für die Hauptbewehrung $s_1 \leq 1,5h \leq 350 \text{ mm}$
Für die Querbewehrung $s_q \leq 2,5h \leq 400 \text{ mm}$

Auflagerbewehrung Es sind mindestens 50 % der maximalen Feldbewehrung über das Auflager zu führen und zu verankern.

konstruktive Einspannbewehrung Bei einer teilweisen, rechnerisch nicht berücksichtigten Einspannung sollten mindestens 25 % der maximalen Feldbewehrung auf der 0,2fachen Feldlänge (vom Auflageranschnitt) als obere Bewehrung angeordnet werden.

Randbewehrung Am freien ungestützten Rand ist eine Bewehrung anzuordnen (s. Abb.).



Drillbewehrung

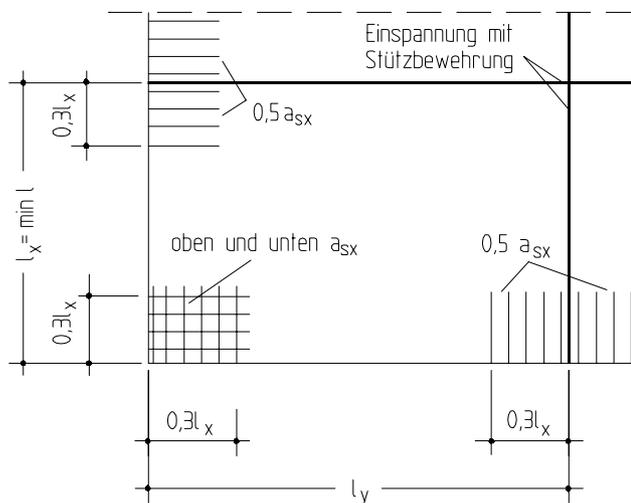
Eine Drillbewehrung sollte angeordnet werden, wenn die Ecken gegen Abheben gehalten sind, in anderen Fällen kann sie empfohlen sein.

Als Drillbewehrung sollte bei vierseitig gelagerten Platten unter Berücksichtigung der vorhandenen Bewehrung angeordnet werden (nach DIN 1045, 20.1.6.4):

- in Plattenecken mit zwei frei aufliegenden Rändern a_{sx} in beiden Richtungen oben und unten
- in Ecken mit einem frei aufliegenden und einem eingespannten Rand $0,5 a_{sx}$ rechtwinklig zum freien Rand

mit $a_{sx} = \max a_{s,\text{Feld}}$

Bei anderen Platten, z. B. bei dreiseitig gelagerten Platten, ist die erforderliche Drillbewehrung rechnerisch zu bestimmen und entsprechend anzuordnen.



(Darstellung für eine parallel zu den Seiten verlaufende Netzbewehrung)

Schubbewehrung

Für die bauliche Durchbildung schubbewehrter Platten gilt Abschn. 5.4.2.2, falls nachfolgend nicht Abweichungen bzw. Ergänzungen festgelegt sind. Im einzelnen gilt zusätzlich

- als Mindestdicke von Platten mit Schubbewehrung: 200 mm
- Falls eine Schubbewehrung erforderlich ist, müssen mindestens 60 % der Werte nach Tabelle in Abschn. 5.4.2.2 als Mindestschubbewehrung eingehalten sein.
- Die Schubbewehrung darf für $V_{Sd} \leq (1/3) \cdot V_{Rd2}$ vollständig aus Schrägstäben oder Schubzulagen bestehen; bei Anordnung nur einer Lage Schrägstäbe darf die Neigung auf 30° verringert werden.
- Längsabstand von Bügel nach Abschn. 5.4.2.2 Tabelle, wobei die Grenzwerte in mm vernachlässigt werden dürfen.
- als größter Längsabstand von Aufbiegungen:
 - Abstand vom Auflagernd $s_{\text{max}} \leq 0,5d$ (in Höhe der Biegezugbewehrung gemessen)
 - gegenseitiger Abstand $s_{\text{max}} \leq h$
 - Einem Schrägstab darf maximal die Schubkraft über eine Länge von $2d$ zugeordnet werden.

Unterbrochene Stützung (Deckengleiche Unterzüge)

Wenn linienförmige Unterstützungen von Platten in begrenzten Bereichen – nicht auf einer ganzen Plattenseite – unterbrochen sind, darf die gegenüber der durchgehenden Stützung geänderte Tragwirkung bei üblichen Abmessungen und Belastungen wie folgt erfaßt werden (DAfStb-H. 240 [5.15]; weitere Hinweise s. dort):

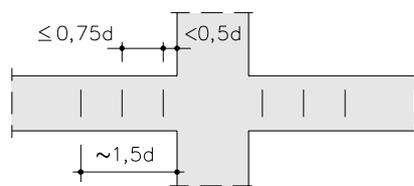
- $l/h \leq 7$: Konstruktive Bewehrung ohne rechnerischen Nachweis
- $7 < l/h \leq 15$: In Richtung der unterbrochenen Unterstützung wird die Bemessung am Ersatzbalken mit einer Breite $b_{M,F}$ für die Momentenbeanspruchung im Feld und $b_{M,S}$ für das Moment an der Stütze durchgeführt; für die Schubbemessung ist die Breite b_V anzusetzen; als Last-einzugsbereich gilt die unten dargestellte Fläche.
Rechtwinklig zur unterbrochenen Unterstützung ist an Innenauflagern die Stützbewehrung und Feldbewehrung wie bei Platten mit durchgehender Stützung anzuordnen; zusätzlich ist eine Verstärkung der Stützbewehrung ab $l = 10d$ linear bis um 40 % bei $l = 15d$ in einem Bereich von $0,4l$ erforderlich; an Endauflagern sind Steckbügel mit Ausbildung und Bewehrungsquerschnitt wie dargestellt erforderlich.
- $l/h > 15$: Das wirkliche Tragverhalten ist durch eine genauere Berechnung nach der Plattentheorie zu erfassen (z. B. nach [5.49]).

l/h	Berechnungs- und Bewehrungshinweise															
≤ 7	Konstruktive Bewehrung ohne rechnerischen Nachweis															
> 7 ≤ 15	<p>nach der Plattentheorie z. B. [5.49] oder genähert nach DAfStb-H.240 [5.15] wie nachfolgend dargestellt:</p> <div style="display: flex; justify-content: space-around;"> <div style="width: 45%;"> <p>a)</p> </div> <div style="width: 45%;"> <p>b)</p> </div> </div> <p style="text-align: center;">stat. System</p> <table border="1" style="margin-left: auto; margin-right: auto;"> <thead> <tr> <th colspan="3">Mitw. Breiten für Biegung b_M und Querkraft b_V</th> </tr> <tr> <th>Fall</th> <th>a)</th> <th>b) 1)</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>$b_{M,F}$</td> <td>$0,50 l$</td> <td>$0,25 l$</td> </tr> <tr> <td>$b_{M,S}$</td> <td>$0,25 l$</td> <td>$0,125 l$</td> </tr> <tr> <td>b_V</td> <td>$l + h$</td> <td>$l + 0,5h$</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: center; font-size: small;">1) Steckbü. je Plattenseite in cm^2/m: $a_{sbü} = h/10$ (h in cm)</p>	Mitw. Breiten für Biegung b_M und Querkraft b_V			Fall	a)	b) 1)	$b_{M,F}$	$0,50 l$	$0,25 l$	$b_{M,S}$	$0,25 l$	$0,125 l$	b_V	$l + h$	$l + 0,5h$
Mitw. Breiten für Biegung b_M und Querkraft b_V																
Fall	a)	b) 1)														
$b_{M,F}$	$0,50 l$	$0,25 l$														
$b_{M,S}$	$0,25 l$	$0,125 l$														
b_V	$l + h$	$l + 0,5h$														
> 15	Berechnung nach der Plattentheorie; s. z. B. [5.49]															

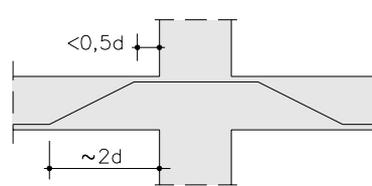
Durchstanzbewehrung in Platten

Es gelten die Regelungen für Schubbewehrung bei Platten (vgl. Abb., s. a. S. 5.93):

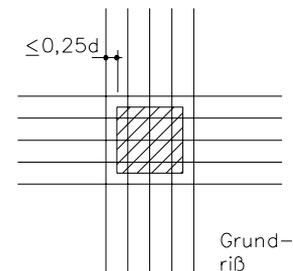
- Der Abstand der Schubbewehrung vom Rand der belasteten Fläche darf $1,5 d$ bzw. 800 mm (der kleinere Wert ist maßgebend) nicht überschreiten.
- Schrägstäbe müssen die belastete Fläche kreuzen oder höchstens in einem Abstand $d/4$ vom Rand dieser Fläche liegen.



a) Bügel als Durchstanzbewehrung



b) Schrägstäbe als Durchstanzbewehrung



Grundriß

5.4.4 Wände

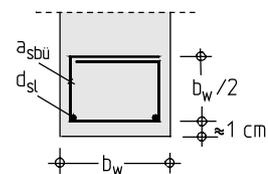
Die nachfolgenden Regelungen gelten nur für bewehrte Wände, bei denen die Bewehrung im Tragfähigkeitsnachweis berücksichtigt wurde. Die Größe und Anordnung der Bewehrung darf nach Stabwerksmodellen ermittelt werden. Bei Wänden ist die waagerechte Länge größer als die 4fache Dicke.

<i>Lotrechte Bewehrung</i>	Mindestbewehrung	$A_{s,min} \geq 0,004 \cdot A_c$ im Gesamtquerschnitt (die Hälfte dieser Bewehrung sollte an jeder Außenseite liegen)
	Höchstbewehrung	$A_{s,max} \leq 0,04 \cdot A_c$
	Stababstand	$s \leq \begin{cases} 2 h & (h \text{ Wanddicke}) \\ 300 \text{ mm} \end{cases}$
<i>Waagerechte Bewehrung</i>	Mindestbewehrung	50 % der lotrechten Bewehrung
	Stababstand	$s \leq 300 \text{ mm}$
	Stabdurchmesser	$\geq 1/4$ des Durchmessers der Längsbewehrung
	Anordnung	außen (zwischen der lotrechten Bewehrung und der Wandoberfläche)
<i>Bügelbewehrung</i>	Wenn die Querschnittsfläche der lastabtragenden lotrechten Bewehrung $0,02 \cdot A_c$ übersteigt, sollte sie nach Abschn. 5.4.1 verbügelt werden.	

Besonderheiten für vorgefertigte Wände nach EC 2 T 1-3

Vorgefertigte Stahlbetonwände sollten einen Mindestbewehrungsgrad $\rho \geq 0,003$ aufweisen (abweichend von EC 2 T 1-1, s. o.). Außerdem werden folgende Punkte angesprochen:

<i>Wand-Decken-Verbindungen:</i>	Steht eine Wand auf einer Fuge zwischen zwei Deckenplatten oder auf einer in einen Außenwandknoten einbindenden Deckenplatte, dürfen nur 50 % des lastabtragenden Querschnitts der Wand als mittragend angesetzt werden.
	Der wirksame Querschnitt darf auf 60 % erhöht werden, wenn im anschließenden Wandfuß und Wandkopf angeordnet werden ([5.61], s. Abb.)
	– Bügel mit $a_{sbü} \geq b_w/8$ ($a_{sbü}$ in cm^2/m , b_w in cm) und $s_{bü} \leq b_w \leq 20 \text{ cm}$
	– Längsbewehrung mit $d_s \geq 8 \text{ mm}$ für BSt 420 und $d_s \geq 6 \text{ mm}$ für BSt 500.



Sandwichplatten

Bei der Bemessung müssen Einflüsse aus Temperatur, Feuchtigkeit, Austrocknung und Schwinden – ggf. Ermüdung – berücksichtigt werden. Entsprechende CEN-Produktnormen sind ebenfalls zu beachten. Für die Verbindung der einzelnen Schichten sind korrosionsbeständige Werkstoffe zu verwenden. Die Bewehrung *tragender* Brüstungsplatten sollte an beiden Seiten und in beiden Richtungen mindestens $1,3 \text{ cm}^2/\text{m}$ betragen. In der *nichttragenden* Schicht darf die Bewehrung einlagig angeordnet werden.

Unbewehrte Betonwände nach EC 2 T 1-6

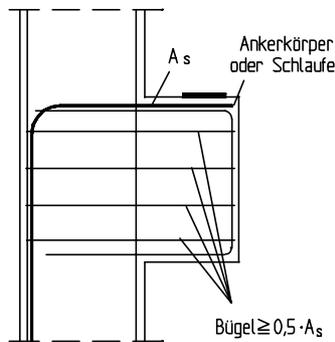
Die Mindestdicke von Ortbetonwänden beträgt $h_w \geq 12 \text{ cm}$. Schlitz- und Aussparungen sind nur zulässig, wenn nachweislich Standfestigkeit und Stabilität gesichert sind.

5.4.5 Konsolen, wandartige Träger, Verankerungsbereiche der Vorspannung

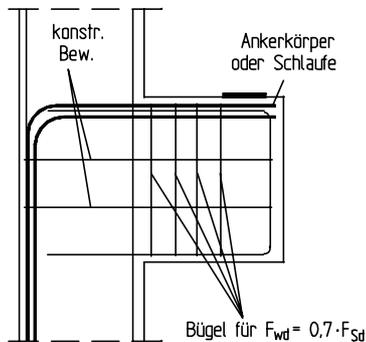
Konsolen

Die Zugbewehrung A_s sollte ab der Innenkante der Lagerplatte (s. Fachwerkmodell in Abschn. 3.5.5.2) mit der Verankerungslänge $l_{b,net}$ verankert werden; die Verankerung erfolgt im allgemeinen mit Schlaufen. Wenn die Verankerungslänge nicht untergebracht werden kann, kommen Ankerkörper in Frage.

Zusätzlich sollten geschlossene Bügel mit Anordnung und Querschnitt wie unten dargestellt gewählt werden (nach [5.11]). Für Konsolen mit $a_c \leq 0,5h_c$ sind die Bügel horizontal oder geneigt auszuführen (Darstellung links), für Konsolen mit $a_c > 0,5h_c$ stets vertikal. Es wird darauf hingewiesen, daß die genannten Bewehrungsgrundsätze von den Bestimmungen in EC 2 abweichen; insbesondere ist die geneigte Anordnung der Bügel entsprechend EC 2, Bild 5.18b nach DAfStb-Ri. [5.10] für Konsolen mit $0,5 < a/h \leq 1,5$ nicht zulässig, hier sind stets vertikale Bügel erforderlich (ausführliches Bemessungsbeispiel s. [5.79]).



Konsolen mit $a_c \leq 0,5 h_c$



Konsolen mit $a_c > 0,5 h_c$

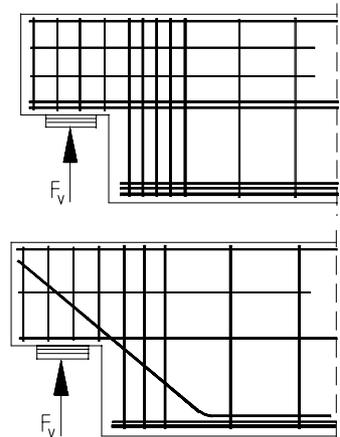
(Nachweis der Tragfähigkeit von Konsolen s. Abschn. 3.5.5.2.)

Ausgeklinte Trägersauflager

Vereinfachte Tragmodelle zur Erfassung des Tragverhaltens sind in Abschn. 3.5.5 dargestellt, die jeweils die Gleichgewichtsbedingung erfüllen. Eine Bewehrungsführung nach dem dort gezeigten Modell b) ist jedoch wegen frühzeitiger und starker Ribbildung in der einspringenden Ecke nicht zulässig. Die Bewehrungsführung orientiert sich daher an dem Modell a) oder an einer Kombination der Modelle a) und b) gemäß Abschn. 3.5.5. Weitere Hinweise s. [5.63] und [5.64].

Im Modell a) wird das ausgeklinte Ende wie bei Konsolen bemessen mit horizontalem Zugband und schräg gerichteter Druckstrebe. Das Zugband wird aus liegenden Schlaufen ausgeführt und ist wirksam im Auflagerbereich zu verankern. Zur anderen Seite hin sollte es weit in den Träger geführt werden. Im ungeschwächten Balkensteg ist eine vertikale Rückhängebewehrung mindestens für die Größe der Auflagerkraft zu bemessen, die vorzugsweise aus geschlossenen Bügeln (ggf. mit einer leichten Schrägstellung zur Ausklinkung hin) besteht. Die unten endende Biegezugbewehrung muß mit $l_{b,net}$ (indirekte Auflagerung) verankert werden, was häufig nur durch Zulage von liegenden Schlaufen möglich ist (s. Abb. rechts).

Die Bewehrungsführung für eine Kombination aus den Stabwerksmodellen a) und b) nach Abschn. 3.5.5 ist nebenstehend dargestellt. Hierbei wird die Auflagerkraft F_v innerhalb gewisser Grenzen frei auf die Teilmodelle a) und b) aufgeteilt, wobei der dem Modell b) zugewiesene Anteil der Auflagerkraft durch die schräge Bewehrung aufgenommen wird. Hierfür werden in der Regel liegende Schlaufen als Zulagen verwendet.



Wandartige Träger

Die Bewehrung, die den Zugstäben eines Fachwerkmodells zugeordnet ist, sollte vollständig außerhalb der Knotenpunkte durch Aufbiegungen, durch U-Bügel oder durch Ankerkörper verankert werden, wenn zwischen Knotenpunkt und Trägerende eine ausreichende Verankerungslänge $l_{b,net}$ nicht vorhanden ist.

Als *Mindestbewehrung* ist an beiden Außenflächen ein rechtwinkliges Bewehrungsnetz vorzusehen, dessen Bewehrungsgrad in beiden Richtungen $\geq 0,15\%$ ist.

Verankerungsbereich bei Vorspannung

Verankerungsbereich bei Vorspannung mit nachträglichem Verbund:

- Sämtliche Oberflächen sind mit einem rechtwinkligen Bewehrungsnetz zu versehen.
- Zur Aufnahme der Spaltzugbewehrung sind am Spanngliedende Bügel vorzusehen; sie sollten entsprechend der Verteilung der Spaltzugkräfte angeordnet und als geschlossene Bügel ausgebildet werden.
- Im Verankerungsbereich eines Spannglieds bzw. einer Spanngliedgruppe sollte auf jeder Seite der Bewehrungsgrad mindestens $0,15\%$ in beiden Richtungen betragen.

5.4.6 Andere Bauteile und besondere Bestimmungen

Umlenkkräfte

In Bereichen mit großen Richtungsänderungen der inneren Kräfte müssen die zugehörigen Umlenkkräfte durch eine Zusatzbewehrung aufgenommen werden.

Rahmenecken

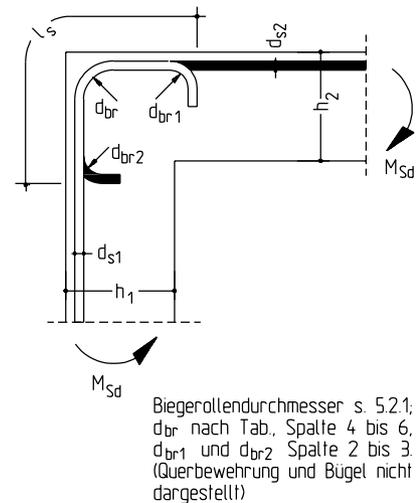
In Rahmenecken bzw. Bauteilen mit stark geknickter Leibung sollte der Beton sorgfältig verdichtet werden; die Festigkeitsklasse des Betons sollte mindestens C 20/25 betragen (nach DIN 1045, 18.9.3: Beton B 25), die Bewehrung sollte aus Rippenstählen bestehen. Bei Rahmenecken über ca. 70 cm Bauhöhe sollte zur Begrenzung der Rißbreite eine Zusatzbewehrung an den Seitenflächen angeordnet werden. Für die Bewehrungsführung ist zu unterscheiden, ob die Ecke durch ein positives oder negatives Moment beansprucht wird. Nachfolgend sind beispielhaft für zwei Standardfälle Konstruktionsregeln angegeben; detaillierte Angaben enthält z. B. [5.46].

Bei Rahmenecken mit *positivem Biegemoment* und einer Bauteildicke bis zu $h = 1,0$ m wird als Standardlösung eine schlaufenartige Bewehrungsführung empfohlen (s. a. DIN 1045, Bild 30); je nach Beanspruchungs- bzw. Bewehrungsgrad ist dabei zusätzlich eine Schrägbewehrung erforderlich. Für dickere Bauteile oder Verzicht auf die schlaufenförmige Bewehrungsführung müssen die gesamten Umlenkkräfte durch Bügel o. ä. aufgenommen werden; weitere Einzelheiten s. [5.36], [5.41] und [5.46].

Bei Rahmenecken mit *negativem Biegemoment* und Stoßausbildung im Bereich der Ecke ist die Bewehrung mit Übergreifung l_s auszubilden (s. untenstehende Abbildung). Auf eine erforderliche Querbewehrung im Bereich der Übergreifung wird hingewiesen.

α [°]	Möglichkeiten der Bewehrungsführung	ρ [%]*	A_{ss}
≥ 45 ≤ 100		$< 0,4$	nicht vorgeschrieben (ggf. konstruktiv)
		$\geq 0,4$ $\leq 1,0$	erforderlich: $A_{ss} \geq 0,5 \max \rho$
		$> 1,0$	erforderlich: $A_{ss} \geq 1,0 \max \rho$
> 100		alle	Voute anordnen; außerdem erforderlich: $A_{ss} \geq 1,0 \max \rho$

*) Maximaler Bewehrungsquerschnitt im Schnitt 1-1 bzw. 2-2: $\rho = A_s / (b \cdot d)$



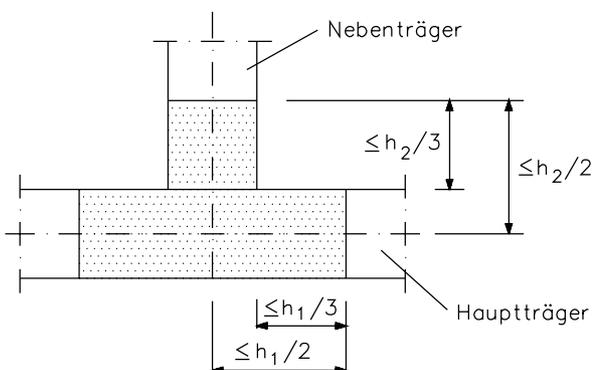
Anschluß von Nebenträgern

Im Kreuzungsbereich von Haupt- und Nebenträgern muß eine Aufhängebewehrung für die volle aufzunehmende Auflagerkraft des Nebenträgers vorgesehen werden. Die Aufhängebewehrung sollte vorzugsweise aus Bügeln bestehen, die die Hauptbewehrung des unterstützenden Bauteils (Hauptträger) umfassen.

Der größtmögliche Kreuzungsbereich, in dem die Aufhängebewehrung angeordnet wird, ist in der Abb. dargestellt.

h_1 Konstruktionshöhe des Hauptträgers

h_2 Konstruktionshöhe des Nebenträgers ($h_2 < h_1$)



Teilflächenbelastung

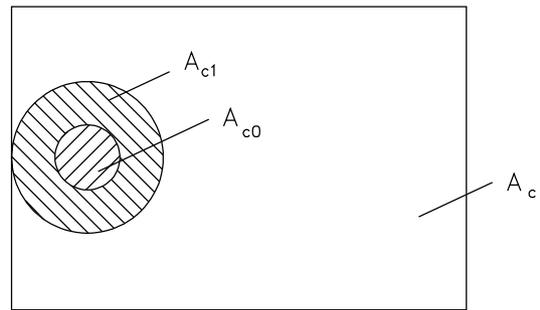
Bei einer örtlichen Krafteinleitung darf die aufnehmbare Teilflächenbelastung ermittelt werden aus

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1} / A_{c0}} \leq 3,3 \cdot f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (98)$$

falls zur Aufnahme der Spaltzugkräfte (s. unten) eine örtliche Zusatzbewehrung angeordnet wird.

Es ist

- f_{cd} Bemessungswert der Betondruckspannungen ($f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$)
 A_{c0} Belastungsfläche
 A_{c1} größte Fläche, die geometrisch A_{c0} bei gleichem Schwerpunkt entspricht, der Betonfläche A_c eingeschrieben werden kann und in derselben Ebene wie die Lasteintragungsfläche liegt (s. Abb.)



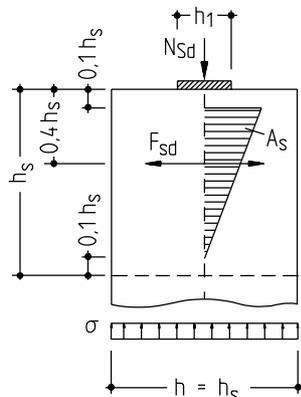
Draufsicht

Wenn die örtlichen Lasten nicht gleichmäßig über die Teilfläche A_{c0} verteilt sind oder größere Schubkräfte vorhanden sind, ist der Wert von F_{Rdu} zu verringern.

(Hinweis: Die vorstehend aufgeführten Berechnungsmethoden gelten *nicht* für die Verankerung von Spanngliedern.)

Die *Spalt- und Randzugkräfte* bei Teilflächenbelastung können nach DAfStb-H.240 [5.15] ermittelt werden. Bei Angriff *einer* mittig oder ausmittig angreifenden Längsdruckkraft N_{Sd} erhält man danach die nachfolgend angegebenen Spalt- und Randzugkräfte (bei Angriff mehrerer Längsdruckkräfte s. DAfStb-H. 240).

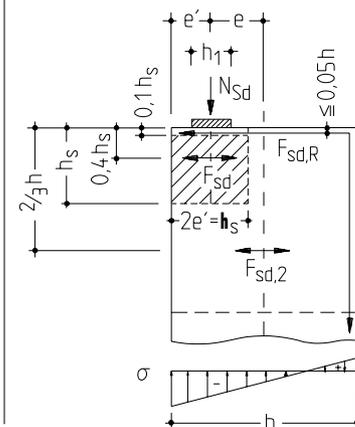
Mittig angreifende Druckkraft



$$F_{sd} = \frac{N_{Sd}}{4} \cdot \left(1 - \frac{h_1}{h_s}\right)$$

$F_{sd,R}$: konstruktiv

Exzentrisch angreifende Druckkraft



$$F_{sd} = \frac{N_{Sd}}{4} \cdot \left(1 - \frac{h_1}{h_s}\right)$$

$$F_{sd,R} = N_{Sd} \cdot \left(\frac{e}{h} - \frac{1}{6}\right)$$

$$F_{sd,2} \approx 0,3 F_{sd,R}$$

Ringanker (s. a. Abschn. 5.4.8)

Allgemeines Als Vorkehrung zur Begrenzung möglicher Schäden (z. B. infolge Anpralllasten, Explosionen usw.) können Ringanker verwendet werden. Das Zusammenwirken von Bauteilen kann erreicht werden durch

- äußere Ringanker
- innere Ringanker
- senkrechte Zugbänder.

Wenn ein Bauwerk durch Dehnfugen in unabhängige Bauwerksabschnitte aufgeteilt ist, sollte jeder Abschnitt ein unabhängiges Ringankersystem haben.

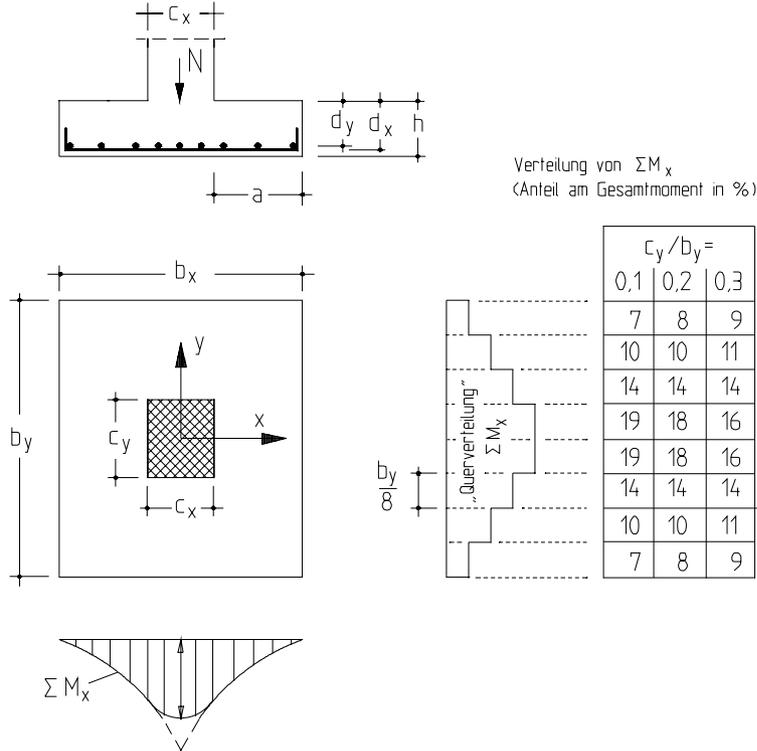
Bemessung Die Querschnitte von Ringankern sollten für die Beanspruchungen aus den außergewöhnlichen Lasten (s. o.) bemessen werden und in der Lage sein, einen „Lastableitungspfad“ um ein beschädigtes Bauteil sicherzustellen. Die Stahlspannungen dürfen mit ihren charakteristischen Werten f_{yk} berücksichtigt werden.

Konstruktive Ausbildung Ringanker sollten über den Umfang des Tragwerks durchlaufen. Die Durchlaufwirkung wird durch Übergreifungslängen $l_s = 2 l_b$ sichergestellt, die von Bügeln oder Spiralen mit $s \leq 100$ mm umgeben sind (alternativ ist auch Verschweißen oder Verwendung mechanischer Verbindungsmittel möglich). Die Ringanker am Umfang des Tragwerks sollten mit mechanischen Verankerungen im Randbereich des Tragwerks versehen werden.

5.4.7 Fundamente

Bewehrte Einzelfundamente

In Fundamentplatten verlaufen die Hauptmomente in Stützennähe radial und tangential. Anstelle dieser Hauptmomente darf man jedoch näherungsweise die Momente M_x und M_y parallel zu den Kanten der Fundamentplatte berücksichtigen [5.15]. Das größte Gesamtbiegemoment je Richtung einer Fundamentplatte mit rechteckigem Grundriß, die durch eine mittig und lotrecht angreifende Stützenlast beansprucht wird, beträgt unter der Annahme gleichmäßig verteilter Bodenpressungen (die nachfolgenden Gleichungen sind für die x -Richtung aufgestellt, für die y -Richtung gelten sie analog):



$$M_x = N \cdot \frac{b_x}{8}$$

Unter Berücksichtigung einer ggf. zulässigen Momentenausrundung (s. Abschn. 3.5.2; vgl. a. Abschn. 4.1.4.2, Beispiel) erhält man als

Ausgerundetes Moment

$$M_x' = N \cdot \frac{b_x}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_x}{b_x}\right)$$

Anschnittmoment

$$M_{x,I} = N \cdot \frac{b_x}{8} \cdot \left(1 - \frac{c_x}{b_x}\right)^2$$

Die Verteilung der Plattenmomente rechtwinklig zur betrachteten Richtung darf näherungsweise nach nebenstehender Tabelle erfolgen. Bei gedrungenen Fundamenten (etwa bei $c_y/b_y > 0,3$, $h/a > 1,0$) darf das Gesamtmoment gleichmäßig über die Breite verteilt werden.

Wird durch die Stütze gleichzeitig ein Biegemoment eingeleitet bzw. ist die Stütze exzentrisch angeordnet, ist das Plattenmoment aus der trapez- oder dreieckförmig verteilten Bodenpressung zu berechnen.

Die Biegebewehrung sollte wegen der hohen Verbundspannungen ohne Abstufung bis zum Rand geführt werden und dort sorgfältig verankert werden (z. B. mit Haken), die Betondeckung sollte reichlich gewählt werden; ggf. ist ein Nachweis der Verbundspannungen erforderlich.

Wegen des Durchstanznachweises wird auf Abschn. 4.1.4 verwiesen (s. auch ausführliches Beispiel zur Fundamentbemessung in Abschn. 4.1.4.2). Der Mindestbiegebewehrungsgrad $\rho_1 = 0,5\%$, der bei punktförmig gestützten Platten gefordert ist, braucht für Fundamente mit einer Dicke von mehr als 50 cm nach DAfStb-Ri. [5.10] nicht eingehalten zu werden (s. jedoch Mindestbewehrung für Platten).

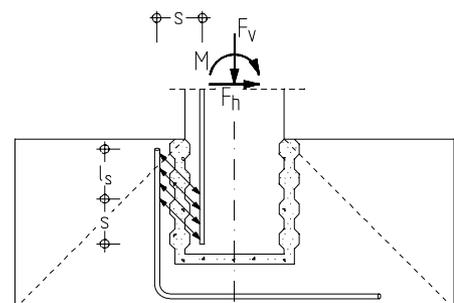
Köcherfundamente

Betonköcher müssen in der Lage sein, vertikale Lasten, Biegemomente und Horizontalkräfte aus den Stützen in den Baugrund zu übertragen. Der Köcher muß groß genug sein, um ein einwandfreies Verfüllen unter und seitlich der Stütze zu ermöglichen.

Köcher mit profilierter Oberfläche

Köcher mit Profilierung oder Verzahnung dürfen als monolithische Fundamente betrachtet werden. Für die Übergreifung von auf Zug beanspruchter Bewehrung ist der horizontale Abstand s zwischen dem Stab in der Stütze und dem senkrechten übergreifenden Stab im Köcher zu beachten. Die Übergreifungslänge ist mindestens um diesen Abstand zu vergrößern (s. Abb.), außerdem ist eine angemessene Horizontalbewehrung anzuordnen.

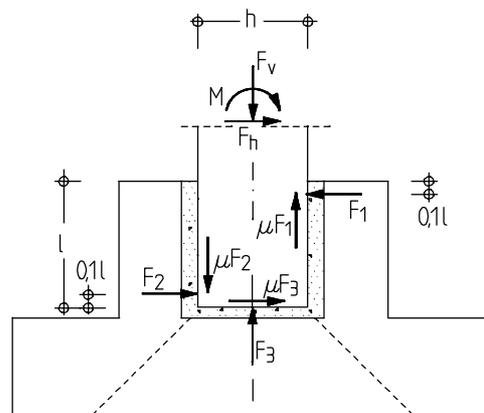
Der Nachweis auf Durchstanzen sollte wie für eine monolithische Verbindung von Stütze und Fundament erfolgen (s. Abschn. 4.1.4), wenn die Querkraftübertragung zwischen Stütze und Fundament gesichert ist. Andernfalls sollte die Bemessung auf Durchstanzen wie für Köcher mit glatter Oberfläche erfolgen.



Köcher mit glatter Oberfläche

Die Kräfte und das Moment werden durch Druckkräfte F_1 und F_2 und entsprechende Reibungskräfte übertragen (s. Abb.); der Reibungsbeiwert sollte nicht größer als $\mu = 0,3$ gewählt werden. Das dargestellte Modell setzt voraus, daß $l \geq 1,2 h$ ist. Besonders zu beachten ist

- die Bewehrungsanordnung für F_1 an der Oberseite und die Kraftübertragung über die Seitenflächen
- die Verankerung der Hauptbewehrung in Stütze und Köcher
- die Querkrafttragfähigkeit der Stützenfüße
- die Durchstantragfähigkeit der Bodenplatte unter Berücksichtigung des Füllbetons unter dem Fertigteil.



Unbewehrte Fundamente

(nach EC 2 T 1-6)

Annähernd zentrisch belastete streifenförmige und flache Einzelfundamente dürfen dann unbewehrt ausgeführt werden, wenn das Verhältnis h_F/a folgende Bedingung erfüllt (s. hierzu Diagramm unten):

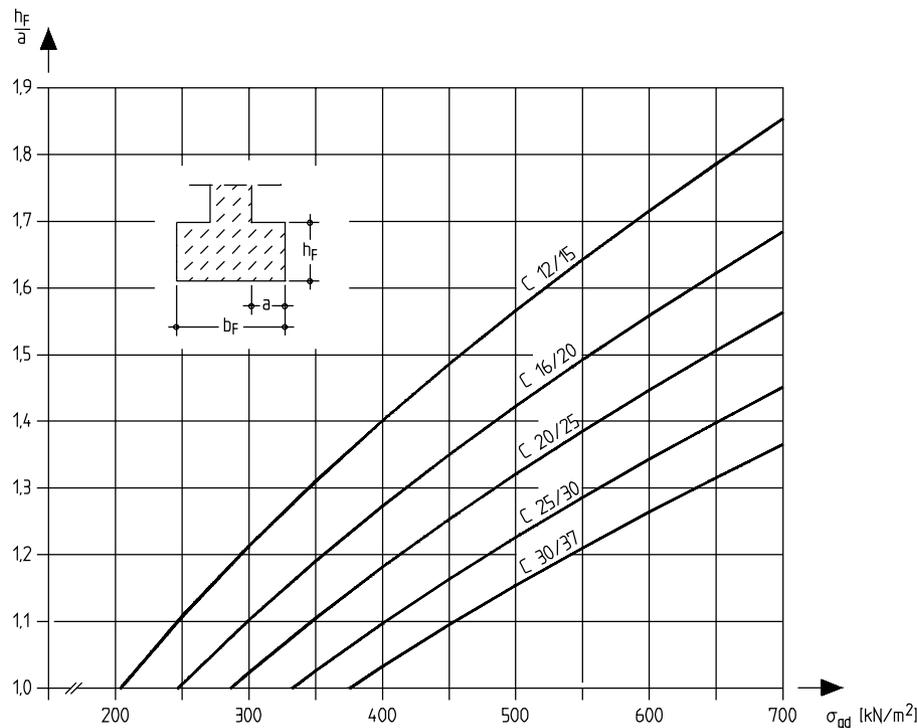
$$\frac{h_F}{a} \geq \sqrt{\frac{3\sigma_{gd}}{f_{ctd}}}$$

mit σ_{gd} Bemessungswert der Bodenpressungen

f_{ctd} Bemessungswert der Betonzugfestigkeit ($f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$; s. Abschn. 2)

(In [5.12] wird eine Begrenzung auf $h_F/a \geq 1$ empfohlen.)

Ohne weiteren Nachweis dürfen Streifenfundamente mit $h_F/a \geq 2$ stets unbewehrt ausgeführt werden.



Zulässige Fundamentalschlankheit h_F/a

(zusätzlich zu dem oben genannten Verhältniswert wird die Grenze $h_F/a \geq 1$ eingehalten; vgl [5.12])

Beispiel

Streifenfundament mit Belastung aus Eigenlasten N_{Gk} und Verkehrslasten N_{Qk} . Zur Erfüllung der bodenmechanischen Nachweise wurde eine Fundamentbreite $b_F = 0,90$ m festgelegt. Gesucht ist die Fundamenthöhe h_F .

Baustoffe:

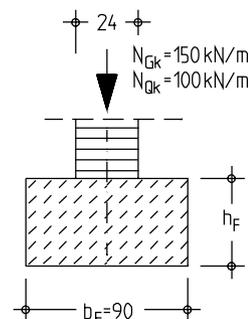
Beton C 12/15

Bodenpressungen: $\sigma_{gd} = N_{Sd}/b_F = (1,35 \cdot 150 + 1,50 \cdot 100)/0,90 = 392$ kN/m²

→ $(h_F/a)_{req} \geq 1,39$ (aus Diagramm für $\sigma_{gd} = 392$ kN/m² und C 12/15)

$h_{F,req} \geq 1,39 \cdot a = 1,39 \cdot (0,90 - 0,24)/2 = 0,46$ m

gew.: $h_{F,prov} = 0,50$ m (Für eine frostfreie Gründung sind ggf. größere Fundamentdicken erforderlich.)



5.4.8 Schadensbegrenzung bei außergewöhnlichen Einwirkungen (EC 2 T 1-3)

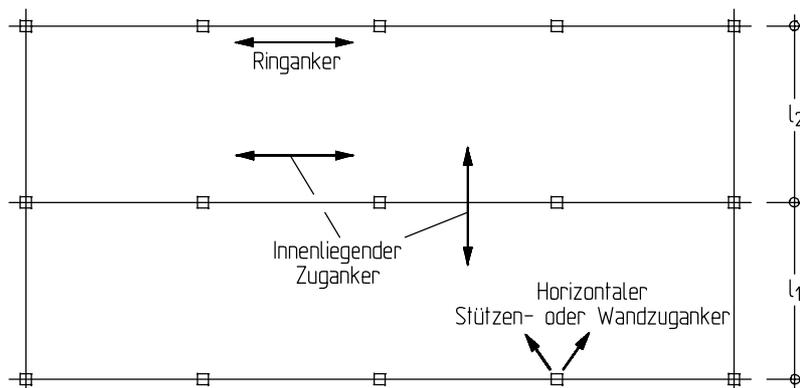
Nach EC 2 T 1-3 sind Zuganker vorzusehen, um einen örtlichen Schaden infolge außergewöhnlicher Einwirkungen (Anprall, Explosion) zu begrenzen und im Falle eines solchen Schadens alternative Lastpfade zu ermöglichen. Zuganker müssen wirksam durchlaufend sein und entsprechend verankert werden.

Als Zugankersystem ist in einem Bauwerk bzw. – bei einem durch Dehnfugen in unabhängige Abschnitte geteilten Bauwerk – in einem Bauwerksabschnitt vorzusehen (s. Darstellung):

- Ringanker
- innenliegende Zuganker
- horizontale Stützen- oder Wandzuganker
- ggf. vertikale Zuganker (besonders bei Großtafelbauten).

Für die Bemessung von Zugankern darf die charakteristische Festigkeit f_{yk} der Bewehrung ausgenutzt werden, eine aus anderen Gründen vorhandene Bewehrung darf ganz oder teilweise angerechnet werden.

Zugankersystem zur Aufnahme außergewöhnlicher Einwirkungen



Ringanker

In jeder Decken- und Dachebene muß ein wirksamer durchlaufender Ringanker innerhalb eines Randabstandes von 1,20 m angeordnet werden (der Ringanker kann Bewehrung einschließen, die Teil der inneren Zuganker ist). Der Ringanker sollte eine Zugkraft von

$$F_{tie} = l_1 \cdot 10 \text{ (kN/m)} \leq 70 \text{ kN}^*)$$

aufnehmen können (l_1 Spannweite des Endfeldes in m). Einspringende Ecken (z. B. Atrium) müssen Ringanker wie bei Außenecken aufweisen, die sorgfältig zu verankern sind.

Innenliegende Zuganker

Sie müssen in jeder Decken- und Dachebene in zwei zueinander rechtwinkligen Richtungen liegen und an ihren Enden in den außenliegenden Ringankern verankert sein. Die innenliegenden Zuganker dürfen sich gleichmäßig in den Platten, an oder in Balken und/oder in Wänden (0,5 m über bzw. unter den Deckenplatten) befinden. In jeder Richtung sollten sie eine Zugkraft aufnehmen können (je Meter Breite) von

$$f_{tie} = 20 \text{ kN/m.}$$

In Decken ohne Aufbeton, in denen die Zuganker in den Fugen zwischen den Fertigteilen liegen, ist in einer Fuge eine Mindestkraft von

$$F_{tie} = 0,5 \cdot (l_1 + l_2) \cdot 20 \text{ (kN/m)} \leq 70 \text{ kN}^*)$$

anzusetzen mit l_1 und l_2 als Spannweiten (in m) der Deckenplatten.

Horizontale Stützen- und Wandzuganker

Randstützen und Außenwände müssen in jeder Decken- und Dachebene horizontal im Tragwerk verankert sein. Die Zuganker sollten eine Zugkraft je Fassadenmeter von

$$f_{tie} = 20 \text{ kN/m}$$

aufnehmen können. Für Stützen beträgt jedoch der Höchstwert je Stütze

$$F_{tie} = 150 \text{ kN}^*)$$

Bei Eckstützen sollte in zwei Richtungen verankert werden, wobei die vorhandene Ringankerbewehrung angerechnet werden kann.

Vertikale Zuganker

Im Großtafelbau ab 5 Stockwerke müssen vertikale Zuganker in den Stützen/Wänden angeordnet werden, um den Einsturz einer Decke beim Ausfall der darunterliegenden Stütze/Wand zu verhindern. Die Zuganker müssen einen Teil eines Überbrückungssystems um den zerstörten Bereich bilden. Die Zuganker sollten möglichst von unten bis oben durchgehen und im Grenzzustand der Tragfähigkeit den Bemessungswert der auf der Decke unmittelbar über der ausgefallenen Stütze/Wand wirkenden Belastung aufnehmen.

*) In [5.63] wird ausgeführt, daß die genannten Höchstwerte besser als Mindestwert aufgefaßt werden sollten.

6 Bemessungsbeispiel für einen vorgespannten Träger

6.1 System und Abmessungen

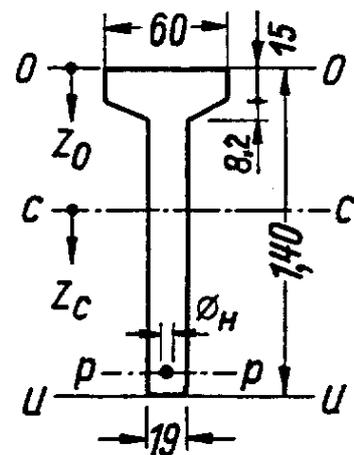
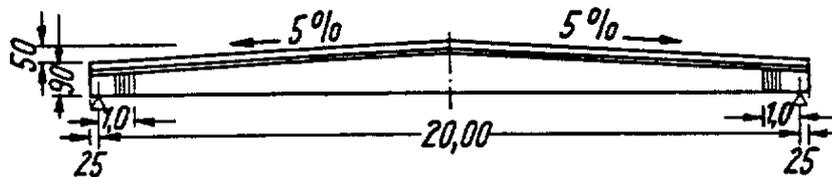
6.1.1 Objektbeschreibung, Tragwerksmaße, Baustoffdaten und sonstige Vorgaben

Bauwerk: geschlossene Halle mit abgedichteter Dachhaut, Innenraum mit normaler Luftfeuchtigkeit, keine besondere chemische Aggressivität

Stat. System: Einfeldträger in der Ausbildung mit schmalen Steg und verbreitertem Obergurt, beidseitige Stegverbreiterungen in den Auflagerbereichen jeweils beginnend ab 1,00 m vor den Auflagern

Stützweite: 20,00 m

Querschnitt¹⁾:
 Konstruktionshöhe 1,40 m in Feldmitte ... 0,90 m an den Auflagern
 Stegbreite 0,19 m (an den Auflagern 0,40 m)
 Obergurtbreite 0,60 m
 Obergurtdicke 0,15 ... 0,232 m



Dachausbildung: 20 cm Porenbetonplatten, Bitumenbahnen mehrlagig geklebt

Binderabstand: 6,00 m (Achsabstand)

Auflagerung: Elastomerlager, Stützen jeweils im Fundament eingespannt

Herstellung: Vorfertigung der Binder nicht in stationärem Werk, sondern in Baustellennähe, Spannglieder mit nachträglicher Herstellung des Verbunds

Beton: Normalbeton C 35/45 mit Zement CE 42,5 R
 charakteristische Zylinderdruckfestigkeit $f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2$ (EC2, 3.1.2.4 Tab.3.1)
 Bemessungswert $f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 35 / 1,5 = 23,3 \text{ N/mm}^2$ (EC2, 2.3.3.2 Tab.2.3)
 mittlere Zugfestigkeit $f_{ctm} = 3,2 \text{ N/mm}^2$ (EC2, 3.1.2.4 Tab.3.1)
 Elastizitätsmodul als Sekantenmodul $E_{cm} = 33\,500 \text{ N/mm}^2$ (EC2, 3.2.1.5.2 Tab.3.2)

Betonstahl: S 500, charakteristischer Wert der Streckgrenze $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ (EC2, 3.2)
 Bemessungswert $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$ (EC2, 2.3.3.2 Tab.2.3)
 Elastizitätsmodul $E_s = 200\,000 \text{ N/mm}^2$ (EC2, 3.2.1.5.2 Tab.3.2)

Spannstahl: St 1550/1800 als 0,6"-Litzen mit 1,40 cm² Querschnitt (EC2, 3.3.2 und 3.3.4)
 charakteristischer Wert der 0,1%-Dehngrenze $f_{p0,1k} = 1550 \text{ N/mm}^2$
 charakteristischer Wert der Zugfestigkeit $f_{pk} = 1800 \text{ N/mm}^2$
 Bemessungswert $f_{pd} = 0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s = 0,9 \cdot 1800 / 1,15 = 1409 \text{ N/mm}^2$ (EC2 4.2.3.3.3 Abs.6)
 Elastizitätsmodul $E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2$ (EC2, 3.3.4.4 Abs.2)

¹⁾ Profilabmessungen (mit Ausnahme der auflagernahen Stegverbreiterung) lt. „Typenprogramm Fertigteiltbau“, Fassung 1993, der Fachvereinigung Betonfertigteiltbau e.V im Bundesverband Deutsche Beton- und Fertigteiltindustrie, Bonn

Betondeckung: Maßgebend ist die Umweltklasse 1 (EC2, Tab.4.1: trockene Umgebung / Innenraum)
Damit gilt für den Betonstahl:

- Mindestbetondeckung $\min c = 1,5 \text{ cm}$ (EC2, Tab.4.2)
- Vorhaltemaß bei Fertigteilen $\Delta h = 1,0 \text{ cm}$ (AnwRi 4.1.3.3 Abs.8)
- Nennmaß der Betondeckung $\text{nom } c = 2,5 \text{ cm}$

und für Spannstahl bzw. Hüllrohr

- Mindestbetondeckung $\min c = 2,5 \text{ cm}$ (EC2, Tab.4.2)
- desgleichen $\min c = \varnothing_H = 6,2 \text{ cm}$ (EC2, 4.1.3.3 Abs.12)
- Vorhaltemaß $\Delta h = 0$ (AnwRi 4.1.3.3 Abs.8 mit bes. Maßnahmen beim Verlegen)
- Nennmaß der Betondeckung $\text{nom } c = 6,2 \text{ cm}$

Rißbreite: Die Rißbreite unter häufiger Lastkombination ist auf $w_k = 0,2 \text{ mm}$ zu beschränken (EC2, 4.4.2.1 Abs.7 und Tab.4.10).

6.1.2 Querschnittswerte

6.1.2.1 Zu untersuchende Schnittstellen

Die Untersuchung kann angesichts der übersichtlichen Tragwerksverhältnisse und der zwischen Feldmitte und Auflager stetigen Verläufe aller Bemessungsparameter (Momentenlinien, Spanngliedführung, Querschnittswerte) auf wenige Schnittstellen beschränkt werden.

Allerdings ist zu beachten, daß bei einem vorgespannten Satteldach-Träger die ungünstigen Beanspruchungen nicht in Feldmitte liegen, sondern in einigem Abstand davon. Denn der Hebelarm des Spannglieds nimmt wegen des geknickten Verlaufs der Schwereachse des Betonquerschnitts von Feldmitte ausgehend in Richtung auf die Auflager hin sofort linear ab – und mit ihm tun das dementsprechend die Vorspannmomente –, während die annähernd parabolisch verlaufenden Lastmomente sich von Feldmitte ausgehend erst sehr allmählich verringern. Die ungünstigst beanspruchte Schnittstelle liegt im Fall des vorliegenden Binders annähernd bei $x = 0,31 l$ (vgl. Beispiel 1 in Lit. [5.51]).

Im folgenden wird die Untersuchung deshalb beschränkt auf die Schnittstellen $x = 0,31 l$ (ungünstigste Biegebeanspruchung) und $x = 0,05 l$ (ungünstigste Schubbeanspruchung am Beginn der auflagnahen Stegverbreiterung). In der Praxis würde man ergänzend auch Nachweise etwa an den Schnitten $0,15 l$ und $0,50 l$ führen.

6.1.2.2 Betonquerschnittswerte

Es werden genügend genau die „Bruttowerte“ des vollen Betonquerschnitts zugrunde gelegt. Die „Nettowerte“ mit Abzug der Spannkäule sind nur im Anfangszeitpunkt genauer, später stellt sich als Folge des Betonkriechens eine Umlagerung der anfänglich erhöhten Betondruckspannungen aus Spannkraft auch auf den erhärteten Einpreßmörtel ein, so daß sich letztlich ein Zwischenzustand ergibt.

Schnittstelle $x = 0,31 l$ (Querschnittshöhe beträgt $1,21 \text{ m}$)

Anteil	$b \cdot h = A$	z_o	S_o	z_c	$z_c^2 \cdot A$	I_A
–	m^2	m	m^3	m	m^4	m^4
Steg	$0,19 \cdot 1,21 = 0,2299$	0,605	0,1391	+ 0,129	0,00383	0,02805
Gurt	$0,41 \cdot 0,15 = 0,0615$	0,075	0,0046	– 0,401	0,00989	0,00012
Schräge	$0,41 \cdot 0,082/2 = 0,0168$	0,177	0,0030	– 0,299	0,00150	–
	$A_c = \mathbf{0,3082}$	0,476	0,1467		0,01522	0,02817

$$I_c = \sum I_A + \sum z_c^2 \cdot A = 0,02817 + 0,01522 = + \mathbf{0,04339 \text{ m}^4}$$

$$W_{co} = I_c / z_{co} = 0,04339 / (-0,476) = - \mathbf{0,0912 \text{ m}^3}$$

$$W_{cu} = I_c / z_{cu} = 0,04339 / (+0,734) = + \mathbf{0,0591 \text{ m}^3}$$

Ferner, mit Spanngliedordinate $z_{cp} = +0,582 \text{ m}$ (siehe Abschnitt 6.2.2.4)

$$W_{cp} = I_c / z_{cp} = 0,04339 / 0,582 = + \mathbf{0,0746 \text{ m}^3}$$

Schnittstelle $x = 0,05 l$ (Querschnittshöhe beträgt 0,95 m)

Ergebnisse ohne nähere Vorführung des Ermittlungsganges:

$$\begin{aligned} A_c &= \mathbf{0,2588 \text{ m}^2} & z_{co} &= -0,361 \text{ m} \quad \text{und} \quad z_{cu} = +0,589 \text{ m} \\ I_c &= \mathbf{0,02165 \text{ m}^4} \\ W_{co} &= -\mathbf{0,0600 \text{ m}^3} & z_{cp} &= +0,205 \text{ m} \\ W_{cu} &= +\mathbf{0,0368 \text{ m}^3} & W_{cp} &= +\mathbf{0,1056 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

6.1.2.3 Verbundquerschnittswerte

Gemäß Abschnitt 6.2.1.5 ist ein Spannglied gewählt mit einem Stahlquerschnitt von

$$A_p = 9,80 \text{ cm}^2 = 0,00098 \text{ m}^2 \quad (7 \text{ Litzen zu je } 140 \text{ mm}^2)$$

Die ebenfalls vorhandenen Einlagen aus schlaffem Betonstahl schlagen bei dem gewählten Vorspanngrad relativ gering zu Buche und werden unberücksichtigt gelassen.

Im Verbundquerschnitt wirken Stahlquerschnittsanteile im Vergleich zum Beton mit α -facher Fläche:

$$\alpha = E_p / E_c = 195000 / 33500 = 5,82$$

Schnittstelle $x = 0,31 l$

Querschnittsfläche:

$$A_i = A_c + (\alpha - 1) \cdot A_p = 0,3082 + (5,82 - 1) \cdot 0,00098 = \mathbf{0,3129 \text{ m}^2}$$

Schwereachsenverschiebung infolge der Hinzunahme des Spannstahlquerschnitts:

$$z_{ci} = (\alpha - 1) \cdot A_p \cdot z_{cp} / A_i = 4,82 \cdot 0,00098 \cdot 0,582 / 0,3129 = +0,009 \text{ m}$$

Spanngliedordinate im Verbundquerschnitt:

$$z_{ip} = z_{cp} - z_{ci} = 0,582 - 0,009 = +0,573 \text{ m}$$

Flächenmoment 2. Grades („Trägheitsmoment“) am Verbundquerschnitt nach dem Satz von Steiner:

$$I_i = I_c + (\alpha - 1) A_p \cdot z_{cp} \cdot z_{ip} = 0,04339 + 4,82 \cdot 0,00098 \cdot 0,582 \cdot 0,573 = \mathbf{0,04497 \text{ m}^4}$$

Widerstandsmomente:

$$\begin{aligned} W_{io} &= I_i / z_{io} = 0,04497 / (-0,476 - 0,009) = -\mathbf{0,0927 \text{ m}^3} \\ W_{iu} &= I_i / z_{iu} = 0,04497 / (+0,734 - 0,009) = +\mathbf{0,0620 \text{ m}^3} \\ W_{ip} &= I_i / z_{ip} = 0,04497 / (+0,573) = +\mathbf{0,0785 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

Schnittstelle $x = 0,05 l$

Ergebnisse ohne nähere Vorführung des Ermittlungsganges:

$$\begin{aligned} A_i &= \mathbf{0,2635 \text{ m}^2} & z_{io} &= -0,365 \text{ m} \quad \text{und} \quad z_{iu} = +0,585 \text{ m} \\ I_i &= \mathbf{0,02184 \text{ m}^4} \\ W_{io} &= -\mathbf{0,0598 \text{ m}^3} & z_{ip} &= +0,201 \text{ m} \\ W_{iu} &= +\mathbf{0,0373 \text{ m}^3} & W_{ip} &= +\mathbf{0,1087 \text{ m}^3} \end{aligned}$$

6.2 Charakteristische Werte der Einwirkungen und Schnittgrößen

6.2.1 Äußere Lasten und Zwang

6.2.1.1 Konstruktionseigenlast

Aus dem Raumgewicht 25 kN/m^3 des bewehrten Betons und der jeweils vorhandenen Querschnittsfläche A_c ergeben sich im Fall des vorliegenden Satteldach-Binders eine konstante Streckenlast von $6,23 \text{ kN/m}$ sowie eine Dreieckslast (Auflagerverstärkung unberücksichtigt) mit Größtwert $2,38 \text{ kN/m}$ in Feldmitte. Schnittgrößen aus diesen charakteristischen Einwirkungen wie folgt (Rechnung nicht vorgeführt).

$$\begin{aligned} \text{Schnittstelle } x = 0,31 l: & \quad M_g = \mathbf{330 \text{ kNm}} \\ \text{Schnittstelle } x = 0,05 l: & \quad M_g = \mathbf{71 \text{ kNm}} \quad V_g = \mathbf{68 \text{ kN}} \end{aligned}$$

6.2.1.2 Zusatzeigenlast

Porenbeton-Dachplatten und bituminöse Dichtungsbahnen ergeben mit angemessenem Zuschlag für einen gewissen Lastanteil aus Leitungsinstallationen eine Flächenlast von $2,25 \text{ kN/m}^2$. Bei $6,00 \text{ m}$ Binderabstand erhält man eine Streckenlast von $13,50 \text{ kN/m}$.

$$\begin{array}{ll} \text{Schnittstelle } x = 0,31 \text{ l:} & M_{\Delta g} = 577 \text{ kNm} \\ \text{Schnittstelle } x = 0,05 \text{ l:} & M_{\Delta g} = 128 \text{ kNm} \quad V_{\Delta g} = 122 \text{ kN} \end{array}$$

6.2.1.3 Schneelast

Flächenlast $1,00 \text{ kN/m}^2$, bei $6,00 \text{ m}$ Binderabstand ergibt sich eine Streckenlast von $6,00 \text{ kN/m}$.

$$\begin{array}{ll} \text{Schnittstelle } x = 0,31 \text{ l:} & M_q = 257 \text{ kNm} \\ \text{Schnittstelle } x = 0,05 \text{ l:} & M_q = 57 \text{ kNm} \quad V_q = 54 \text{ kN} \end{array}$$

6.2.1.4 Windlast

Der Binder ist an seinen Enden gelenkig-unverschieblich auf den Hallenstützen aufgelagert. In Hallenquerrichtung einwirkende Windlast stützt sich am Stützenkopf in dem Maße auf den Binder ab, als dieser eine anteilige Größe in Form von Längskraft auf den Kopf der gegenüberliegenden Stütze überträgt. Weiterhin ergeben Druck- und Sogeinwirkungen an den Dachflächen Biegung aus Windlast im Binder.

Beide Einflüsse werden im Rahmen des Bemessungsbeispiels unberücksichtigt gelassen, da in den Rechnungsgang sehr viele Parameter der ganzen Hallenkonstruktion eingehen würden bis hin zur Fundamentausbildung und zur Beschaffenheit des Baugrunds.

6.2.1.5 Zwang aus Längenänderungen des Binders

Auch Längenänderungen des Binders aus Temperatureinwirkung sowie Verkürzungen aus Schwinden und Kriechen des Betons führen aufgrund der Unverschieblichkeit der Auflagerpunkte zu Längskräften im Tragwerk (bzw. Horizontalkraft-Einwirkungen an den Stützenköpfen).

Auf Berücksichtigung dieser Einflüsse wird im Rahmen des Bemessungsbeispiels ebenfalls verzichtet.

6.2.2 Vorspannung

6.2.2.1 Spannglieddaten laut Zulassung und EC 2 bzw. AnwRi

Spannstahl:	St 1550/1800, 0,6"-Litzen mit $1,40 \text{ cm}^2$ Querschnitt
Querschnitt:	$A_p = 9,8 \text{ cm}^2$ (1 Spannglied mit 7 Litzen)
zuläss. Spannung,	anfänglich nach Beendigung des Spannvorgangs:
	$\sigma_{pm0} = 0,85 \cdot 1550 = 1317,5 \text{ N/mm}^2$ ($< 0,75 \cdot 1800 = 1350,0 \text{ N/mm}^2$)
	anfänglich vorübergehend während des Spannens:
	$\sigma_{0,max} = 0,90 \cdot 1550 = 1395,0 \text{ N/mm}^2$ ($< 0,80 \cdot 1800 = 1440,0 \text{ N/mm}^2$)
Nennspannkraft:	$P_{m0} = 1291,15 \text{ kN}$
Hüllrohre:	$\varnothing 55/62 \text{ mm}$ (innen/außen)
Randabstand:	$0,5 \cdot 62 + \text{Betondeckung } 62 = 93 \text{ mm}$ (s. Abschnitt 6.1.1)
Krümmung:	$R_{min} = 4,10 \text{ m}$ (AnwRi 4.2.3.3.6 Bild R1)
Reib.-Kennwert:	$\mu = 0,21$
Welligkeit:	$k = 0,3 \text{ }^\circ/\text{m} = 0,00524 \text{ rad/m}$ (ungewollter Umlenkwinkel)

Zusätzliche Daten für die Endverankerungsbereiche bei Beton C35/45,

Randabstand:	$17,0 \text{ cm}$
Ankerplatte:	Abmessung $25,5 \times 25,5 \times 4 \text{ cm}$
Wendelbewehrung:	$\varnothing 14 \text{ mm}$, Länge mind. 39 cm , Kerndurchmesser 27 cm
Schwingbreite:	ertragen wurden 98 N/mm^2
Ankerreibung:	$\Delta P = 0,9 \%$
Keilschlupf:	am Spannanker Null bei Vorverkeilung lt. Zulassung

6.2.2.2 Spanngliedordnung im Tragwerksquerschnitt

Für das Spanngliedhüllrohr beträgt am unteren Querschnittsrand die Mindestbetondeckung 6,2 cm.

Bei gekrümmtem Verlauf des Spannglieds liegt der Schwerpunkt des Spanndrahtbündels nicht mittig im Hüllrohr, sondern in Richtung der Umlenkraftwirkung verschoben etwa im Drittelpunkt des lichten Hüllrohrdurchmessers, d.h. um ein Sechstel des lichten Durchmessers gegenüber der Hüllrohrachse höhenmäßig abgerückt.

Damit ergibt sich als vertikale Mindesthöhe der Spannstahlachse über dem Zugzonenrand des Tragwerksquerschnitts:

$$\min d'_p = 6,2 + 6,2/2 + 5,5/6 = 10,2 \text{ cm}$$

Für Feldmitte wird dementsprechend als tiefste Höhenlage gewählt:

$$d'_p = 0,102 \text{ m}$$

Über dem Auflager sind die Biegemomente des Tragwerks aus äußeren Lastenwirkungen gleich Null. Dementsprechend sind dort auch keine gegengerichteten Vorspannmomente erwünscht. Die Spannstahlachse wird deshalb höhenmäßig etwa im Schwerpunkt des Betonquerschnitts angeordnet.

Vorhanden ist über der Auflagerachse annähernd ein Tragwerksquerschnitt $b/h = 0,40/0,90 \text{ m}$ (Restbreite des Obergurts seitlich überstehend je 10 cm mag vernachlässigt sein).

Über den Auflagerpunkten wird als Höhenlage gewählt:

$$d'_p = 0,450 \text{ m}$$

6.2.2.3 Spanngliedführung über die Tragwerkslänge

Zwischen der Spanngliedhöhe d'_p in Feldmitte einerseits und an den Auflagern andererseits wird die Spanngliedführung nach dem Verlauf einer Parabel zweiten Grades gewählt.

Die Differenz zwischen den am Auflager und in Feldmitte vorhandenen Spanngliedhöhen ist der Stich f des Parabelbogens über der Sehnenlänge l :

$$f = d'_{p(x=0)} - d'_{p(x=0,5l)} = 0,450 - 0,102 = 0,348 \text{ m}$$

An einer Zwischenstelle $x = \xi \cdot l$ ist der entsprechende Anteilsbetrag von f :

$$f(\xi) = 4 \xi (1 - \xi) \cdot f$$

Damit ergeben sich als Zwischenwerte der Spanngliedhöhen

$$\begin{array}{llll} x = 0,31 l: & d'_p = 0,450 - 4 \cdot 0,31 \cdot (1 - 0,31) \cdot 0,348 & = 0,152 \text{ m} \\ x = 0,05 l: & d'_p = 0,450 - 4 \cdot 0,05 \cdot (1 - 0,05) \cdot 0,348 & = 0,384 \text{ m} \end{array}$$

6.2.2.4 Spanngliedordinaten und Spanngliedneigungswinkel

Der Parabelstich f und seine jeweiligen Anteile in den einzelnen Schnittstellen beziehen sich als rein geometrische Verlaufparameter der Spanngliedführung auf die gedachte Verbindungslinie der an den beiden Auflagern vorhandenen Spanngliedhöhenpunkte.

Bei veränderlicher Bauhöhe des Tragwerks, wie im vorliegenden Fall, sind sie nicht identisch mit den Hebelarmordinaten z_{cp} bzw. Exzentrizitäten der Spanngliedkraft in bezug auf die Schwereachse des Betonquerschnitts.

Die Höhenlage der Schwereachse des Betonquerschnitts (Abstand z_{cu} bis zum unteren Querschnittsrand) ist bei der Ermittlung der Betonquerschnittswerte in Abschnitt 6.1.2.2 ausgewiesen worden. Die *Spanngliedordinaten* ergeben sich als Differenz zwischen Schwereachsen- und Spanngliedhöhe:

$$\begin{array}{llll} z_{cp} = z_{cu} - d'_p \\ x = 0,31 l: & z_{cp} = + 0,734 - 0,152 & = 0,582 \text{ m} \\ x = 0,05 l: & z_{cp} = + 0,589 - 0,384 & = 0,205 \text{ m} \end{array}$$

Der *Neigungswinkel* α an einem flachen Parabelbogen mit dem Stichmaß f über der Sehnenlänge l beträgt

$$\begin{array}{llll} \text{am Bogenanfang} & x = 0: & \alpha \approx 4 f / l = 4 \cdot 0,348 / 20,00 = 0,06960 \\ \text{an der Schnittstelle} & x = \xi \cdot l: & \alpha = (1 - 2 \xi) \cdot 4 f / l = (1 - 2 \cdot \xi) \cdot 0,06960 \\ & x = 0,31 l: & \alpha = (1 - 2 \cdot 0,31) \cdot 0,06960 & = 0,02645 \\ & x = 0,05 l: & \alpha = (1 - 2 \cdot 0,05) \cdot 0,06960 & = 0,06264 \end{array}$$

6.2.2.5 Spannkraftverlauf

Das Spannglied des Binders wird von beiden Enden her gespannt (wahlweise gleichzeitig mit zwei Pressen oder nacheinander mit ein und demselben Gerät).

Die zulässige Spannstahlspannung (siehe Abschnitt 6.2.2.1) beträgt

- anfänglich nach Beendigung des Spannvorgangs: $\sigma_{pm0} = 1317,5 \text{ N/mm}^2$
- anfänglich vorübergehend während des Spannens: $\sigma_{0,max} = 1395,0 \text{ N/mm}^2$

Die Differenz zwischen $\sigma_{0,max}$ und σ_{pm0} in Höhe von im vorliegenden Fall ca. 6% kann als vorübergehende Spannungserhöhung zum Ausgleich von Spannkraftverlusten verwendet werden infolge von

- Reibung des Spannstahls im Ankerkörper, vorliegend 0,9%
- Keilschlupf oder ähnlichen Wirkungen beim Verankern, vorliegend Null
- Dehnungsbehinderung des Spannstahls durch Reibung im Hüllrohr.

Die nach Abzug der Hüllrohr-Reibungskräfte verbleibende Spanngliedkraft im Abstand x von der Spannstelle (Länge x annähernd gleichgesetzt mit der eigentlich maßgebenden Länge des Bogens entlang der Spanngliedachse) beträgt gemäß EC2, 4.2.3.5.5 Abs.8:

$$P(x) = P_0 \cdot e^{-\mu(\theta + k \cdot x)}$$

P_0 ist die Kraft am Spannende unmittelbar nach dem Vorspannen (Kraft an der Ankerplatte nach Wegnahme der Spannpresse, ohne Berücksichtigung von Verankerungsschlupf oder etwaigem planmäßigen Nachlassen der Spannpresse).

Unter Zugrundelegung des Reibungskennwertes μ und der Welligkeit k laut Zulassung (siehe Abschnitt 6.2.2.1) und des sich ergebenden Wertes Θ als Summe der planmäßigen Umlenkwinkel beträgt der Spannkraftverlust aus Hüllrohr-Reibung vom Spannende bis Feldmitte rd. 2,5% (Rechnung nicht vorgeführt).

Es wird eine planmäßige Überspannung an der Spannstelle von 2,0% gewählt, so daß sich in Feldmitte knapp die zulässige Spannstahlspannung σ_{pm0} einstellt. In den Bereichen zwischen Spannstelle und Feldmitte ist die Spannstahlspannung dann zwar geringfügig höher, doch kann das toleriert werden, da das Spannglied außerhalb der Feldmitte hochgeführt ist und dort insoweit nur minimale Zusatzspannungen aus später hinzukommenden Einwirkungen anfallen. Diesen steht im übrigen der kurzfristig eintretende Spannungsabfall aus dem Kriechen und Schwinden des Betons gegenüber, der entlastend weit höheres Ausmaß erreicht (außerdem kann in auflagnahen Bereichen die Spannung auch nach Bedarf durch planmäßiges teilweises Nachlassen der Spannpresse abgesenkt werden).

Mit der gewählten Überspannung von 2% an der Spannstelle ergeben sich als charakteristische Spannkraftgrößen

$$\begin{aligned} x = 0,31 \text{ l:} & \quad P_m = 1,02 \cdot 1291,15 \cdot e^{-0,21 (0,0696 - 0,02645 + 0,00524 \cdot 6,20)} & = 1296 \text{ kN} \\ x = 0,05 \text{ l:} & \quad P_m = 1,02 \cdot 1291,15 \cdot e^{-0,21 (0,0696 - 0,06264 + 0,00524 \cdot 1,00)} & = 1314 \text{ kN} \end{aligned}$$

6.2.2.6 Schnittgrößen

Schnittgrößen aus den charakteristischen Spannkraften sind die Längskräfte $N_{pm} = -P_m$ und die Biegemomente $M_{pm} = N_{pm} \cdot z_{cp}$ sowie die Querkräfte $V_{pm} = -P_m \cdot \sin \alpha$.

Schnittstelle $x = 0,31 \text{ l}$:

$$\begin{aligned} N_{pm} &= -1296 \text{ kN} \\ M_{pm} &= -1296 \cdot 0,582 = -754 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Schnittstelle $x = 0,05 \text{ l}$:

$$\begin{aligned} N_{pm} &= -1314 \text{ kN} \\ M_{pm} &= -1314 \cdot 0,205 = -269 \text{ kNm} \\ V_{pm} &= -1314 \cdot \sin 0,06264 = -82 \text{ kN} \end{aligned}$$

6.2.3 Kriechen, Schwinden, Relaxation

6.2.3.1 Ermittlungsgang und objektbezogene Vorgabedaten

Die Untersuchung der Wirkungen des Kriechens und Schwindens erfolgt hinreichend genau unter Zugrundelegung von Endkriechzahl und Endschwindmaß nach den Angaben in EC2, 3.1.2.5.5 Tab. 3.3 und Tab.3.4.

Ungünstig werden während der gesamten Dauer der Kriech- und Schwindvorgänge „trockene Umgebungsbedingungen (Innenraum)“ mit einer relativen Luftfeuchte $RH = 50\%$ angesetzt, obwohl in der stark zu Buche schlagenden Anfangszeit der Herstellung und Montage (Außenarbeiten) wesentlich günstigere Umgebungsfeuchtigkeiten vorliegen.

Andererseits wird davon ausgegangen, daß Herstellung und Montage der Binder sowie Aufbringen der Porenbeton-Dachplatten Zug um Zug in kurzem Zeitabstand erfolgen, so daß der sehr ungünstige Zeitraum fehlender Dachlasteinwirkungen („Zusatzeigenlast“ ΔG) bei der Berechnung des Spannkraftabfalls außer acht gelassen werden kann.

Im Rahmen des Bemessungsbeispiels soll vereinfachend angenommen werden, daß sich die beiden vernachlässigten Sachverhalte – in ihrer Wirkung tendenziell gegenläufig – weitgehend kompensieren.

Betonrezeptur: Konsistenz Klasse S2/S3 (ENV 206 Abschn. 7.2.1),
schnell erhärtender hochfester Zement (RS)

Vorspannzeitpunkt: nach Erreichen der Mindestbetonfestigkeit von $f_c(150\text{mmISO}) = 39 \text{ N/mm}^2$ bzw. $\beta_{\text{WN}(150\text{mm})} = 42 \text{ N/mm}^2$ (AnwRi 4.2.3.5.2 Tab. R3, Erhärtungsprüfung am Bauwerk nach DIN 1045, Abschn. 7.4.4), jedoch frühestens, als zusätzlich gewählte Festsetzung, nach 3 Tagen

Betontemperatur: als Mittelwert im genannten Dreitagezeitraum abgeschätzt mit $T = 35^\circ\text{C}$ unter Berücksichtigung der in dieser Anfangszeit wirksamen Abbindewärme

6.2.3.2 Wirksames Betonalter bei Belastungsbeginn

Als wirksames Betonalter im Vorspannzeitpunkt ergibt sich unter Berücksichtigung des Einflusses der Temperatur (EC2, Anhang A1, Gl.A1.10):

$$t_{0,T} = e^{-[4000 / (273 + T) - 13,65]} \cdot t_0 = e^{-[4000 / (273 + 35) - 13,65]} \cdot 3 = 5,8 \text{ Tage}$$

Weitergehend mit Berücksichtigung der Zementart (EC2, Anhang A1, Gl.A1.9 mit Exponent $\alpha = +1$ bei RS-Zement):

$$t_0 = t_{0,T} \cdot [9 / (2 + t_{0,T}^{1,2}) + 1]^\alpha = 5,8 [9 / (2 + 5,8^{1,2}) + 1]^1 = 11 \text{ Tage}$$

6.2.3.3 Wirksame Bauteildicke

Es ist eine vergleichsrelevante Betondicke des Tragwerksquerschnitts anzusetzen von $h_0 = 2 A_c / u$ (EC2, Anhang A1, Gl.A1.6).

$$\begin{array}{ll} x = 0,31 \text{ l:} & h_0 \approx 2 \cdot 0,3082 / (2 \cdot 0,60 + 2 \cdot 1,128) = 0,178 \text{ m} & \rightarrow \text{für beide Schnitte} \\ x = 0,05 \text{ l:} & h_0 \approx 2 \cdot 0,2588 / (2 \cdot 0,60 + 2 \cdot 0,868) = 0,176 \text{ m} & \text{i. M. 180 mm} \end{array}$$

6.2.3.4 Endkriechzahl

Nach EC2, 3.1.2.5.5 Tab.3.3 für Bauteildicke 180 mm und Belastungsalter $t_0 = 11$ Tage, trockene Umgebungsbedingungen (Innenraum) mit $RH = 50\%$:

$$\varphi(\infty, t_0) = 3,0$$

6.2.3.5 Endschwindmaß

Nach EC2, 3.1.2.5.5 Tab.3.4 für Bauteildicke 170 mm und $RH = 50\%$:

$$\varepsilon_{\text{cs},\infty} = -0,60 \cdot 10^{-3}$$

6.2.3.6 Spannstahlrelaxation

Der Relaxationsverlust $\Delta\sigma_{\text{pr}}$ in % der Anfangsspannung $\sigma_{\text{pg}0}$ ergibt sich für die jeweilige Spannstahlklasse (Drähte, Litzen, Stäbe) in Abhängigkeit von dem Verhältnis einer Ausgangsspannung σ_{p} zur charakteristischen Zugfestigkeit f_{pk} (EC2, 4.2.3.5.5 Abs.9 Gl.4.11 sowie Bild 4.8), wobei anzusetzen ist

$$\sigma_{\text{p}} = \sigma_{\text{pg}0} - 0,3 \Delta\sigma_{\text{p,csr}}$$

Anfängliche Spannung im Spannglied aus Vorspannung und ständigen Einwirkungen (s. Abschn. 6.2.2.5, geringfügiger Spannungszuwachs aus Zusatzeigengewicht vernachlässigt),

$$\begin{aligned} x = 0,31 l: \quad \sigma_{pg0} &= 1296 \cdot 10^3 / (9,8 \cdot 10^2) = 1322 \text{ N/mm}^2 \\ x = 0,05 l: \quad \sigma_{pg0} &= 1314 \cdot 10^3 / (9,8 \cdot 10^2) = 1341 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Der Abzugswert $0,3 \Delta\sigma_{p,csr}$ mit der Spannungsänderung im Spannglied aus Kriechen und Schwinden sowie Relaxation müßte zunächst vorgeschätzt und dann mit weiter fortschreitendem Rechnungsgang (siehe Folgeabschnitt) iterativ gewonnen werden, er darf aber für gewöhnliche Hochbauten auch pauschal mit $0,15 \sigma_{pg0}$ angenommen werden (EC2, 4.2.3.5.5 Abs.9, zu Gl.4.11).

$$\begin{aligned} x = 0,31 l: \quad \sigma_p &= 0,85 \cdot 1322 = 1124 \text{ N/mm}^2 \\ x = 0,05 l: \quad \sigma_p &= 0,85 \cdot 1341 = 1140 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Verhältniswert $\sigma_p / f_{pk} \rightarrow$ Bild 4.8: Relaxationsverlust $\Delta\sigma_{pr}$ nach 1000 h,

$$\begin{aligned} x = 0,31 l: \quad \sigma_p / f_{pk} &= 1124 / 1800 = 0,62 \quad \rightarrow \Delta\sigma_{pr} = 1,3\% \cdot 1322 = 17 \text{ N/mm}^2 \\ x = 0,05 l: \quad \sigma_p / f_{pk} &= 1140 / 1800 = 0,63 \quad \rightarrow \Delta\sigma_{pr} = 1,4\% \cdot 1341 = 19 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Der Endwert des Relaxationsverlusts für $t = \infty$ ist etwa dreimal so groß wie der 1000-h-Wert (EC2, 4.2.3.4.1 Abs.2), im übrigen laut Zulassung anzunehmen (AnwRi 4.2.3.4.1).

$$\begin{aligned} x = 0,31 l: \quad \Delta\sigma_{pr,\infty} &= 3 \cdot 17 = 51 \text{ N/mm}^2 \\ x = 0,05 l: \quad \Delta\sigma_{pr,\infty} &= 3 \cdot 19 = 57 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

In der Folgerechnung werden näherungsweise diese dreifachen 1000-h-Werte zugrunde gelegt.

6.2.3.7 Kriecherzeugende Betonspannungen

Wie bereits unter 6.2.3.1 erläutert, wird vereinfachend die Zusatzeigenlast der Dachfläche als von Anbeginn mit vorhanden zugrundegelegt.

Bei der Ermittlung der Betonspannungen in Höhe der Spanngliedordinate z_p werden für die Einwirkungen Konstruktionseigenlast und Vorspannung die Betonquerschnittswerte angewendet, für die Einwirkung Zusatzeigenlast die Verbundquerschnittswerte.

$$\begin{aligned} x = 0,31 l: \quad \sigma_{cp,g} &= M_g / W_{cp} &= + 0,330 / 0,0746 &= + 4,42 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{ip,\Delta g} &= M_{\Delta g} / W_{ip} &= + 0,577 / 0,0785 &= + 7,35 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cp,p} &= N_p / A_c + M_p / W_{cp} &= - 1,296 / 0,3082 - 0,754 / 0,0746 &= - 14,32 \text{ N/mm}^2 \\ x = 0,05 l: \quad \sigma_{cp,g} &= + 0,071 / 0,1056 & &= + 0,67 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{ip,\Delta g} &= + 0,128 / 0,1087 & &= + 1,18 \text{ N/mm}^2 \\ \sigma_{cp,p} &= - 1,314 / 0,2588 - 0,269 / 0,1056 & &= - 7,63 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

6.2.3.8 Spannkraftänderung infolge Kriechen, Schwinden, Relaxation

Die gemäß EC2, 4.2.3.5.5 Abs. 9 anzuwendende Beziehung lautet für den Endwert im Zeitpunkt $t = \infty$:

$$\Delta P_{csr} = \frac{\varepsilon_{s,\infty} \cdot E_p - \Delta\sigma_{pr,\infty} + \alpha \cdot \varphi_\infty \cdot (\sigma_{cp,g} + \sigma_{cp,p} + \sigma_{ip,\Delta g})}{1 + \alpha \cdot A_p / A_c \cdot (1 + z_{cp}^2 \cdot A_c / I_c) \cdot (1 + 0,8 \cdot \varphi_\infty)} \cdot A_p$$

Durch Einsetzen der ermittelten Vorwerte (Querschnittswerte etc. siehe im weiteren unter den Abschnitten 6.1 und 6.2.2) ergibt sich die Spannkraftänderung an den betrachteten Schnittstellen wie folgt:

$$\begin{aligned} x = 0,31 l: \quad \Delta P_{csr} &= \frac{- 0,60 \cdot 10^{-3} \cdot 195 \cdot 10^3 - 51 + 5,82 \cdot 3,0 \cdot (4,42 - 14,32 + 7,35)}{1 + 5,82 \cdot 0,00098 / 0,3082 \cdot (1 + 0,582^2 \cdot 0,3082 / 0,04339) \cdot (1 + 0,8 \cdot 3,0)} \cdot 0,00098 \\ &= \frac{- 117 - 51 - 44,52}{1,214} \cdot 0,00098 = - 0,1716 \text{ MN, d.h. } - 13,2\% \text{ von } P_m \end{aligned}$$

$$x = 0,05 \text{ l: } \Delta P_{\text{csr}} = \frac{-0,60 \cdot 10^{-3} \cdot 195 \cdot 10^3 - 57 + 5,82 \cdot 3,0 \cdot (0,67 - 7,63 + 1,18)}{1 + 5,82 \cdot 0,00098/0,2588 \cdot (1 + 0,205^2 \cdot 0,2588/0,02165) \cdot (1 + 0,8 \cdot 3,0)} \cdot 0,00098$$

$$= \frac{-117 - 57 - 100,92}{1,113} \cdot 0,00098 = -0,2421 \text{ MN, d.h. } -18,4 \% \text{ von } P_m$$

6.2.3.9 Schnittgrößen

Die Schnittgrößen $\Delta M_{p,\text{csr}}$ und $\Delta N_{p,\text{csr}}$ aus Spannkraftänderung infolge Kriechen, Schwinden, Relaxation ergeben sich durch Multiplikation der Schnittgrößen aus Vorspannung (Abschnitt 6.2.2.6) mit dem oben errechneten Prozentsatz der Spannkraftänderung. Eine Ausrechnung ist nicht erforderlich, da der erhaltene Prozentsatz der Spannkraftänderung an späterer Bedarfsstelle direkt als Faktor weiterverwendet werden kann.

6.3 Bemessung für Biegung

6.3.1 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

6.3.1.1 Bemessungswerte der Einwirkungen und des Widerstandes

Im Grenzzustand der Tragfähigkeit sind die Bemessungswerte der *aufzunehmenden* Einwirkungen den vom gewählten Tragwerksquerschnitt *aufnehmbaren* Größen gegenüberzustellen.

Es ist nachzuweisen, daß der Bemessungswert S_d der ungünstigsten Kombination von Schnittgrößen aus Einwirkungen kleiner ist als der zugehörige Bemessungswert R_d des Widerstandes, der sich insgesamt aus den Tragwerkeigenschaften ergibt (EC2, 2.3.2.1 Abs.2):

$$S_d \leq R_d$$

Da im vorliegenden Fall „außergewöhnliche Belastungssituationen“ (EC2, 2.3.2.2 Abs.3) nicht gegeben sind, ist nur die Grundkombination von Einwirkungen mit ihren Teilsicherheitsbeiwerten maßgebend (EC2, 2.3.2.2 Abs.2 Gl.2.7.a):

$$\gamma_G \cdot \Sigma G_{k,i} + \gamma_Q \cdot Q_{k,1} + \gamma_p \cdot P_k$$

Als Teilsicherheitsbeiwerte gelten dabei (EC2, 2.3.3.1 einschließlich Tab.2.2)

- für die ständigen Einwirkungen: $\gamma_G = 1,35$ bzw. $1,0$ (ungünstig bzw. günstig wirkend)
- für eine veränderliche Einwirkung: $\gamma_Q = 1,5$
- für die Vorspannung: $\gamma_p = 1,0$ (AnwRi 2.3.3.1 Abs. 5)

Die Vorspannung wird bei statisch bestimmten Systemen im Grenzzustand der Tragfähigkeit in der Regel auf der Seite des Widerstandes angesetzt, so daß nur noch ständige Lasten G und veränderliche Last Q den Bemessungswert der Einwirkungen ergeben:

$$S_d = 1,35 \cdot M_{g+\Delta g} + 1,5 \cdot M_q \quad (M \text{ jeweils Schnittgrößen aus den charakt. Einwirkungen})$$

Auf der Seite des Widerstandes errechnen sich – ebenfalls in der Grundkombination – die Bemessungswerte der Festigkeiten mit den Teilsicherheitsbeiwerten der Baustoffeigenschaften (EC2, 2.3.3.2 Tab.2.3)

- für Beton: $\gamma_c = 1,5$
- für Betonstahl / Spannstahl: $\gamma_s = 1,15$ (f_{cd} und f_{pd} siehe Abschnitt 6.1.1)

Anstatt die Bedingung $S_d \leq R_d$ zu betrachten, kann der Nachweis auch in der Form geführt werden, daß der am vorhandenen Tragwerk für die Aufnahme von S_d erforderliche Spannstahlquerschnitt ermittelt und mit dem vorhandenen verglichen wird:

$$\text{erf } A_p \leq \text{vorh } A_p$$

Der Nachweis in dieser Form, erleichtert durch ein zur Verfügung stehendes allgemeines Bemessungsdiagramm für Rechteckquerschnitte (u.a. Tafel 2.4 in [5.33]), ist auch im vorliegenden Fall die handlichste Vorgehensweise.

Der Nachweis für Biegung kann im folgenden auf die ungünstigste Schnittstelle $x = 0,31 \text{ l}$ beschränkt werden.

6.3.1.2 Nachweis im Zeitpunkt $t = \infty$ für $\max M$ (Ergänzung siehe am Berechnungsschluß)

Bemessungswert der Schnittgrößen aus den charakteristischen Einwirkungen:

$$M_{Sd} = 1,35 \cdot (0,330 + 0,577) + 1,5 \cdot 0,257 = + 1,610 \text{ MNm}$$

Moment bezogen auf Spannstahlachse, wegen $N_{Sd} = 0$: $M_{Sdp} = M_{Sd}$

Statische Nutzhöhe der Spannbewehrung (vgl. Abschn. 6.1.2.2 und 6.2.2.2) am unteren Tragwerksrand:

$$d_p = h - d'_p = 1,21 - 0,152 = 1,058 \text{ m}$$

Bezogenes Moment als Eingangswert des Bemessungsdiagramms, mit der Abmessung $b = 0,60 \text{ m}$ des Obergurtes als Breite der oberliegenden Druckzone:

$$\mu_{Sdp} = M_{Sdp} / (b \cdot d_p^2 \cdot f_{cd}) = 1,610 / (0,60 \cdot 1,058^2 \cdot 23,3) = 0,103$$

Diagrammablesungen ξ , ζ , $\Delta\varepsilon_p$ und daraus die Abmessungen x , z :

$$\begin{aligned} \xi &= 0,17 = x / d_p && \rightarrow x = 0,17 \cdot 1,058 = 0,180 \text{ m} \\ \zeta &= 0,93 = z / d_p && \rightarrow z = 0,93 \cdot 1,058 = 0,984 \text{ m} \\ \Delta\varepsilon_p &= 2,00 \% \end{aligned}$$

Da die Gurtplattendicke mit 0,15 bis 0,232 m überwiegend größer ist als die ausgewiesene Druckzonenhöhe $x = 0,180 \text{ m}$, ist der Ansatz der vollen Obergurtbreite b als Druckzone annähernd korrekt und die Gültigkeitsvoraussetzung „Rechteckquerschnitt“ des Bemessungsdiagramms erfüllt. Gleichzeitig ist damit implizit auch der Tragfähigkeitsnachweis für die Biegedruckzone geführt.

Um den erforderlichen Spannstahlquerschnitt zu erhalten, muß Kenntnis über die im Spannglied wirksame Stahlspannung bestehen. Aufschluß darüber gibt die vorhandene Dehnung:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_{pm} + \Delta\varepsilon_p \quad (\text{Vordehnung} + \text{Zusatzdehnung})$$

Da schon die mit 2,00 % ausgewiesene Zusatzdehnung $\Delta\varepsilon_p$ bei einem Elastizitätsmodul $195\,000 \text{ N/mm}^2$ auf zu hohe Spannung führt, gilt die Obergrenze des Bemessungswerts (EC2, 4.2.3.3.3 Abs. 6)

$$f_{pd} = 0,9 \cdot f_{pk} / \gamma_s \quad (\text{siehe Abschnitt 6.1}) = 1409 \text{ N/mm}^2 = 1409 \text{ MN/m}^2$$

Damit erhält man als erforderlichen Querschnitt der Spannstahlbewehrung:

$$\text{erf } A_p = M_{Sdp} / (z \cdot f_{pd}) = 1,610 \cdot 10^4 / (0,984 \cdot 1409) = \mathbf{11,61 \text{ cm}^2} > \text{vorh } A_p = 9,80 \text{ cm}^2$$

Das Querschnittsdefizit wird durch Betonstahl gedeckt ($f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$):

$$\begin{aligned} \text{erf } A_s &= (\text{erf } A_p - \text{vorh } A_p) \cdot f_{pd} \cdot z / (f_{yd} \cdot z_s) \\ &= (11,61 - 9,80) \cdot 1409 \cdot 0,984 / (435 \cdot \sim 1,10) = \mathbf{5,24 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{Gewählt: } \mathbf{4 \text{ } \varnothing \text{ } 14} \\ &= 6,16 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

6.3.1.3 Nachweis im Zeitpunkt $t = 0$ für $\min M$

Maßgebend ist die Einwirkungskombination Konstruktionseigenlast plus Vorspannung. Da in diesem Beanspruchungszustand das Spannglied auf jeden Fall im gedrückten Betonquerschnittsbereich liegt, soll die Vorspannung auf der Seite der Einwirkungen angesetzt werden.

Damit ergeben sich als Bemessungswerte der Schnittgrößen aus den charakteristischen Einwirkungen, wenn der Teilsicherheitsbeiwert der günstig wirkenden Konstruktionseigenlast bestimmungsgemäß nur mit $\gamma_G = 1,0$ angesetzt wird:

$$\begin{aligned} M_{Sd} &= \gamma_G \cdot M_g + \gamma_p \cdot M_p = 1,0 \cdot 0,330 + 1,0 \cdot (-0,754) = -0,424 \text{ MNm} \\ N_{Sd} &= \gamma_p \cdot N_p = 1,0 \cdot (-1,296) = -1,296 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Desgleichen unter Berücksichtigung des zusätzlichen Momentenanteils, der sich aus der in Höhe der Betonschwereachse wirkenden Längskraft N_p als Folge der Exzentrizität z_s zur Achse der Biegezugbewehrung am oberen Tragwerksrand ergibt:

$$\begin{aligned} z_s &= z_{cu} - h + d'_s = 0,734 - 1,21 + \sim 0,04 = -0,436 \text{ m} \\ M_{Sds} &= M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_s = -0,424 - (-1,296) \cdot (-0,436) = -0,989 \text{ MNm} \end{aligned}$$

Statische Nutzhöhe der Betonstahl-Biegezugbewehrung am oberen Tragwerksrand:

$$d_s = h - d'_s = 1,21 - \sim 0,04 = 1,17 \text{ m}$$

Bezogenes Moment als Eingangswert des Bemessungsdiagramms, mit der Stegbreite $b_w = 0,19$ m des Plattenbalkens als Breite der unten liegenden Druckzone:

$$\mu_{Sds} = M_{Sds} / (b_w \cdot d_s^2 \cdot f_{cd}) = 0,989 / (0,19 \cdot 1,17^2 \cdot 23,3) = 0,163$$

Diagrammablesungen ξ , ζ , ε_s und daraus die Abmessungen x , z_s :

$$\begin{aligned} \xi &= 0,26 = x / d_s && \rightarrow x = 0,26 \cdot 1,17 = 0,304 \text{ m} \\ \zeta &= 0,89 = z_s / d_s && \rightarrow z_s = 0,89 \cdot 1,17 = 1,041 \text{ m} \\ \varepsilon_s &= 1,00 \% \end{aligned}$$

Erforderlicher Betonstahlquerschnitt unter Einbeziehung der vorhandenen Längskraft:

$$\text{erf } A_s = (M_{Sds} / z + N_{Sd}) \cdot 1 / \sigma_s = (0,989 / 1,041 - 1,296) \cdot 10^4 / 435 < 0$$

Unter Einschluß der Längskraft ist der obere Tragwerksrand überdrückt, es tritt kein Zug auf.

6.3.2 Nachweise im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

6.3.2.1 Bemessungswerte der Einwirkungen

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist nachzuweisen, daß der Bemessungswert E_d der Einwirkungen kleiner ist als C_d , Nennwert bzw. Funktion der Baustoffeigenschaften (zul. Spannung oder Rißbreite oder Verformung):

$$E_d \leq C_d$$

Unter Verwendung bestimmter Kombinationsbeiwerte ψ_0 , ψ_1 , ψ_2 werden drei Einwirkungskombinationen definiert (EC2, 2.3.4 Abs.2).

Im vorliegenden Beispielfall, wo nur eine einzige veränderliche Einwirkung (Schneelast) vorhanden ist, ist der Kombinationsanteil ψ_0 gegenstandslos. Die drei Alternativen sind dann:

- seltene Kombination: $\Sigma G_{k,i} (+P) + Q_{k,1}$
- häufige Kombination: $\Sigma G_{k,i} (+P) + \psi_1 \cdot Q_{k,1}$
- quasi-ständige Kombination: $\Sigma G_{k,i} (+P) + \psi_2 \cdot Q_{k,1}$

Die Kombinationsbeiwerte ψ sind vorgegeben nach AnwRi 2.3.4 und Tab. R1.

Für Schneelast gilt danach $\psi_1 = 0,2$ und $\psi_2 = 0$. Im vorliegenden Beispielfall (üblicher Hochbau) mit nur einer veränderlichen Einwirkung wird sowohl in der seltenen als auch in der häufigen Kombination vereinfachend angesetzt (EC2, 2.3.4 Abs. 7):

$$\Sigma G_{k,i} (+P) + Q_{k,1}$$

Nachzuweisen sind gemäß EC2, 4.4.0.2 allgemeine Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit wie folgt:

- Begrenzung der Betondruckspannungen sowie der Stahlzugspannungen, sowohl im Betonstahl als auch im Spannstahl (EC2, 4.4.1),
- Beschränkung der Rißbreiten (EC2, 4.4.2),
- Beschränkung von Verformungen (EC2, 4.4.3).

Dabei sind hinsichtlich der Vorspannkraft mögliche Streuungen des charakteristischen Werts in bestimmter Weise zu berücksichtigen (EC2, 2.5.4.2 Abs. 3):

- *höhere* Vorspannkraft: $P_{k,sup} = r_{sup} \cdot P_{m,t}$
- *niedrigere* Vorspannkraft: $P_{k,inf} = r_{inf} \cdot P_{m,t}$

mit $P_{m,t}$ als Mittelwert der Vorspannkraft an der betrachteten Stelle x zum Zeitpunkt t , wie unter Berücksichtigung von Spannkraftverlusten (im vorliegenden Fall aus Reibung und aus zeitabhängigen Wirkungen) in den vorangegangenen Abschnitten 6.2.2.5 (Zeitpunkt $t = 0$) und 6.2.3.8 (Zeitpunkt $t = \infty$) errechnet worden ist.

Die Beiwerte dürfen mit $r_{sup} = 1,1$ und $r_{inf} = 0,9$ gewählt werden (EC2, 2.5.4.2 Abs.4).

Auch im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit können im folgenden die Nachweise für Biegung auf die ungünstigste Schnittstelle $x = 0,31$ l beschränkt werden.

6.3.2.2 Nachweise der Spannungsbegrenzung

Nachweise würden sich erübrigen, da alle nach EC2, 4.4.1.2 Abs.2 formulierten Voraussetzungen für einen Nachweisverzicht gegeben sind oder im weiteren Fortgang noch eingehalten werden. Die dennoch im folgenden vorgeführten Ermittlungen sollen lediglich der ergänzenden Veranschaulichung dienen.

Betondruckspannungen

a) Obergurt (Druckzone), Zeitpunkt $t = \infty$, *seltene Einwirkungskombination*:

Spannungen im folgenden in MN/m ² bzw. N/mm ²		oberer Rand	unterer Rand
Querschnittsfläche A_c	lt. 6.1.2 in m ²	0,3082	0,3082
Widerstandsmomente W_c	" in m ³	- 0,0912	+ 0,0591
Widerstandsmomente W_i	" in m ³	- 0,0927	+ 0,0620
$M_g = + 0,330$ MNm	lt. 6.2.1.1	- 3,62	+ 5,58
$N_{pm} = - 1,296$ MN	lt. 6.2.2.6	- 4,21	- 4,21
$M_{pm} = - 0,754$ MNm	"	+ 8,27	- 12,76
$M_{\Delta g} = + 0,577$ MNm	lt. 6.2.1.2	- 6,22	+ 9,31
$N_{csr} = - 0,132 \cdot N_{pm}$	lt. 6.2.3.8	+ 0,56	+ 0,56
$M_{csr} = - 0,132 \cdot M_{pm}$	"	- 1,09	+ 1,68
$M_q = + 0,257$ MNm	lt. 6.2.1.3	<u>- 2,77</u>	<u>+ 4,15</u>
		- 9,08	+ 4,31

$$\text{zul } \sigma_c = 0,6 f_{ck} = - 21,0 \text{ N/mm}^2 \text{ (EC2, 4.4.1.1 Abs.2)} \quad < | - 21,0 | \quad > f_{ctm} = + 3,2$$

Da auf der Zugseite f_{ctm} überschritten ist, müßte die Ermittlung eigentlich in gerissenem Zustand erfolgen. Da auf der Druckseite aber noch sehr hohe Druckspannungsreserve ersichtlich ist, kann von genauerer Untersuchung Abstand genommen werden.

b) Untergurt (vorgedrückte Zugzone), Zeitpunkt $t = 0$, Einwirkungen nur G und P :

Die zu kombinierenden Spannungsanteile sind aus der vorangegangenen Rechnung zu entnehmen.

$$\begin{aligned} \text{Obere Randspannung:} \quad \sigma_o &= - 3,62 - 4,21 + 8,27 = + 0,44 \text{ N/mm}^2 \\ \text{Untere Randspannung:} \quad \sigma_u &= + 5,58 - 4,21 - 12,76 = - 11,39 \text{ N/mm}^2 < | \text{zul } \sigma_c | \end{aligned}$$

$$\text{zul } \sigma_c = 0,45 f_{ck} = - 15,8 \text{ N/mm}^2 \text{ (EC2, 4.4.1.1 Abs.3)}$$

Stahlzugspannungen

Maßgebend ist die vorangegangene, im Zeitpunkt $t = \infty$ zugrunde gelegte Einwirkungskombination.

a) Spannstahl:

Die Spannung soll nach Abzug der Verluste den Wert $0,75 f_{pk} = 0,75 \cdot 1800 = 1350,0 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreiten (EC2, 4.4.1.1 Abs.7). Das ist schon im Anfangszeitpunkt $t = 0$ eingehalten (vgl. Abschnitt 6.2.2.1), geschweige denn nach Abzug des Spannkraftverlusts ΔP_{csr} (Abschn. 6.2.3.8).

b) Betonstahl:

Die Betonstahlspannung soll den Wert $0,8 f_{yk} = 0,8 \cdot 500 = 400,0 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreiten.

Hinreichend genau und auf der sicheren Seite liegend wird die vorhandene Stahlspannung fiktiv nach Zustand I im Wege einer Zugkeildeckungs Betrachtung abgeschätzt.

$$\begin{aligned} \text{Zugkeilhöhe:} \quad x' &= 1,21 \cdot 4,31 / (9,08 + 4,31) = 0,39 \text{ m} \\ \text{Zugkeilkraft:} \quad F_s &= 0,5 \cdot 4,31 \cdot 0,39 \cdot 0,19 = 0,16 \text{ MN} \end{aligned}$$

Selbst wenn man die ebenfalls noch innerhalb der Zugkeilhöhe liegende Spannbewehrung (Randabstand 0,152 m, ersichtlich aus Abschnitt 6.1.2.2) unberücksichtigt läßt, ebenso die Stegseiten-Längsbewehrung, und nur die unterseitige Steglängsbewehrung von $2 \varnothing 20 = 6,28 \text{ cm}^2$ in Ansatz bringt, die sich als Zulage aus dem Nachweis der Tragfähigkeit ergab (siehe Abschnitt 6.3.1.2), verbleibt die Betonstahlspannung unterhalb der gesetzten Grenze:

$$\text{vorh } \sigma_s = 0,16 \cdot 10^4 / 6,28 = 255 \text{ N/mm}^2 < 400$$

6.3.2.3 Nachweis zur Rißbreitenbeschränkung

Für den Nachweis ist die Vorspannung mit charakteristischen Werten unter Einschluß der Streufaktoren $r_{\text{sup}} = 1,1$ bzw. $r_{\text{inf}} = 0,9$ anzusetzen (EC2, 2.5.4.3 Abs.3a bzw. 2.5.4.2 Abs.3 + 4).

Eine direkte Berechnung der auftretenden Rißbreite gemäß EC2, 4.4.2.4 erübrigt sich, wenn statt dessen

- eine gegen Zwang ausreichende Mindestbewehrung nachgewiesen wird (EC2, 4.4.2.2) und dafür
- eine Begrenzung der gewählten Stabdurchmesser bzw. der Stababstände erfolgt (EC2, 4.4.2.3).

Ein Mindestbewehrungsnachweis erübrigt sich, wenn unter seltener Einwirkungskombination keine Betonzugspannungen auftreten (EC2, 4.4.2.2 Abs.6). Die Bedingung ist im Beispielfall nicht erfüllt. Der Mindestbewehrungsnachweis entfällt aber im vorliegenden Beispiel von vornherein, weil Zwangbeanspruchungen fehlen (EC2, 4.4.2.2 Abs. 1 und 4). Dennoch soll im folgenden anstelle lediglich konstruktiver Bewehrungswahl der Nachweisgang vorgeführt werden.

Mindestbewehrungsquerschnitt

Maßgebend für eine bei Zwangbeanspruchung ggf. erforderliche Mindestbewehrung, abgestellt auf den Augenblick der Erstrißbildung, ist gemäß EC2, 4.4.2.2 Abs.3 Gl.4.78 die Beziehung

$$A_s = k_c \cdot k \cdot f_{\text{ct,eff}} \cdot A_{\text{ct}} / \sigma_s$$

Darin kann als Beiwert k_c zur Berücksichtigung des Einflusses der Spannungsverteilung („Zug“ oder „Biegung“) im Fall von Spannbetonbauteilen (EC2, 4.4.2.2 Abs. 7), vgl. auch [5.11], Abschn. 10.2.2.1) angesetzt werden

- bei Zugzone im Stegbereich (Rechteckquerschnitt oder Plattenbalken): $0,4 > k_c \geq 0$
- bei Zugzone im Gurtbereich (Kastenquerschnitt oder Plattenbalken): $k_c = 0,8$

Der Beiwert k zur Berücksichtigung einer Minderung von $f_{\text{ct,eff}}$ durch nichtlinear verteilte Eigenspannungen (EC2, 4.4.2.2 Abs.3) darf bei innerem Zwang in hohen Querschnitten ($h > 80$ cm) zugrunde gelegt werden mit

$$k = 0,5$$

Die wirksame Betonzugfestigkeit $f_{\text{ct,eff}}$ soll aus Tab.3.1 EC2, 3.1.2.4 ausgewählt werden für diejenige Festigkeitsklasse, die beim Auftreten des ersten Risses (evtl. nach wenigen Tagen) zu erwarten ist. Da nicht sicher von frühem Rißzeitpunkt ausgegangen werden kann, wird C35/45 zugrunde gelegt:

$$f_{\text{ct,eff}} = f_{\text{ctm}} = 3,2 \text{ N/mm}^2$$

Aus dieser Betonspannung am Zugrand ergibt sich unter Einbeziehung der vorhandenen Vorspannlängskraft N_{pm} das wirksame Rißmoment ($A = A_c$ oder A_i , $W = W_c$ oder W_i für den Zugrand):

$$M_{\text{RiB}} = (f_{\text{ct,eff}} - N_{\text{pm}} / A) \cdot W$$

Man kann dann aus N und M die zugehörige Betonspannung am Druckrand errechnen sowie letztlich die Zugzonenhöhe $x' = h - x$ und die Zugzonenfläche $A_{\text{ct}} = x' \cdot b$

Die Betonstahlzugspannung σ_s wird im Sinne der Rißbreitenbeschränkung bzw. Durchmesserbegrenzung nach Tab.4.11 EC2, 4.4.2.3 gewählt, und zwar

- am unteren Rand: $\sigma_s = 180 \text{ N/mm}^2$ (bis $\varnothing 20$ mm, vgl. Abschnitt 6.3.1.2)
- am oberen Rand: $\sigma_s = 240 \text{ N/mm}^2$ (bis $\varnothing 12$ mm)

Vorhandene Spannglieder dürfen im Umkreis eines Quadrats von 30 cm Seitenlänge mit geminderter Verbundwirksamkeit angerechnet werden (EC2, 4.4.2.2 Abs.8, vgl. auch [5.11], Abschn. 10.2.2.5).

a) Zug am unteren Querschnittsrand (Steg), Zeitpunkt $t = \infty$, Spannstahl außer Ansatz gelassen:

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{cu}} &= f_{\text{ct,eff}} = + 3,2 \text{ N/mm}^2 \\ N_{\text{pm}} &= - 1,296 \cdot (1 - 0,132) = - 1,125 \text{ MN} \\ M_{\text{RiB}} &= (+ 3,2 + 1,125 / 0,3129) \cdot 0,0620 = + 0,421 \text{ MNm} \\ \sigma_{\text{co}} &= - 1,125 / 0,3129 - 0,421 / 0,0927 = - 8,14 \text{ N/mm}^2 \\ x' &= 1,21 \cdot 3,2 / (8,14 + 3,2) = 0,34 \text{ m} \\ A_{\text{ct}} &= 0,34 \cdot 0,19 = 0,065 \text{ m}^2 \\ \text{erf } A_s &= 0,4 \cdot 0,5 \cdot 3,2 \cdot 0,065 \cdot 10^4 / 180 = \mathbf{2,31 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{vorh } A_s \quad \mathbf{2 \varnothing 20} = 6,28 \text{ cm}^2 > 2,31 \end{aligned}$$

b) Zug am oberen Querschnittsrand (Gurt), Zeitpunkt $t = 0$, kein anrechenbarer Spannstahl:

$$\begin{aligned}\sigma_{co} &= + 3,2 \text{ N/mm}^2 \text{ wie vor} \\ N_{pm} &= - 1,296 \text{ MN} \\ M_{Ri\beta} &= (+ 3,2 + 1,296 / 0,3082) \cdot 0,0912 = + 0,675 \text{ MNm} \\ \sigma_{cu} &= - 1,296 / 0,3082 - 0,675 / 0,0591 = - 15,63 \text{ N/mm}^2 \\ x' &= 1,21 \cdot 3,2 / (15,63 + 3,2) = 0,21 \text{ m} \\ A_{ct} &= 0,21 \cdot 0,60 - \sim 0,06 \cdot 0,30 / 2 = 0,117 \text{ m}^2 \\ \text{erf } A_s &= 0,8 \cdot 0,5 \cdot 3,2 \cdot 0,117 \cdot 10^4 / 240 = \mathbf{6,24 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{gewählt } \mathbf{6 \text{ } \varnothing \text{ } 12} = 6,79 \text{ cm}^2 > 6,24\end{aligned}$$

Rißbreitenbeschränkung

Unter Verzicht auf direkte Berechnung der Rißbreite (EC2, 4.4.2.4) sind nach der vorangegangenen Festlegung eines Mindestbewehrungsquerschnitts im folgenden noch die Begrenzung der Stabdurchmesser bzw. der Stahlspannungen unter *häufiger Einwirkungskombination* oder die Begrenzung der Stababstände nachzuweisen (EC2, 4.4.2.3 Abs.2 und 3). Die Vorspannung ist dabei einschließlich der Streufaktoren r_{sup} bzw. r_{inf} auf der Einwirkungsseite anzusetzen.

Die vorhandene Stahlspannung ergibt sich sachgerecht unter Zugrundelegung des Zustands II mit gerissener Zugzone (darf aber auch hinreichend genau und auf der sicheren Seite liegend nach Zustand I im Wege der Zugkeildeckungs Betrachtung abgeschätzt werden). Im Zugbereich liegende Spanngliedquerschnitte dürfen mit in Ansatz gebracht werden.

Stahlspannung einerseits und Stabdurchmesser andererseits stehen in Wechselbeziehung zueinander (EC2 4.4.2.3 Tab.4.11). Wenn die Stahlspannung vorgewählt wird (gemäß EC2, 4.4.2.3 Abs.2 gleich σ_s aus der vorangegangenen Ermittlung der Mindestbewehrung), folgt daraus der Grenzdurchmesser der Stäbe. Des weiteren erhält man mit vorgewähltem σ_s die Größe des erforderlichen Betonstahlquerschnitts $\text{erf } A_s$.

Es wird, ungünstig unter Ansatz eines reinen Rechteckquerschnitts $b/h = 0,19/1,21 \text{ m}$ und ohne Heranziehung vorhandener Bewehrung am Druckrand, die Untersuchung nach Zustand II geführt. Als Beziehung gilt dann nach [5.52] Gl. 79a (mit Bezeichnungen nach EC2), wobei der Spannstahlquerschnitt im folgenden unberücksichtigt gelassen ist (weitere Literaturhinweise: [5.53] bis [5.60]):

$$\sigma_s = (M_s / z + N) / A_s \rightarrow \text{erf } A_s = (M_s / z + N) / \sigma_s \quad \text{mit } z = \zeta \cdot d_s$$

Beiwert ζ für z entnimmt man aus [5.34] Tafel Va mit den Eingangswerten

$$N \cdot d_s / M_s \quad \text{sowie} \quad \alpha \cdot \rho = \alpha \cdot A_s / (b \cdot d_s)$$

Darin ist M_s das auf die Betonstahlfaser bezogene Moment der Einwirkungen und $\alpha = E_s / E_c = 5,82$.

Beim Tafel Eingangswert $\alpha \cdot \rho$ zur Ablesung von ζ kann für ρ als erster Ansatz der aus den vorangegangenen Untersuchungen (Nachweis der Tragfähigkeit, Nachweis der Mindestbewehrung) schon bekannte Betonstahlquerschnitt des Zugrands zugrunde gelegt werden.

a) Zug am unteren Querschnittsrand (Steg), Zeitpunkt $t = \infty$, Spannstahl außer Ansatz gelassen:

$$\begin{aligned}M &= r_{inf} \cdot (M_{pm} - \Delta M_{p,csr}) + M_g + M_{\Delta g} + \psi_1 \cdot M_q \\ &= 0,9 \cdot (-0,754) \cdot (1 - 0,132) + 0,330 + 0,577 + 0,2 \cdot 0,257 = + 0,37 \text{ MNm} \\ N &= r_{inf} \cdot (N_{pm} - \Delta N_{p,csr}) = 0,9 \cdot (-1,296) \cdot (1 - 0,132) = - 1,01 \text{ MN} \\ M_s &= M - N \cdot z_{cs} = + 0,37 - (-1,01) \cdot (0,734 - \sim 0,04) = + 1,07 \text{ MNm} \\ N \cdot d_s / M_s &= -1,01 \cdot (1,21 - \sim 0,04) / 1,07 = - 1,10 \\ \alpha \cdot \rho &= \alpha \cdot A_s / (b \cdot d_s) = 5,82 \cdot 6,28 \cdot 10^{-4} / (0,19 \cdot \sim 1,17) = 0,016 \\ \text{Tafelablesung: } \zeta &= 0,84 \rightarrow z = 0,84 \cdot \sim 1,17 = 0,98 \text{ m} \\ \text{erf } A_s &= (M_s / z + N) / \sigma_s = (1,07 / 0,98 - 1,01) \cdot 10^4 / 180 = 4,55 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

mit Korrektur von ρ :

$$\begin{aligned}\alpha \cdot \rho &= 5,82 \cdot 4,55 \cdot 10^{-4} / (0,19 \cdot \sim 1,17) = 0,0119 \\ \text{Tafelablesung: } \zeta &= 0,86 \rightarrow z = 0,86 \cdot \sim 1,17 = 1,01 \text{ m} \\ \text{erf } A_s &= (1,07 / 1,01 - 1,01) \cdot 10^4 / 180 = \mathbf{2,74 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{vorh } A_s \mathbf{2 \text{ } \varnothing \text{ } 20} = 6,28 \text{ cm}^2 > 2,74\end{aligned}$$

Die dem Grenzdurchmesser 20 mm zuzuordnende Stahlspannung wird nicht überschritten.

Die Rechnungsansätze liegen zusätzlich auf der sicheren Seite, weil in Wirklichkeit das Vorhandensein des verbreiterten Obergurts (Plattenbalken statt Rechteckquerschnitt) zu einem noch etwas größeren Hebelarm z der inneren Kräfte führt.

b) Zug am oberen Querschnittsrand (Gurt), Zeitpunkt $t = 0$, kein anzurechnender Spannstahl:

$$\begin{aligned}
 M &= r_{\text{sup}} \cdot M_{\text{pm}} + M_{\text{g}} = 1,1 \cdot (-0,754) + 0,330 &= -0,50 \text{ MNm} \\
 N &= r_{\text{sup}} \cdot N_{\text{pm}} = 1,1 \cdot (-1,296) &= -1,43 \text{ MN} \\
 M_{\text{s}} &= M - N \cdot z_{\text{cs}} = -0,50 - (-1,43) \cdot (-0,476 + \sim 0,04) &= -1,12 \text{ MNm} \\
 N \cdot d_{\text{s}} / M_{\text{s}} &= -1,43 \cdot (1,21 - \sim 0,04) / 1,12 &= -1,49 \\
 \alpha \cdot \rho &= 5,82 \cdot 6,16 \cdot 10^{-4} / (0,19 \cdot \sim 1,17) &= 0,016 \\
 \text{Tafelablesung: } \zeta &= 0,67 \rightarrow z = 0,67 \cdot \sim 1,17 &= 0,78 \text{ m} \\
 \text{erf } A_{\text{s}} &= (1,12 / 0,78 - 1,43) \cdot 10^4 / 240 \approx \mathbf{0} &\rightarrow \text{vorh } A_{\text{s}} \quad \mathbf{4 \text{ } \varnothing \text{ } 14} = 6,16 \text{ cm}^2 > 0
 \end{aligned}$$

Auch bei dieser Beanspruchungsrichtung wird die Stahlspannung nicht überschritten.

Stababstände:

Da bereits die Einhaltung der Grenzdurchmesser bzw. der ihnen zuzuordnenden Stahlspannungen nachgewiesen worden ist, erübrigt sich die Beachtung bestimmter Höchstwerte der Stababstände, wie sie laut Tab.4.12 in EC2, 4.4.2.3 Abs. 2 niedergelegt sind.

Im vorliegenden Fall bleiben die Stababstände auch am oberen Gurtrand konstruktiv unter 10 cm, erst recht am unteren Stegrand.

c) Stegseitenbewehrung im Fall a)

Bei Balken mit einer Gesamthöhe von ≥ 1 m sollen auf der Zugzonenhöhe oberhalb der Hauptbewehrung weitere Stahleinlagen nach gleichen Mindestbewehrungsgrundsätzen, jedoch mit Ansatz von $\sigma_{\text{s}} = f_{\text{yk}} = 500 \text{ N/mm}^2$, ermittelt und als zusätzliche Stegseitenbewehrung angeordnet werden (EC2, 4.4.2.3 Abs.4):

Auf nähere Untersuchung kann verzichtet werden. \rightarrow Bewehrung konstruktiv, siehe Abschn. 6.5.2

6.4 Bemessung für Querkraft

6.4.1 Nachweise im Grenzzustand der Tragfähigkeit

Für die zu führenden Nachweise wird das in EC2, 4.3.2.4.3 angegebene *Standardverfahren* angewendet.

6.4.1.1 Bemessungswerte der Einwirkungen und des Widerstands

Maßgebend ist die gleiche Einwirkungskombination, wie beim Nachweis für Biegung zugrunde gelegt (Abschn. 6.3.1.1), mit dem dort angegebenen Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{\text{G}} = 1,35$ und $\gamma_{\text{Q}} = 1,5$.

Im Fall des vorliegenden Tragwerks ergeben sich querkräftentlastende Wirkungen aus zwei Einflüssen:

- zum einen als Querkraftkomponente aus Veränderlichkeit der Bauhöhe (EC2, 4.3.2.4.5 Abs.1 Gl.4.31),
- zum anderen aus der Vertikalkomponente der geneigten Spanngliedkraft (EC2, 4.3.2.4.6 Gl.4.32).

Eine gleichzeitige Abminderung durch beide Wirkungen ist nur bei Führung eines genauen Nachweises zulässig (EC2, 4.3.2.4.5 Abs.2). Im folgenden wird als Abminderung insoweit nur die entlastende Spannkraftkomponente berücksichtigt.

Da die Spannung im Spannglied den charakteristischen Wert der 0,1%-Dehngrenze $f_{\text{p}0,1\text{k}}$ nicht übersteigt (siehe Abschn. 6.2.2.1 und 6.2.2.5), gilt als maßgebende Spannkraft der unter Berücksichtigung der Spannkraftverluste (Reibung und zeitabhängige Wirkungen) berechnete Mittelwert $P_{\text{m}} - \Delta P_{\text{csr}}$ in Verbindung mit dem maßgebenden Teilsicherheitsbeiwert (EC2, 4.3.2.4.6 Abs. 2).

An der maßgeblichen Schnittstelle $x = 0,05 \text{ l}$ beträgt der Spanngliedneigungswinkel lt. Abschn. 6.2.2.4 $\alpha = 0,06264 \approx \sin \alpha$

Damit ergibt sich als querkraftentlastende Komponente der geneigten Spanngliedkraft im Zeitpunkt $t = \infty$ (vgl. Abschn. 6.2.2.6 und 6.2.3.8)

$$V_p = 0,06264 \cdot 1314 (1 - 0,184) = 67 \text{ kN} = 0,067 \text{ MN}$$

Für die Wirkungen aus Vorspannung gilt als Teilsicherheitsbeiwert (AnwRi 2.3.3.1 Abs.5) $\gamma_p = 1,0$.

Insgesamt erhält man somit als Bemessungswert der Einwirkungen zum Zeitpunkt $t = \infty$

$$V_{Sd} = \gamma_G \cdot V_{g+\Delta g} + \gamma_Q \cdot V_q - \gamma_p \cdot V_p = 1,35 \cdot (0,068 + 0,122) + 1,5 \cdot 0,054 - 1,0 \cdot 0,067 = 0,271 \text{ MN}$$

6.4.1.2 Nachweis gegen Stegversagen

Der Höchstwert der Querkraft, die ohne Versagen des Balkenstegs (Druckstreben) auf der Stegbreite b_w aufgenommen werden kann, ist (EC2, 4.3.2.3 Abs. 3 Gl. 4.19)

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot 0,9 \cdot d$$

Darin sind (EC2, 4.3.2.3 Abs. 1 und Abs. 3 Gl.4.20) nach Hüllrohrabzug (EC2, 4.3.2.2 Abs. 8)

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \cdot \varnothing_H = 0,19 - 0,5 \cdot 0,062 = 0,159$$

$$v = 0,7 - f_{ck} / 200 = 0,7 - 35 / 200 = 0,525 \geq 0,5 \quad (\text{mit } f_{ck} \text{ in N/mm}^2)$$

Man erhält also, mit $d = 0,95 - 0,384 = 0,566 \text{ m}$:

$$V_{Rd2} = 0,5 \cdot 0,525 \cdot 23,3 \cdot 0,159 \cdot 0,9 \cdot 0,566 = \mathbf{0,495 \text{ MN}} > V_{Sd}$$

Bei vorhandenen Längsdruckspannungen ist V_{Rd2} u.U. noch abzumindern (EC2, 4.3.2.2 Abs.4 Gl.4.15):

$$V_{Rd2,red} = 1,67 \cdot V_{Rd2} \cdot (1 - \sigma_{cp,eff} / f_{cd}) \leq V_{Rd2}$$

Darin ist die wirksame mittlere Betonspannung infolge der Längskraft (EC2, 4.3.2.2 Abs.4 Gl.4.16)

$$\sigma_{cp,eff} = (N_{Sd} - f_{yk} \cdot A_{s2} / \gamma_s) \cdot A_c$$

Im weiteren sind:

N_{Sd}	Bemessungswert der aufzunehmenden Längskraft (Druck positiv)
A_{s2}	Betonstahlquerschnitt der Druckzone im Grenzzustand der Tragfähigkeit
f_{yk}	Festigkeit an der Streckgrenze des gedrückten Betonstahls ($\leq 400 \text{ N/mm}^2$)

Selbst wenn man $\sigma_{cp,eff}$ groß ansetzt unter Vernachlässigung der Druckzonenbewehrung A_{s2} und mit Anfangswert $N_{Sd} = N_{pm} = -1,314 \text{ MN}$ ohne Abzug für den zeitabhängigen Spannkraftverlust, d.h. mit

$$\sigma_{cp,eff} = 1,314 / 0,2588 = 5,08 \text{ N/mm}^2,$$

so erhält man dennoch keine Abminderung:

$$V_{Rd2,red} = 1,67 \cdot V_{Rd2} \cdot (1 - 5,08 / 23,3) = 1,31 V_{Rd2} > V_{Rd2}$$

Der Nachweis gegen Stegversagen ist somit erfüllt.

6.4.1.3 Nachweis der Schubbewehrung

Der Bemessungswert der Querkraft, den der Beton ohne Vorhandensein einer Schubbewehrung aufnehmen kann, ist (EC2, 4.3.2.3 Abs.1 Gl.4.18)

$$V_{cd} = V_{Rd1} = [\tau_{Rd} \cdot k \cdot (1,2 + 40 \rho_1) + 0,15 \cdot \sigma_{cp}] \cdot b_w \cdot d$$

Darin ist der Grundwert der Bemessungsschubfestigkeit gemäß AnwRi 4.3.2.3 Tab.R4 anzunehmen:

$$\text{für Betonfestigkeit } f_{ck} = 35 \text{ N/mm}^2 \quad \rightarrow \tau_{Rd} = 0,30 \text{ N/mm}^2$$

Im weiteren sind:

k	$= 1,6 - d = 1,6 - 0,566 = 1,034 \geq 1$
ρ_1	$= A_{s1} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$; wird ungünstig mit null angesetzt
$b_{w,nom}$	= Stegbreite nach Hüllrohrabzug wie vor = 0,159 m
σ_{cp}	$= N_{Sd} / A_c$
N_{Sd}	= Längskraft infolge Last oder Vorspannung (Druck positiv)

Somit ergibt sich

$$V_{cd} = [0,30 \cdot 1,034 \cdot (1,2 + 40 \cdot 0) + 0,15 \cdot 1,314 \cdot (1 - 0,184) / 0,2588] \cdot 0,159 \cdot 0,566 = 0,089 \text{ MN}$$

Als ungedeckter Querkraftanteil, für den Bügelbewehrung eingelegt werden muß, verbleibt demnach

$$V_{wd} = V_{Sd} - V_{cd} = 0,271 - 0,089 = 0,182 \text{ MN}$$

Daraus ergibt sich als erforderlicher Bügelquerschnitt pro Meter Länge (EC2, 4.3.2.4.3 Abs.2 Gl.4.23)

$$\begin{aligned} a_{sw} &= V_{wd} / (0,9 \cdot d \cdot f_{yd}) \\ &= 0,182 \cdot 10^4 / (0,9 \cdot 0,566 \cdot 435) = \mathbf{8,21 \text{ cm}^2 / \text{m}} \rightarrow \text{gewählt } \mathbf{2 \cdot 5 \text{ } \varnothing 12 / \text{m}} = 11,3 \text{ cm}^2/\text{m} \\ &> 8,21 \end{aligned}$$

6.4.2 Nachweis im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit werden Schrägrisse als ausreichend beschränkt angesehen, wenn lediglich bestimmte maximale Bügelabstände eingehalten werden (EC2, 4.4.2.3 Abs.5 Tab.4,13). Im vorliegenden Fall ist dieser Nachweis des Bügelabstands jedoch entbehrlich, da

$$V_{sd} < 3 V_{cd}$$

Gemäß AnwRi 4.4.2.3 gelten die Anforderungen im übrigen als erfüllt, wenn lediglich die Mindestbügelbewehrung nach EC2, 5.4.2.2 Abs. 5 und 7 eingehalten wird (siehe im folgenden unter 6.5.3).

6.5 Bauliche Durchbildung

6.5.1 Mindestlängsbewehrung in der Zugzone

Als erforderliche bzw. gewählte Längsbewehrung am unteren Querschnittsrand hat sich bisher ergeben:

- zunächst aus dem Nachweis im Grenzzustand der Tragfähigkeit: $2 \varnothing 20 = 6,28 \text{ cm}^2$
- dann in geringerem Umfang und letztlich nicht maßgebend aus dem Nachweis der Rißbreitenbeschränkung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit: $2,25 \text{ cm}^2$

Zusätzlich gilt gemäß EC2, 5.4.2.1.1 Abs.1 Gl.5.14 als Bedingung für eine Mindestlängsbewehrung

$$\text{erf } A_s = 0,6 \cdot b_w \cdot d / f_{yk} \geq 0,0015 \cdot b_w \cdot d \quad (f_{yk} \text{ in N/mm}^2 \text{ einzusetzen})$$

Im vorliegenden Beispielfall ergibt sich an der Schnittstelle $x = 0,31 \text{ l}$ als Mindestlängsbewehrung

$$\begin{aligned} \text{erf } A_s &= 0,6 \cdot 0,19 \cdot (1,21 - 0,152) \cdot 10^4 / 500 = 2,41 \text{ cm}^2 \\ &\geq 0,0015 \cdot 0,19 \cdot (1,21 - 0,152) \cdot 10^4 = 3,02 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Die ohnehin erforderliche Bewehrung von $6,28 \text{ cm}^2$ ist größer als der hier geforderte Mindestquerschnitt.

6.5.2 Stegseiten-Längsbewehrung

Die auf der Höhe der Zugzone zu verteilende zusätzliche Stegseitenbewehrung (EC2, 4.4.2.3 Abs.4) wurde bereits am Schluß des Abschnitts 6.3.2.3 im Rahmen der Rißbreitenbeschränkung angesprochen, siehe dort. Es ergaben sich nur konstruktive Bewehrungserfordernisse.

In Anlehnung an EC2, 4.4.2.3 Tab.4.12 wird der dort genannte maximale Stababstand angewendet.

$$\rightarrow \text{gewählt } \varnothing 8, s = 20 \text{ cm}, 2,51 \text{ cm}^2/\text{m}$$

6.5.3 Mindestbügelbewehrung

Ein Mindestbewehrungsgrad für die Bügelbewehrung ist in EC2, 5.4.2.2 Abs.5 Tab.5.5 angegeben:

$$\text{für Beton C35/45 und Betonstahl S 500} \rightarrow \min \rho_w = 0,0011$$

Damit ergibt sich als Mindestbügelquerschnitt je Meter Länge

$$\min a_{sw} = \min \rho_w \cdot b_w = 0,0011 \cdot 0,19 \cdot 10^4 = \mathbf{2,09 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Für die Bügelanordnung ist ein größtzulässiger Längsabstand s_{\max} gemäß EC2, 5.4.2.2 Abs.7 festgelegt in Abhängigkeit von dem Verhältnis V_{Sd} / V_{Rd2} .

Im vorliegenden Beispielfall sind $V_{Sd} = 0,271 \text{ MN}$ und $V_{Rd2} = 0,495 \text{ MN}$. Es ergibt sich also

$$1/5 V_{Rd2} < V_{Sd} \leq 2/3 V_{Rd2} \rightarrow s_{\max} = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{gewählt } \varnothing 8, s = 20 \text{ cm}, 5,03 \text{ cm}^2/\text{m} > 2,09$$

6.5.4 Bewehrung im Spannkrafteintragungsbereich

Die unmittelbar hinter den Ankerplatten von Spanngliedern zur Aufnahme der Spaltzugkräfte aus Teilflächenbelastung erforderliche Wendelbewehrung (EC2, 4.2.3.5.7 Abs.4 – auch AnwRi – und 5.4.8.1) ist dem Zulassungsbescheid des Spannverfahrens zu entnehmen.

Im weiter anschließenden Bereich geht die Ausbreitung der auf Teilhöhe h_1 (Ankerplattenmaß) konzentriert angreifenden Spanngliedkraft P_0 auf die Gesamthöhe h des Trägerquerschnitts mit lotrechten Spaltzugkräften einher, die nach Größe und Lage mit lotrechter Bügelbewehrung abgedeckt werden müssen.

Zum Ermittlungsverfahren im einzelnen vgl. unter anderem [5.50]. Nachfolgend wird die Untersuchung so geführt, als ob die Verankerung mittig auf halber Höhe des Trägerquerschnitts angeordnet wäre.

Ausbreitungsverhältnis der Spannkraft: $h_1 / h = 0,255 / 0,90 = 0,28$

Angreifende Verankerungskraft einschließlich temporärer Überspannung von 2,0 % (siehe Abschnitt 6.2.2.5) und 0,9 % Ankerreibung (Abschn. 6.2.2.1), welche letztere zusätzlich von der Spannpresse aufgewendet und auf die Ankerplatte abgesetzt wird:

$$P_0 = 1,02 \cdot 1,009 \cdot 1291,15 = 1329 \text{ kN} = 1,329 \text{ MN}$$

Oberer charakteristischer Wert der Verankerungskraft mit Faktor $r_{\text{sup}} = 1,1$ (EC2, 2.5.4.2 Abs. 4):

$$P_{0k,\text{sup}} = 1,329 \cdot 1,1 = 1,462 \text{ MN}$$

Bemessungswert (Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_s = 1,15$) der Gesamtspaltkraft lt. Abb. 25.03 in [5.50] und daraus die insgesamt erforderliche lotrechte Spaltzugbewehrung:

$$\text{erf } A_s = 1,15 \cdot 0,18 \cdot 1,462 \cdot 10^4 / 500 = \mathbf{6,05 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{gewählt } \mathbf{6 \text{ Bügel } \varnothing 8} = 6,04 \text{ cm}^2 \approx 6,05$$

Zum Anordnungs- bzw. Verteilungsbereich der Spaltzugbügel lt. Abb. 25.03 in [5.31]:

$$\begin{aligned} \sigma_z = 0 & \rightarrow x = 0,17 \cdot h = 0,17 \cdot 0,90 = 0,15 \text{ m} \\ \sigma_z = \text{max} & \rightarrow x = 0,38 \cdot h = 0,38 \cdot 0,90 = 0,34 \text{ m} \end{aligned}$$

Die 5 Bügel sollen im Abstandsbereich $x = 0,20 \dots 0,80$ m, gerechnet ab betonseitiger Fläche der Ankerplatte, angeordnet werden. Verteilung innerhalb dieses Bereiches entsprechend dem Größenverlauf der Spaltspannungen σ_z laut Abb. 25.04 in [5.31].

Waagerechte Spaltzugbewehrung ist allenfalls konstruktiv erforderlich, da die Breite der Spanngliederankerplatte nur wenig geringer ist als die Betonquerschnittsbreite.

Die obere und untere Ecke im Trägerendbereich ist konstruktiv durch diagonal gesteckte „Haarnadeln“ zu sichern (zur Anordnung vgl. Abb. 25.05 in [5.31]). \rightarrow je Ecke gewählt: **2 Steckbügel $\varnothing 8$**

Der nachträglich einzubauende Vorsatzbeton im Bereich der Ankerplatte ist durch Bügel $\varnothing 6$ konstruktiv zu halten.

6.5.5 Zusatzbügel im Feldmittenbereich

Im Bereich der Feldmitte muß noch die vertikal aufwärts gerichtete Abtriebskomponente, die von den in abgeknickter Wirkungslinie aufeinandertreffenden Obergurtkräften gebildet wird, durch gesondert anzuordnende Verstärkungsbügel niedergehalten werden.

Man hat dazu aus der Biegebeanspruchung des Querschnitts einschließlich Spanngliedlängskraft Größe und Höhenlage der Gesamtdruckkraft in Feldmitte zu ermitteln. Die entsprechende Höhenlage an den Auflagerpunkten ist die Höhe der Schwereachse des Betonquerschnitts.

Aus dem Höhenunterschied Feldmitte / Auflager ergibt sich die Neigung der Druckkraft und daraus letztlich die mit Betonstahl bzw. Bügeln abzudeckende, lotrecht nach oben gerichtete Abtriebskomponente.

Im Rahmen des Bemessungsbeispiels kann die Rechnung nicht vorgeführt werden, da die Schnittgrößen für $x = 0,50 l$ nicht untersucht worden sind.

Zusatzbewehrung konstruktiv gewählt: **5 Bügel $\varnothing 12$ statt $\varnothing 8$ (= + 6,29 cm²)**

6.6 Spannprogramm

6.6.1 Berechnung der Spannwege

Die *Spannstahlverlängerung* infolge der Spannkraft erhält man durch Integration der Stahldehnungen über die Bogenlänge s des Spannlieds:

$$\Delta l_p = \frac{P_{m0}}{E_p \cdot A_p} \cdot \int_0^{l_p} \frac{P_m(s)}{P_{m0}} \cdot ds \quad \text{mit} \quad \frac{P_{m0}}{A_p} = \sigma_{mp0}$$

Das Integral der Stahldehnung erhält man problemlos durch numerische Rechnung, da der Verlauf des Spannkraftverhältnisses $P_m(s) / P_{m0}$ aus der Untersuchung der Reibungsverluste bekannt ist.

Vereinfachungsmöglichkeit besteht noch, indem angesichts der einheitlichen und sehr flachen Parabelkrümmung des Spannlieds hinreichend genau ein linearer Spannkraftabfall von den Spannliedenden (gleichzeitiges Spannen von beiden Enden) bis zur Feldmitte zugrunde gelegt werden kann.

$$\begin{aligned} \text{Spannkraft an der Spannstelle:} & \quad P_m = 1,020 P_{m0} \\ \text{Spannkraft in Feldmitte:} & \quad P_m = 0,994 P_{m0} \quad (\text{nicht vorgeführt}) \end{aligned}$$

Länge des gekrümmten Spannliedsabschnitts von der Spannstelle bis zur Feldmitte $x = 0,50 l$ (konstruktiv wird ein Teilstück von annähernd 0,50 m Länge abgezogen, das im Verankerungsbereich aufgrund der dort erforderlichen Übergangshülse des Bündelspannlieds noch geradlinig verlaufen muß):

$$\begin{aligned} l_1 &= 0,50 l + 0,50 l \cdot (f/l)^2 \cdot 8/3 - 0,50 \\ &= 10,00 + 10,00 \cdot (0,348 / 25,00)^2 \cdot 8/3 - 0,50 = 10,00 + 0,0052 - 0,50 = 9,51 \text{ m} \end{aligned}$$

Länge des geradlinigen Spannliedsabschnitts im Bereich der Übergangshülse (siehe oben), im weiteren zwischen Auflagerachse $x = 0$ und Ankerplatte, ferner schließlich auf 0,45 m Länge innerhalb der im vorliegenden Beispielfall verwendeten Spannpresse:

$$l_2 = 0,50 + 0,10 + 0,45 = 1,05 \text{ m}$$

Wegen der laut Zulassung des Spannverfahrens (s. Abschn. 6.2.2.1) zu veranschlagenden Ankerreibung ist die Spannkraft auf der Länge 0,45 m der Spannpresse eigentlich noch um 0,9 % größer als P_m an der Spannstelle. Der geringfügig daraus entstehende Spannwegzuwachs ist aber letztlich minimal.

Spannweganteil infolge Stahldehnung, an jedem der beiden Gliedenden:

$$\Delta l_p = 1317,5/195000 \cdot [1/2 \cdot (1,020 + 0,994) \cdot 9,51 + 1,020 \cdot 1,05] \cdot 10^3 = 71,9 \text{ mm}$$

Die *Betonverkürzung*, die im Verlauf des Spannvorgangs entsteht, kann als im Verhältnis kleinerer Wert unter Vernachlässigung des erst recht geringfügigen Momentenanteils (wobei sich die in das Tragwerk eingebrachten Vorspannmomente und die gleichzeitig gegenläufig geweckten Eigenlastmomente auch noch größtenteils aufheben) allein aus dem Einfluß mittig gedachter Längskraft errechnet werden:

$$\Delta l_c = \int_0^{l_c} \frac{N_p(x)}{E_{cm} \cdot A_c} \cdot dx = \frac{1}{E_{cm}} \int_0^{l_c} \sigma_{cm,p}(x) \cdot dx$$

Die Betonspannung aus mittiger Längskraft ist als Quotient N_{pm}/A_c im Schnitt $x = 0,31 l$ bekannt mit 4,21 N/mm² (siehe Abschnitt 6.3.2.2). Im vorliegenden Beispielfall ist die Betonspannung wegen der veränderlichen Querschnittshöhe zur Feldmitte hin niedriger, zum Auflager hin höher. Da weitere Schnitte nicht vorgeführt sind, wird $\sigma_{cm,p} = 4,21 \text{ N/mm}^2$ als Mittelwert auf ganzer Länge angenommen.

Als Betonlänge sind zwischen Ankerplatte und Auflagerachse noch 0,04 m zu berücksichtigen.

Hinsichtlich des E -Moduls ist zu beachten, daß schon kurz nach dem Betonieren vorgespannt werden soll. Der Modul wird deshalb entsprechend minderer Betonfestigkeit niedriger angesetzt: $E_{cm} = 32\,000 \text{ N/mm}^2$.

Spannweganteil infolge Betonstauchung, an jedem der beiden Gliedenden:

$$\Delta l_c \approx 4,31 \cdot (10,00 + 0,04) \cdot 10^3 / 32000 \approx 1,4 \text{ mm}$$

Der *Gesamtspannweg*, der als Hub der Spannpresse sichtbar wird, beträgt somit an jedem Gliedende:

$$\Delta l = \Delta l_p + \Delta l_c = 71,9 + 1,4 = 73,3 \text{ mm}$$

6.6.2 Spannplan

Spannzeitpunkt: Frühestens drei Tage nach dem Betonieren, frühestens nach Erreichen der Mindestbetonfestigkeit lt. Zulassung.

Spannvorgang: Das Vorspannen erfolgt mit zwei Spanngeräten von beiden Gliedenden her gleichzeitig.

Spanndraht-Querschnittstoleranzen: Bei vorhandenem Spannstahl-Überquerschnitt soll der Spannweg entsprechend reduziert werden, damit aus Rücksicht auf die oberen Randspannungen in der Einwirkungskombination $G + P_m$ die rechnerische Spannkraft nicht erhöht wird.

Lagerung der fertigen Träger und Montage: Die vorgespannten Träger sind möglichst bis zur Montage abgedeckt zu lagern und feucht zu halten. Montage und Dachplattenaufbringung sollen baldmöglichst nach dem Vorspannen erfolgen.

SPANNPLAN					Name	Datum	geänd.	Name	Datum	Projekt:								
Bauwerk: <i>Industrie Halle</i>					aufg.	<i>K.</i>	<i>01.12.93</i>	a		Abschnitt:								
Baubereich: <i>—</i>					gepr.			b		Seite:								
Teilvorspannung					Vollvorspannung		$\min \beta_{WM} = 42 \text{ N/mm}^2$	c										
Reihenfolge	Pos. lt. Skizze	Spannglied Typ	Nennlänge m	Spannseite: A							Spannseite: B							Summe Initialspannweg mm
				Initialspannkraft					Nachlaßweg mm	Umsetzweg mm	Initialspannkraft					Nachlaßweg mm	Umsetzweg mm	
				F kN	δ_z mm	δ_b mm	s mm	Δl mm			F kN	δ_z mm	δ_b mm	s mm	Δl mm			
<i>1</i>	<i>1</i>	<i>1291 kN</i>	<i>20,22</i>	<i>1317</i>	<i>71,9</i>	<i>1,4</i>	<i>—</i>	<i>73,3</i>	<i>—</i>	<i>—</i>	<i>1317</i>	<i>71,9</i>	<i>1,4</i>	<i>—</i>	<i>73,3</i>	<i>—</i>	<i>—</i>	<i>146,6</i>
Absenken des Lehrgerüsts <i>Spannen frühestens 3 Tage nach dem Betonieren, Vorspannte Träger bis zur Montage feucht halten. Montage und Dachplattenaufbringung möglichst kurzfristig nach dem Spannen.</i>																		

6.6.3 Allgemeine Erläuterungen zum Spannen

Der Abschnitt enthält betriebliche Erläuterungen zu besonderen systemspezifischen Einzelheiten des verwendeten Spannverfahrens (im Rahmen des Bemessungsbeispiels nicht vorgeführt).

6.6.4 Spannprotokoll

Mit Soll-Werten vorbereitete Tabellen zum Eintragen der beim Spannen erreichten Ist-Werte.

6.6.5 Abschlußbericht

Auswertung des Spannprotokolls sowie Bericht über das Spannen und Auspressen einschließlich Erfolgsbeurteilung. Beizufügen sind die Protokolle der Einpreßmörtelprüfungen.

Ergänzung zum Tragfähigkeitsnachweis für Biegung, Ziffer 6.3.1.2

Laut Ergänzung 6.95 zur AnwRi ist „Versagen ohne Vorankündigung“ durch Nachweis einer besonderen Mindestbewehrung zu vermeiden. Maßgebend ist die Gleichung wie im Gebrauchstauglichkeitsnachweis Ziffer 6.3.2.3, jedoch Vorspannung und Spannglieder unbeachtet, Stahlspannung als Streckgrenze.

$$\sigma_{cu} = + 3,2 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{RiB} = + 3,2 \cdot 0,0620 = + 0,198 \text{ MNm}$$

$$\sigma_{co} = - 0,198 / 0,0927 = 2,14 \text{ N/mm}^2$$

$$x' = 1,21 \cdot 3,2 / (2,14 + 3,2) = 0,73 \text{ m}$$

$$A_{ct} = 0,73 \cdot 0,19 = 0,139 \text{ m}^2$$

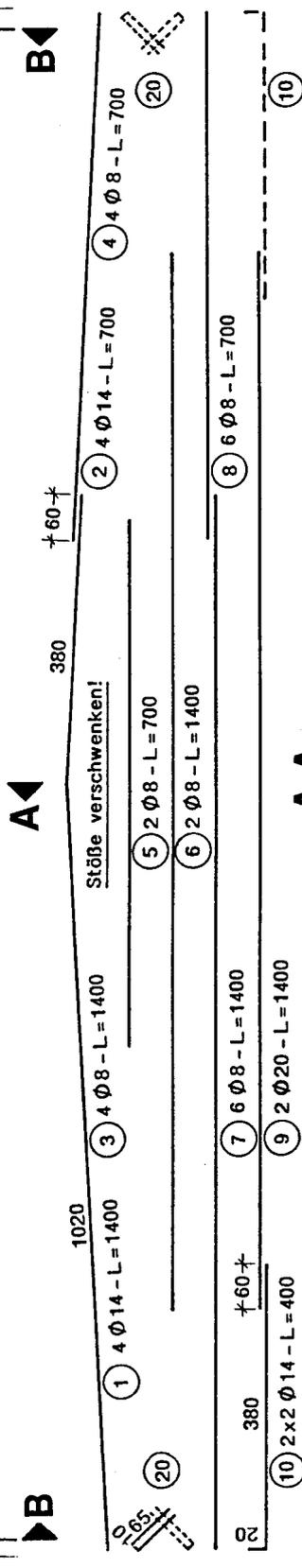
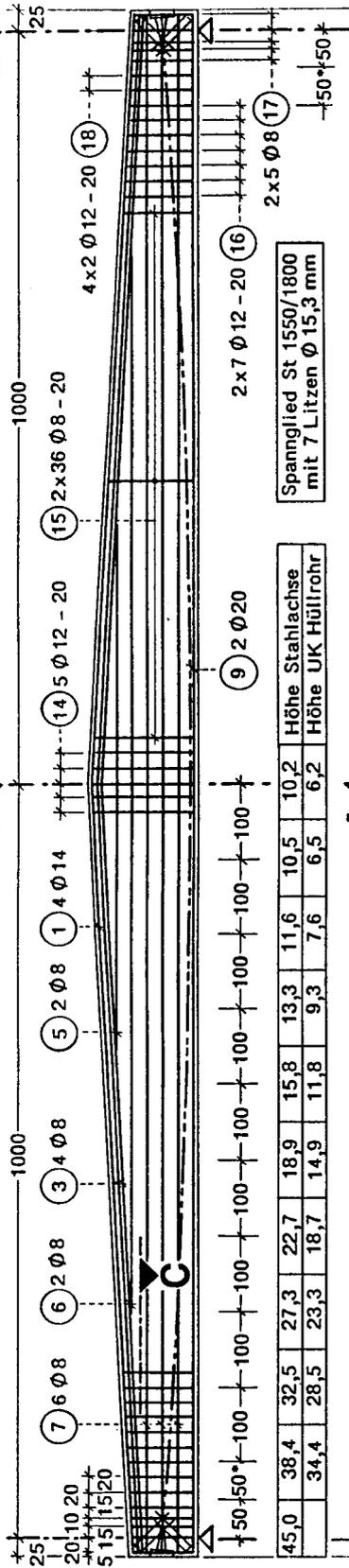
$$\text{erf } A_s = 0,4 \cdot 0,5 \cdot 3,2 \cdot 0,139 \cdot 10^4 / 500 = \mathbf{1,78 \text{ cm}^2} \rightarrow \text{vorh } A_s \text{ 2 } \varnothing \text{ 20} = 6,28 \text{ cm}^2 > 1,78$$

Die ergänzende Bedingung ist ebenfalls erfüllt.

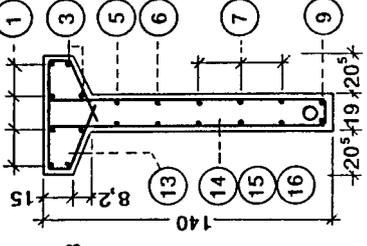
LÄNGSSCHNITT

50* = Stegverbreiterung

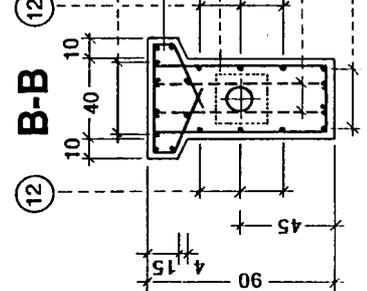
Stahl 500 S, Beton C35/45, Betondeckung 2,5 cm



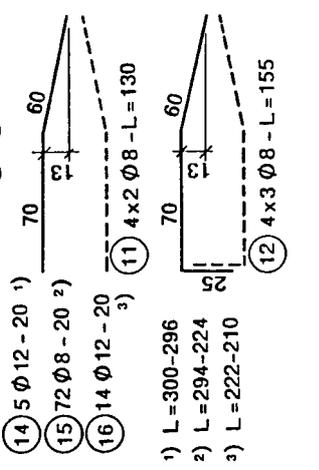
A-A



B-B



C-C



7 Konstruktionstabeln

7.1 Betonstabstahl BSt 500 S (S 500 gerippt)

Abmessungen und Gewichte

Nenn Durchmesser d_s in mm	6	8	10	12	14	16	20	25	28	32	36	40
Nennquerschnitt A_s in cm ²	0,283	0,503	0,785	1,13	1,54	2,01	3,14	4,91	6,16	8,04	10,18	12,57
Nenngewicht G in kg/m	0,222	0,395	0,617	0,888	1,21	1,58	2,47	3,85	4,83	6,31	7,99	9,87

Querschnitte von Flächenbewehrungen a_s in cm²/m

Stab- abstand s in cm	Durchmesser d_s in mm									Stäbe pro m
	6	8	10	12	14	16	20	25	28	
5,0	5,65	10,05	15,71	22,62	30,79	40,21	62,83	98,17		20,00
5,5	5,14	9,14	14,28	20,56	27,99	36,56	57,12	89,25		18,18
6,0	4,71	8,38	13,09	18,85	25,66	33,51	52,36	81,81	102,63	16,67
6,5	4,35	7,73	12,08	17,40	23,68	30,93	48,33	75,52	94,73	15,38
7,0	4,04	7,18	11,22	16,16	21,99	28,72	44,88	70,12	87,96	14,29
7,5	3,77	6,70	10,47	15,08	20,53	26,81	41,89	65,45	82,10	13,33
8,0	3,53	6,28	9,82	14,14	19,24	25,13	39,27	61,36	76,97	12,50
8,5	3,33	5,91	9,24	13,31	18,11	23,65	36,96	57,75	72,44	11,76
9,0	3,14	5,59	8,73	12,57	17,10	22,34	34,91	54,54	68,42	11,11
9,5	2,98	5,29	8,27	11,90	16,20	21,16	33,07	51,67	64,82	10,53
10,0	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	31,42	49,09	61,58	10,00
10,5	2,69	4,79	7,48	10,77	14,66	19,15	29,92	46,75	58,64	9,52
11,0	2,57	4,57	7,14	10,28	13,99	18,28	28,56	44,62	55,98	9,09
11,5	2,46	4,37	6,83	9,83	13,39	17,48	27,32	42,68	53,54	8,70
12,0	2,36	4,19	6,54	9,42	12,83	16,76	26,18	40,91	51,31	8,33
12,5	2,26	4,02	6,28	9,05	12,32	16,08	25,13	39,27	49,26	8,00
13,0	2,17	3,87	6,04	8,70	11,84	15,47	24,17	37,76	47,37	7,69
13,5	2,09	3,72	5,82	8,38	11,40	14,89	23,27	36,36	45,61	7,41
14,0	2,02	3,59	5,61	8,08	11,00	14,36	22,44	35,06	43,98	7,14
14,5	1,95	3,47	5,42	7,80	10,62	13,87	21,67	33,85	42,47	6,90
15,0	1,88	3,35	5,24	7,54	10,26	13,40	20,94	32,72	41,05	6,67
16,0	1,77	3,14	4,91	7,07	9,62	12,57	19,63	30,68	38,48	6,25
17,0	1,66	2,96	4,62	6,65	9,06	11,83	18,48	28,87	36,22	5,88
18,0	1,57	2,79	4,36	6,28	8,55	11,17	17,45	27,27	34,21	5,56
19,0	1,49	2,65	4,13	5,95	8,10	10,58	16,53	25,84	32,41	5,26
20,0	1,41	2,51	3,93	5,65	7,70	10,05	15,71	24,54	30,79	5,00
21,0	1,35	2,39	3,74	5,39	7,33	9,57	14,96	23,37	29,32	4,76
22,0	1,29	2,28	3,57	5,14	7,00	9,14	14,28	22,31	27,99	4,55
23,0	1,23	2,19	3,41	4,92	6,69	8,74	13,66	21,34	26,77	4,35
24,0	1,18	2,09	3,27	4,71	6,41	8,38	13,09	20,45	25,66	4,17
25,0	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	12,57	19,63	24,63	4,00

Querschnitte von Balkenbewehrungen A_s in cm²

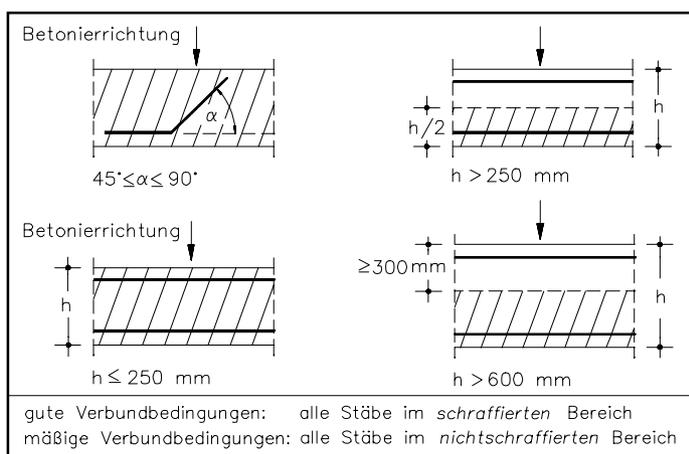
Stabdurchmesser d_s in mm	Anzahl der Stäbe									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
6	0,28	0,57	0,85	1,13	1,41	1,70	1,98	2,26	2,54	2,83
8	0,50	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,52	5,03
10	0,79	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85
12	1,13	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31
14	1,54	3,08	4,62	6,16	7,70	9,24	10,78	12,32	13,85	15,39
16	2,01	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,09	18,10	20,11
20	3,14	6,28	9,42	12,57	15,71	18,85	21,99	25,13	28,27	31,42
25	4,91	9,82	14,73	19,64	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09
28	6,16	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58

Größte Anzahl von Stäben in einer Lage bei Balken

Nachfolgende Werte gelten für ein Nennmaß der Betondeckung $c = 2,5$ cm (bezogen auf den Bügel) ohne Berücksichtigung von Rüttellücken. Bei den Werten in () werden die geforderten Abstände geringfügig unterschritten.

Balkenbreite b in cm	Durchmesser d_s in mm						
	10	12	14	16	20	25	28
10	1	1	1	1	1	1	–
15	3	3	3	(3)	2	2	1
20	5	4	4	4	3	3	2
25	6	6	6	5	5	4	3
30	8	(8)	7	7	6	5	4
35	10	9	(9)	8	7	6	5
40	11	11	10	9	8	7	6
45	13	12	(12)	11	10	8	7
50	15	14	13	12	11	9	(8)
55	16	15	14	14	12	10	8
60	18	17	16	15	13	11	9
Bügeldurchmesser $d_{sbü}$	≤ 8 mm				≤ 10 mm	≤ 12 mm	≤ 16 mm

Verbundbedingungen (s. auch S. 5.81)



Verbundspannungen f_{bd} in N/mm^2

(für Rippenstäbe mit $d_s \leq 32$ mm; s. S. 5.81)

Betonfestigkeitsklasse	Verbundspannung f_{bd} in N/mm^2	
	guter Verbund	mäßiger Verbund
C 12/15	1,6	1,1
C 16/20	2,0	1,4
C 20/25	2,3	1,6
C 25/30	2,7	1,9
C 30/37	3,0	2,1
C 35/45	3,4	2,4
C 40/50	3,7	2,6
C 45/55	4,0	2,8
C 50/60	4,3	3,0

Grundmaß der Verankerungslänge l_b in cm

Betonfestigkeitsklasse	Verbundbedingung	Stabdurchmesser d_s in mm								
		6	8	10	12	14	16	20	25	28
C 12/15	gut	40	53	66	79	92	105	132	165	184
	mäßig	56	75	94	113	132	150	188	235	263
C 16/20	gut	33	43	54	65	76	87	109	136	152
	mäßig	47	62	78	93	109	124	155	194	217
C 20/25	gut	28	37	47	56	66	75	94	117	131
	mäßig	40	54	67	80	94	107	134	167	187
C 25/30	gut	24	32	40	48	57	65	81	101	113
	mäßig	35	46	58	69	81	92	115	144	161
C 30/37	gut	21	29	36	43	50	57	71	89	100
	mäßig	31	41	51	61	71	82	102	128	143
C 35/45	gut	19	26	32	39	45	52	64	81	90
	mäßig	28	37	46	55	64	74	92	115	129
C 40/50	gut	18	24	30	35	41	47	59	74	83
	mäßig	25	34	42	51	59	67	84	105	118
C 45/55	gut	16	22	27	33	38	44	55	68	76
	mäßig	23	31	39	47	55	62	78	97	109
C 50/60	gut	15	20	25	31	36	41	51	64	71
	mäßig	22	29	36	44	51	58	73	91	102

7.2 Betonstahlmatten BSt 500 M

Lagermatten Lieferprogramm

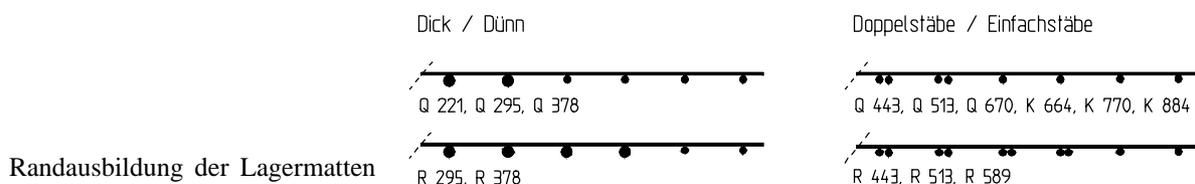
Länge Breite	Randeinsparung (Längsrichtung)	Matten- be- zeichnung	Mattenaufbau in		Längsrichtung Querrichtung		Quer- schnitte längs quer cm ² / m	Gewichte	
			Stab- ab- stände	Stabdurchmesser Innen- bereich Rand- bereich	Anzahl der Längsrandstäbe			je Matte	je m ²
m			mm	mm	links	rechts		kg	
5,00 2,15	ohne	Q 131	150 · 5,0 150 · 5,0				1,31 1,31	22,5	2,09
		Q 188	150 · 6,0 150 · 6,0				1,88 1,88	32,4	3,01
	mit	Q 221	150 · 6,5 / 5,0 150 · 6,5		- 4 / 4		2,21 2,21	33,7	3,14
		Q 295	150 · 7,5 / 5,5 150 · 7,5		- 4 / 4		2,95 2,95	44,2	4,12
6,00 2,15	mit	Q 378	150 · 8,5 / 6,0 150 · 8,5		- 4 / 4		3,78 3,78	66,7	5,17
		Q 443	150 · 6,5 d / 6,5 100 · 7,5		- 4 / 4		4,43 4,42	78,3	6,07
		Q 513	150 · 7,0 d / 7,0 100 · 8,0		- 4 / 4		5,13 5,03	90,0	6,97
		Q 670	150 · 8,0 d / 8,0 100 · 9,0		- 4 / 4		6,70 6,36	115,4	8,95
5,00 2,15	ohne	R 188	150 · 6,0 250 · 5,0				1,88 0,78	23,3	2,17
		R 221	150 · 6,5 250 · 5,0				2,21 0,78	26,1	2,43
	mit	R 295	150 · 7,5 / 5,5 250 · 5,0		- 2 / 2		2,95 0,78	29,4	2,74
R 378		150 · 8,5 / 6,0 250 · 5,0		- 2 / 2		3,78 0,78	42,6	3,30	
R 443		150 · 6,5 d / 6,5 250 · 5,5		- 2 / 2		4,43 0,95	50,2	3,89	
R 513		150 · 7,0 d / 7,0 250 · 6,0		- 2 / 2		5,13 1,13	58,6	4,54	
R 589		150 · 7,5 d / 7,5 250 · 6,5		- 2 / 2		5,89 1,33	67,5	5,24	
K 664		100 · 6,5 d / 6,5 250 · 6,5		- 4 / 4		6,64 1,33	69,6	5,39	
6,00 2,15	mit	K 770	100 · 7,0 d / 7,0 250 · 7,0		- 4 / 4		7,70 1,54	80,8	6,27
		K 884	100 · 7,5 d / 7,5 250 · 7,5		- 4 / 4		8,84 1,77	92,9	7,20

BSt 500 M nach DIN 488

Der Gewichtsermittlung der Lagermatten liegen folgende Überstände zugrunde:

Q 131 – Q 295: Überstände längs: 100/100 mm	Überstände quer: 25/25 mm
Q 378: Überstände längs: 150/150 mm	Überstände quer: 25/25 mm
Q 443 – Q 670: Überstände längs: 100/100 mm	Überstände quer: 25/25 mm
R 188 – R 589: Überstände längs: 125/125 mm	Überstände quer: 25/25 mm
K 664 – K 884: Überstände längs: 125/125 mm	Überstände quer: 25/25 mm

„d“: Doppelstab in Längsrichtung

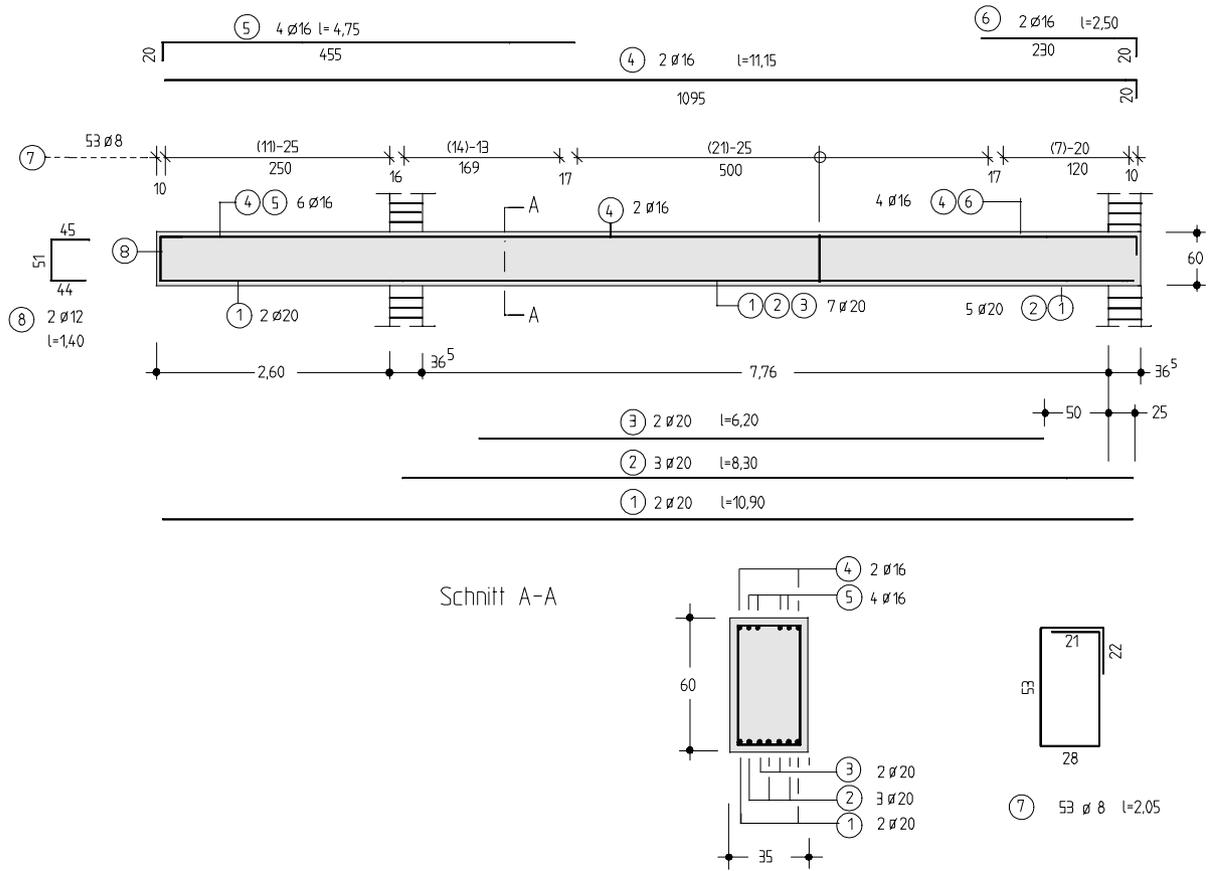


7.3 Bewehrungszeichnungen

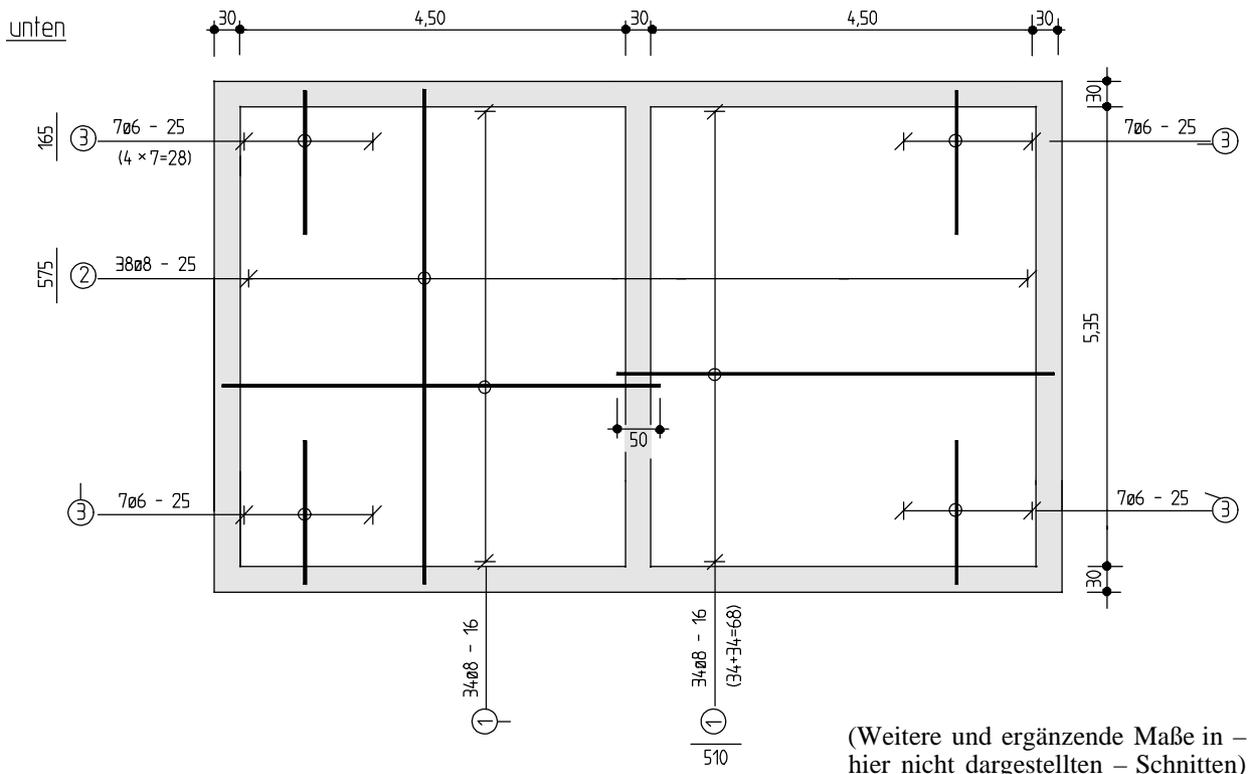
(Beispiele für eine Bewehrungsdarstellung nach DIN 1356 T 10; eine grundsätzliche Erläuterung und weitere Beispiele sind im Kapitel 14 B „Bauzeichnungen“ enthalten.)

7.3.1 Darstellung für Stabstahlbewehrung

● Stahlbetonbalken

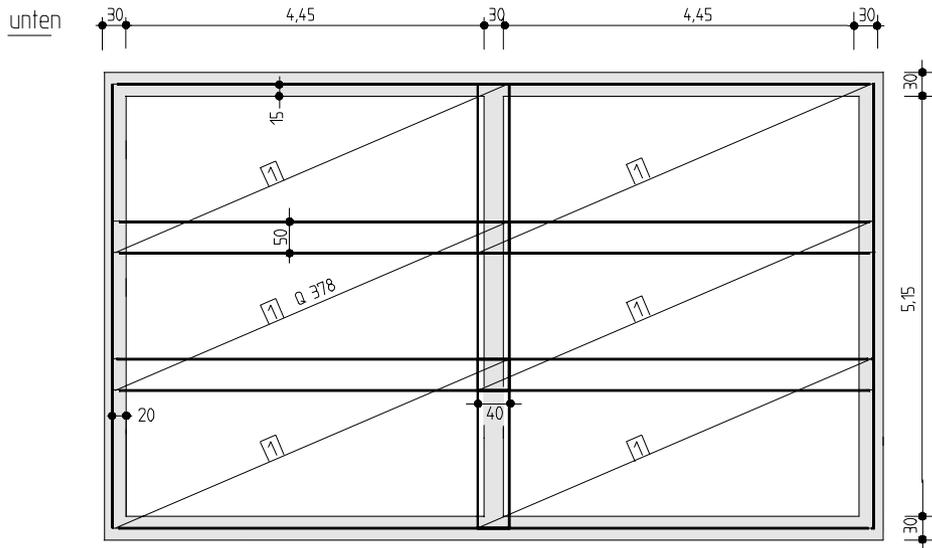


● Stahlbetonplatten

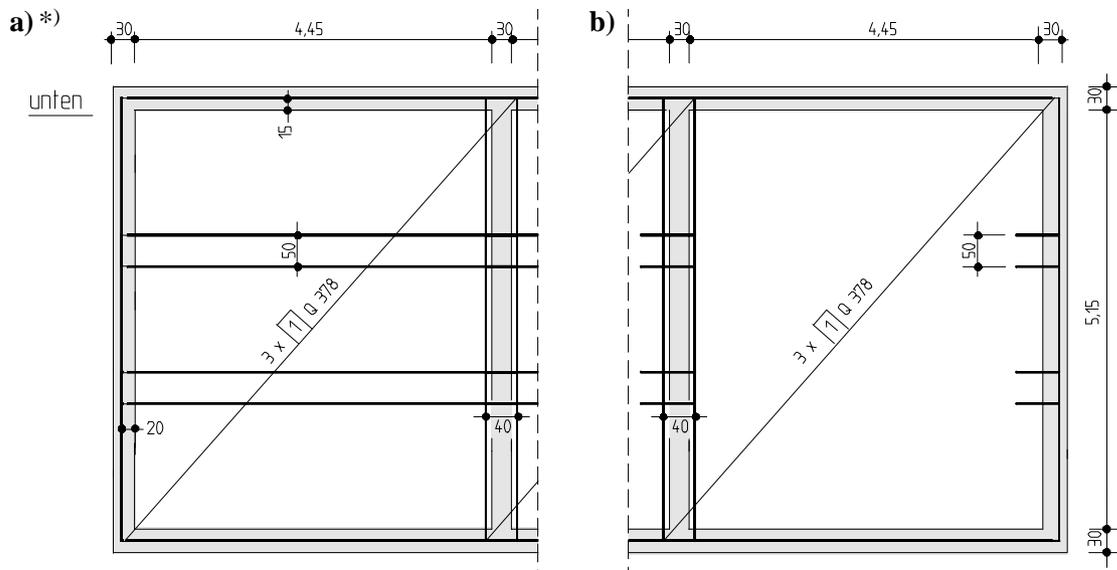


7.3.2 Darstellung für Mattenbewehrung

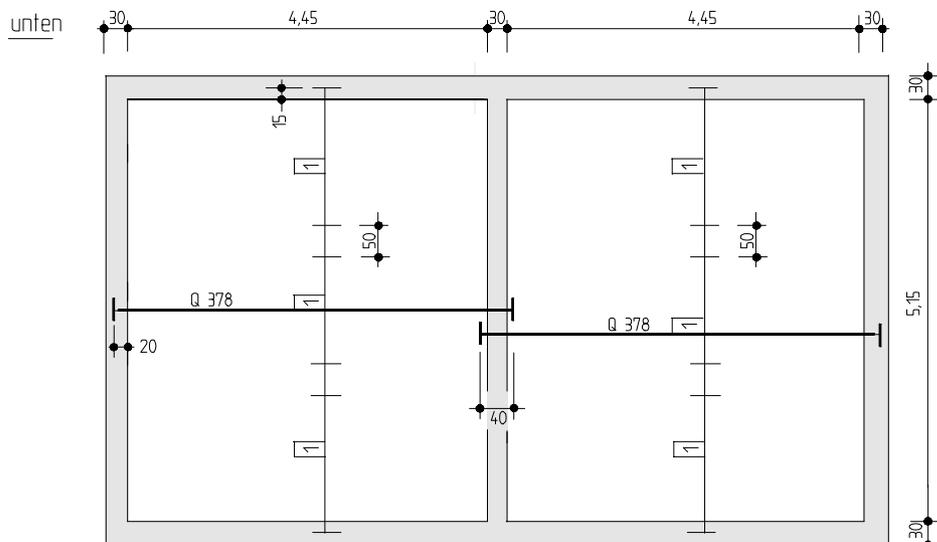
● Darstellung einzelner Matten



● Zusammengefaßte Darstellung von gleichen Einzelmatten



● Achsenbezogene Darstellung



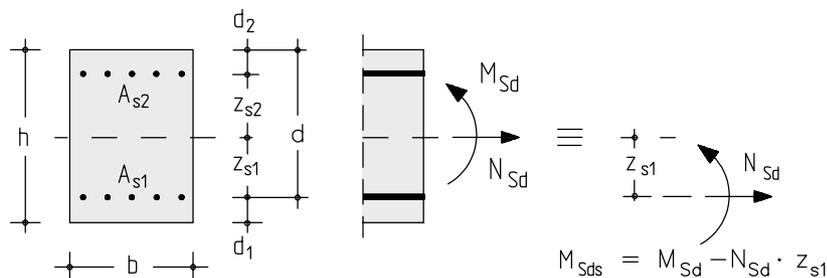
*) Die Darstellungsart a) ist nicht genormt.

8 Bemessungstabeln

8.1 Tafeln 1 bis 5

Den Tafeln 1 bis 5 liegt für den Beton das Parabel-Rechteck-Diagramm der Querschnittsbemessung zugrunde (s. Abschn. 2.2.1), für Betonstahl gilt die Linie I nach Abschn. 2.2.2 mit einer Dehnungsbegrenzung auf $\epsilon_s \leq 20 \text{ ‰}$ [5.10]. Lediglich die Tafel 1b (S. 5.131) sieht eine Dehnungsbegrenzung auf $\epsilon_s \leq 10 \text{ ‰}$ vor, die bei der Schnittgrößenermittlung mit begrenzter Umlagerung gefordert ist (s. Abschn. 3.5.3, S. 5.25); sie ist [5.37] entnommen.

In den Bemessungstabeln werden entweder die auf die Schwerachse bezogenen Schnittgrößen N_{Sd} und M_{Sd} oder die auf die Zugbewehrung A_{s1} bezogenen Schnittgrößen M_{Sds} und N_{Sd} benötigt. Der Zusammenhang zwischen diesen Größen ist der nachfolgenden Darstellung zu entnehmen.



Tafeln 1 und 2

Die Tafeln 1 und 2 sind – mit Ausnahme der Tafel 1b – dem DAfStb-H. 425 [5.11] entnommen. Eingangswert ist das auf die Biegezugbewehrung bezogene Moment

$$\mu_{Sds} = M_{Sds} / (b \cdot d^2 \cdot f_{cd}) \quad \text{mit } M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_{s1}$$

Die Ermittlung der Biegezugbewehrung und einer gegebenenfalls erforderlichen Druckbewehrung erfolgt mit den in der Tafel angegebenen Gleichungen. Die bezogene Druckzonenhöhe $\xi = x/d$ darf zur Sicherstellung einer ausreichenden Rotationsfähigkeit, sofern keine anderen Maßnahmen getroffen werden, folgende Grenzwerte nicht überschreiten (s. Abschn. 3.5.3 und 3.5.4):

$\xi_{lim} = 0,25$	oder	$\mu_{Sds,lim} = 0,154$	bei Anwendung der Plastizitätstheorie bei Platten
$\xi_{lim} = 0,35$	oder	$\mu_{Sds,lim} = 0,206$	für Beton der Festigkeitsklasse C 40/50 und höher
$\xi_{lim} = 0,45$	oder	$\mu_{Sds,lim} = 0,252$	für Beton der Festigkeitsklasse C 12/15 bis C 35/45

Aus wirtschaftlichen Gründen (Ausnutzung der Streckgrenze der Bewehrung) gilt für den Betonstahl S 500 außerdem als Grenzwert

$$\xi_{lim} = 0,617 \quad \text{oder} \quad \mu_{Sds,lim} = 0,316$$

Weitere Hinweise s. [5.11].

Tafeln 3

Das k_d -Verfahren (nach Roth, abgedruckt in [5.32]) – vergleichbar mit dem in DAfStb-H. 220 [5.42] für eine Bemessung auf der Grundlage von DIN 1045 bekannten k_h -Verfahren – kann alternativ zu den Tafeln 1 und 2 zur Querschnittsbemessung angewendet werden. Der k_d -Wert ist dimensionsgebunden und mit den angegebenen Dimensionen als Eingangswert zu verwenden:

$$k_d = \frac{d \text{ [cm]}}{\sqrt{M_{Sds} \text{ [kNm]} / b \text{ [m]}}} \quad \text{mit } M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_{s1}$$

Für die bezogenen Druckzonenhöhen ξ gelten dieselben Grenzen wie in Tafel 1 und 2. Die Ermittlung der Bewehrung erfolgt mit den in den Tafeln angegebenen – dimensionsgebundenen (!) – Gleichungen.

Tafeln 4

Diese Tafeln (aus [5.11]) sind für eine direkte Bemessung von Plattenbalken geeignet. Hierfür gelten die Ausführungen zu Tafel 1 und 2 sinngemäß.

Tafeln 5

Die Tafeln 5 (aus [5.11]) als Bemessungsdiagramme von Rechteckquerschnitten mit symmetrischer Bewehrung („Interaktionsdiagramme“) haben als Eingangswerte die auf die Schwerachse des Querschnitts

bezogenen Momente und Längskräfte

$$\mu_{Sd} = M_{Sd} / (b \cdot h^2 \cdot f_{cd}) \quad \text{und} \quad v_{Sd} = N_{Sd} / (b \cdot h \cdot f_{cd})$$

Die Ermittlung der Bewehrung erfolgt mit den in den Diagrammen angegebenen Gleichungen. Für Rundstützen ist in DAfStb-H. 425 kein Bemessungsdiagramm enthalten. Sie können jedoch bei einer bezogenen Längsdruckkraft $|v_{Sd}| \geq 0$ mit den nachfolgend aufgeführten Tafeln 7 bemessen werden, die auch für die „Regelbemessung“ anwendbar sind, wenn man den Einfluß der Schlankheit (ausgedrückt durch den Parameter l_0/h) und ggf. die Zusatzausmitte e_a zu null setzt.

8.2 Tafeln 6

Die Tafeln gelten für schiefe Biegung mit Längsdruck von Rechteckquerschnitten und stammen aus dem CEB/FIP Manual N° 141 [5.37]. Ihnen liegt für den Beton das Parabel-Rechteck-Diagramm für die Querschnittsbemessung zugrunde (s. Abschn. 2.2.1), für den Betonstahl die Linie I nach Abschn. 2.2.2, jedoch mit einer Dehnungsbegrenzung auf 10 ‰. Der Einfluß dieser gegenüber der DAfStb-Ri. [5.10] geringeren Stahldehnung auf die erforderliche Bewehrung ist jedoch gering, so daß diese Tafeln in guter Näherung auch für eine Bemessung nach EC 2 herangezogen werden können (s. a. [5.11]).

8.3 Tafeln 7

Die Tafeln 7 berücksichtigen die für das Modellstützenverfahren angegebenen Gleichungen rechnerisch exakt (s. Abschn. 4.1.5.3, Gl. (64.3)). Der für die maßgebende Krümmung ansetzbare Abminderungsbeiwert $K_2 \leq 1$, der von der gesuchten Bewehrung abhängt, wird dabei erfaßt (in den Beispielen des Abschn. 4.1.5, die ohne diese Diagramme berechnet wurden, wurde dieser Beiwert auf der sicheren Seite zu 1 gesetzt).

Die Querschnittstragfähigkeit wird für den Beton mit dem Parabel-Rechteck-Diagramm (s. Abschn. 2.2.1) und für Betonstahl mit $\sigma_s \leq f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1,15 = 435 \text{ N/mm}^2$ (Stahl S 500) und für $\epsilon_s \leq 20 \text{ ‰}$ entsprechend [5.10] ermittelt.

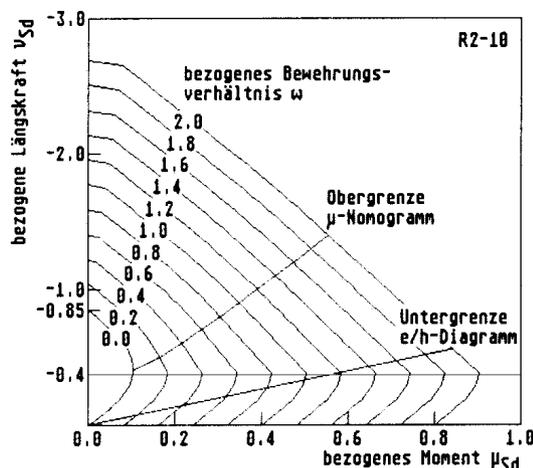
Für die Bemessung von Stützen kommen zwei verschiedene Diagramme in Frage, die je nach Beanspruchungsgrad verwendet werden können. Die Anwendungsbereiche für die e/h -Diagramme und für die μ -Diagramme sind nebenstehender Darstellung (aus [5.11]) zu entnehmen.

Eingangsparameter für die μ -Nomogramme sind

- das bezogene Moment μ_{Sd} ; hierbei sind die ungewollte Ausmitte e_a und ggf. die Kriechverformung e_c zusätzlich zu berücksichtigen
- die bezogene Stützenlänge l_0/h
- die bezogene Längskraft v_{Sd} .

Eingangsparameter für die e/h -Nomogramme sind

- die bezogene Lastausmitte e_1/h (die ungewollte Ausmitte e_a und der Kriechverformung e_c müssen zusätzlich berücksichtigt werden)
- die bezogene Stützenlänge l_0/h
- die bezogene Längskraft v_{Sd} .



Die Tafeln 7 wurden [5.11] entnommen; die Bezeichnung für den Randabstand der Bewehrung wurde jedoch der allgemeinen Schreibweise angepaßt und in „ d_1 “ abgeändert.

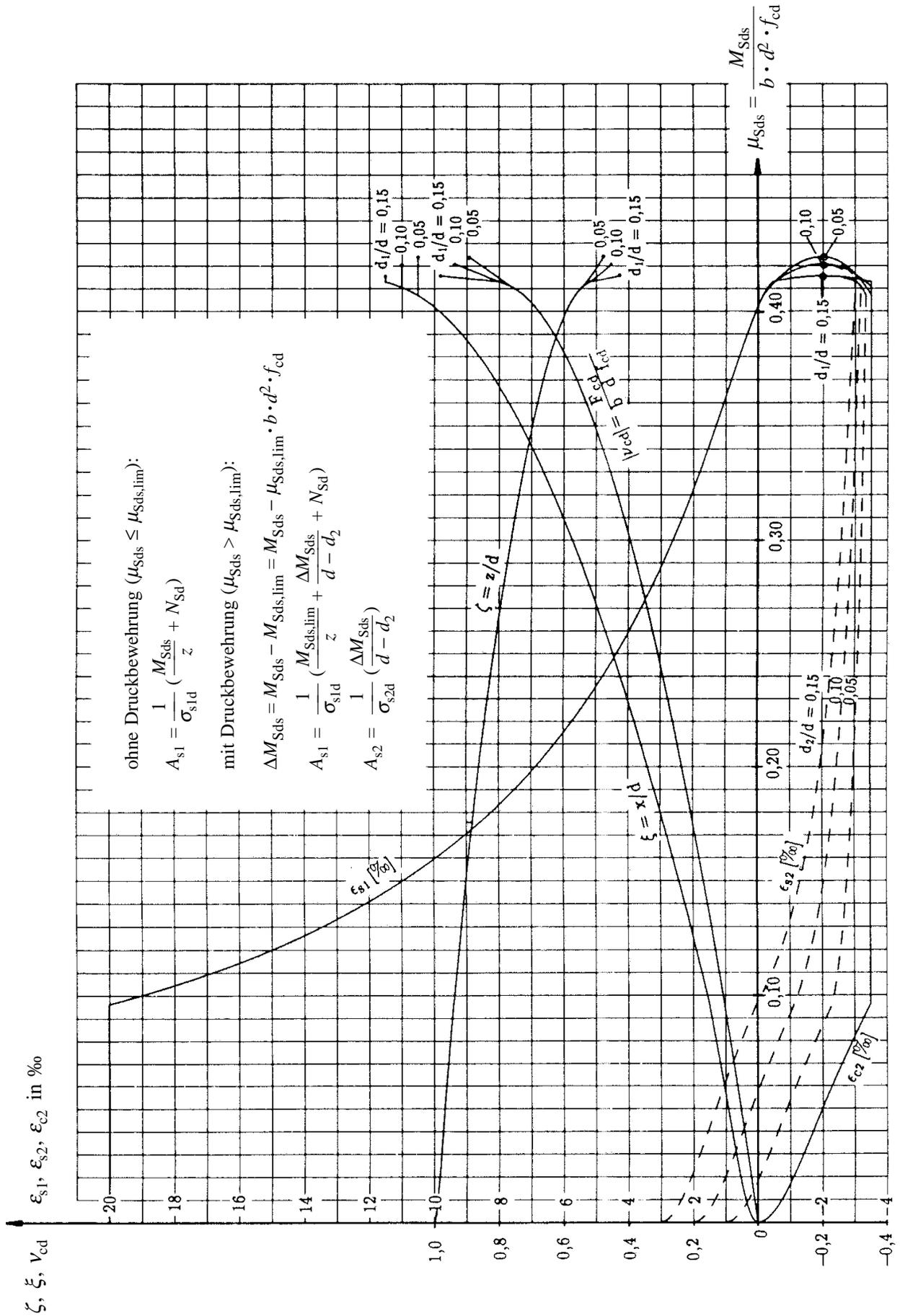
Die Tafeln 7 können mit $l_0/h = 0$ auch für die Querschnittsbemessung benutzt werden (s. auch Anmerkungen zu den Tafeln 5).

8.4 Tafeln 8

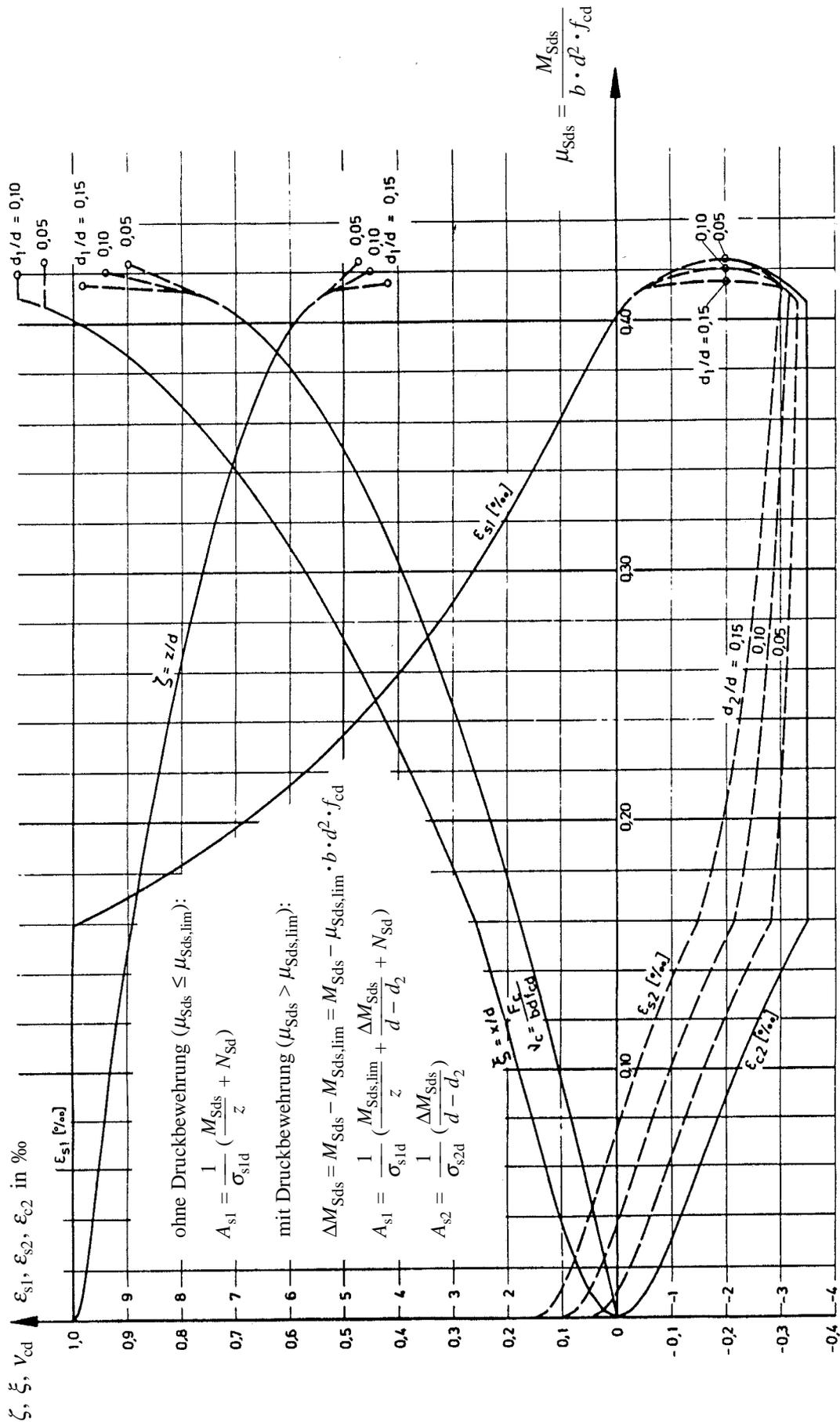
Die Tafeln 8 (aus [5.11]) stellen die Rißgleichung nach EC 2, Gl. 4.80 graphisch dar. Sie gelten dann, wenn Zwangursache und Zwangauswirkung im selben Bauteil auftreten (z. B. bei abfließender Hydrationswärme). Hiermit ist die Bestimmung des erforderlichen Bewehrungsgrades ρ bzw. des Stabdurchmessers d_s für eine „erlaubte“ Rißbreite möglich. Eingangswerte sind i. allg. die wirksame Betondruckfestigkeit $f_{c,eff}$ zum Zeitpunkt der Erstrißbildung, die Querschnittsabmessungen b und h , die zulässige Rißbreite w_k sowie der gewählte Stabdurchmesser d_s . Umgekehrt kann jedoch auch z.B. bei Nachrechnungen von bestehenden Bauwerken die Rißbreite w_k bestimmt werden, wenn die Bewehrung und der Stabdurchmesser bekannt sind.

Tafeln für eine graphische Rißbreitenermittlung infolge von Lastbeanspruchung s. [5.44].

Tafel 1a

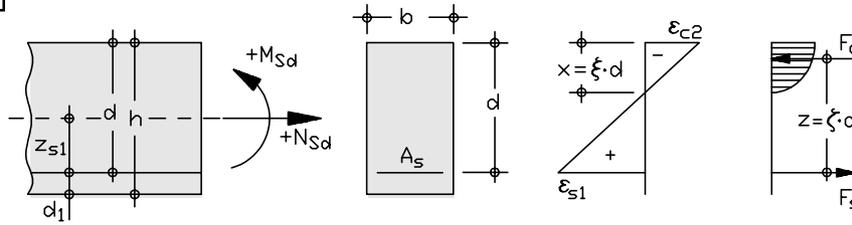


Allgemeines Bemessungsdiagramm für Rechteckquerschnitte mit den Bemessungsschnittgrößen und einer Dehnungsbegrenzung $\epsilon_s \leq 20 \text{ ‰}$ (aus [5.11])



Allgemeines Bemessungsdiagramm für Rechteckquerschnitte mit den Bemessungsschnittgrößen und einer Dehnungsbegrenzung $\epsilon_s \leq 10$ ‰ (aus [5.37])

Tafel 2a



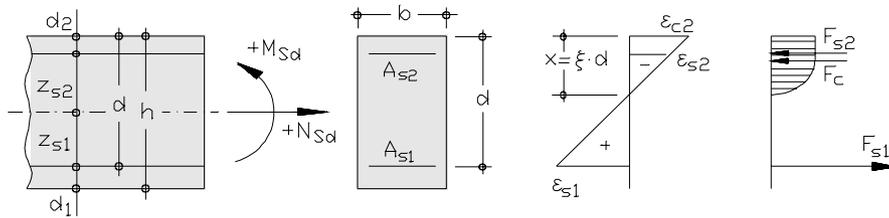
$$\mu_{Sds} = \frac{M_{Sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{mit } M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_{s1}$$

μ_{Sds}	ω	$\xi = \frac{x}{d}$	$\zeta = \frac{z}{d}$	ϵ_{c2} in ‰	ϵ_{s1} in ‰	σ_{sd} in MPa S 500
0,01	0,0101	0,036	0,987	-0,75	20,00	435
0,02	0,0204	0,053	0,981	-1,12	20,00	435
0,03	0,0307	0,067	0,976	-1,43	20,00	435
0,04	0,0412	0,079	0,971	-1,72	20,00	435
0,05	0,0518	0,091	0,966	-2,01	20,00	435
0,06	0,0625	0,103	0,960	-2,31	20,00	435
0,07	0,0733	0,116	0,954	-2,62	20,00	435
0,08	0,0844	0,128	0,948	-2,94	20,00	435
0,09	0,0955	0,141	0,942	-3,28	20,00	435
0,10	0,1069	0,155	0,935	-3,50	19,03	435
0,11	0,1185	0,172	0,928	-3,50	16,83	435
0,12	0,1303	0,189	0,921	-3,50	14,99	435
0,13	0,1422	0,207	0,914	-3,50	13,43	435
0,14	0,1544	0,224	0,907	-3,50	12,10	435
0,15	0,1668	0,242	0,899	-3,50	10,94	435
0,16	0,1795	0,261	0,892	-3,50	9,92	435
0,17	0,1924	0,280	0,884	-3,50	9,02	435
0,18	0,2055	0,299	0,876	-3,50	8,22	435
0,19	0,2190	0,318	0,868	-3,50	7,50	435
0,20	0,2327	0,338	0,859	-3,50	6,85	435
0,21	0,2468	0,359	0,851	-3,50	6,26	435
0,22	0,2613	0,380	0,842	-3,50	5,72	435
0,23	0,2761	0,401	0,833	-3,50	5,22	435
0,24	0,2913	0,423	0,824	-3,50	4,77	435
0,25	0,3070	0,446	0,814	-3,50	4,35	435
0,26	0,3231	0,470	0,805	-3,50	3,95	435
0,27	0,3398	0,494	0,795	-3,50	3,59	435
0,28	0,3571	0,519	0,784	-3,50	3,24	435
0,29	0,3750	0,545	0,773	-3,50	2,92	435
0,30	0,3937	0,572	0,762	-3,50	2,62	435
0,31	0,4132	0,601	0,750	-3,50	2,33	435
0,32	0,4337	0,630	0,738	-3,50	2,05	411
0,33	0,4553	0,662	0,725	-3,50	1,79	358
0,34	0,4783	0,695	0,711	-3,50	1,54	307
0,35	0,5029	0,731	0,696	-3,50	1,29	258
0,36	0,5295	0,769	0,680	-3,50	1,05	210
0,37	0,5587	0,812	0,662	-3,50	0,81	162
0,38	0,5915	0,860	0,642	-3,50	0,57	114
0,39	0,6297	0,915	0,619	-3,50	0,32	65
0,40	0,6774	0,984	0,591	-3,50	0,06	11

$$A_s = \frac{1}{\sigma_{sd}} (\omega \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Sd})$$

Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung für Biegung mit Längskraft (Betonstahl S 500 und $\gamma_s = 1,15$); nach [5.11]

Tafel 2b



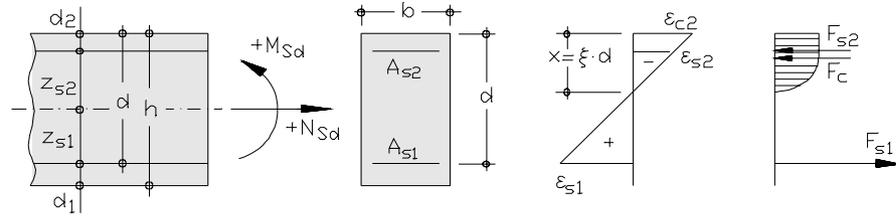
$$\mu_{Sds} = \frac{M_{Sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{mit } M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_{s1}$$

$\xi = 0,250$ ($\epsilon_{s1} = 10,5 \text{ ‰}$, $\epsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$)								
μ_{Sds}	$d_2/d = 0,05$		$d_2/d = 0,10$		$d_2/d = 0,15$		$d_2/d = 0,20$	
	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
0,16	0,178	0,006	0,179	0,007	0,179	0,011	0,179	0,023
0,17	0,189	0,017	0,190	0,018	0,191	0,029	0,192	0,062
0,18	0,199	0,027	0,201	0,030	0,202	0,047	0,204	0,100
0,19	0,210	0,038	0,212	0,041	0,214	0,066	0,217	0,139
0,20	0,220	0,048	0,223	0,053	0,226	0,084	0,229	0,178
0,21	0,231	0,059	0,234	0,064	0,238	0,102	0,242	0,217
0,22	0,241	0,069	0,245	0,076	0,250	0,120	0,254	0,256
0,23	0,252	0,080	0,256	0,087	0,261	0,139	0,267	0,295
0,24	0,262	0,090	0,267	0,099	0,273	0,157	0,279	0,333
0,25	0,273	0,101	0,279	0,110	0,285	0,175	0,292	0,372
0,26	0,283	0,111	0,290	0,122	0,297	0,193	0,304	0,411
0,27	0,294	0,122	0,301	0,133	0,308	0,212	0,317	0,450
0,28	0,305	0,132	0,312	0,145	0,320	0,230	0,329	0,489
0,29	0,315	0,143	0,323	0,156	0,332	0,248	0,342	0,528
0,30	0,326	0,154	0,334	0,168	0,344	0,267	0,354	0,567
0,31	0,336	0,164	0,345	0,179	0,355	0,285	0,367	0,605
0,32	0,347	0,175	0,356	0,191	0,367	0,303	0,379	0,644
0,33	0,357	0,185	0,367	0,202	0,379	0,321	0,392	0,683
0,34	0,368	0,196	0,379	0,214	0,391	0,340	0,404	0,722
0,35	0,378	0,206	0,390	0,225	0,402	0,358	0,417	0,761
0,36	0,389	0,217	0,401	0,237	0,414	0,376	0,429	0,800
0,37	0,399	0,227	0,412	0,248	0,426	0,395	0,442	0,838
0,38	0,410	0,238	0,423	0,260	0,438	0,413	0,454	0,877
0,39	0,420	0,248	0,434	0,271	0,450	0,431	0,467	0,916
0,40	0,431	0,259	0,445	0,283	0,461	0,449	0,479	0,955
0,41	0,441	0,269	0,456	0,294	0,473	0,468	0,492	0,994
0,42	0,452	0,280	0,467	0,306	0,485	0,486	0,504	1,033
0,43	0,462	0,290	0,479	0,317	0,497	0,504	0,517	1,071
0,44	0,473	0,301	0,490	0,329	0,508	0,522	0,529	1,110
0,45	0,483	0,311	0,501	0,340	0,520	0,541	0,542	1,149
0,46	0,494	0,322	0,512	0,352	0,532	0,559	0,554	1,188
0,47	0,505	0,332	0,523	0,363	0,544	0,577	0,567	1,227
0,48	0,515	0,343	0,534	0,375	0,555	0,596	0,579	1,266
0,49	0,526	0,354	0,545	0,387	0,567	0,614	0,592	1,304
0,50	0,536	0,364	0,556	0,398	0,579	0,632	0,604	1,343

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Sd}) \quad A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung für Biegung mit Längskraft (Betonstahl S 500; $\gamma_s = 1,15$; $\xi = x/d = 0,25$); nach [5.11]

Tafel 2c



$$\mu_{Sds} = \frac{M_{Sds}}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{mit } M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_{s1}$$

(Eingangswert μ_{Sds} gilt auch für nebenstehende Tafeln 2d und 2e)

$\xi = 0,350$ ($\epsilon_{s1} = 6,5 \text{ ‰}$, $\epsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$)								
μ_{Sds}	$d_2/d = 0,05$		$d_2/d = 0,10$		$d_2/d = 0,15$		$d_2/d = 0,20$	
	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
0,21	0,245	0,004	0,246	0,005	0,246	0,005	0,246	0,008
0,22	0,256	0,015	0,257	0,016	0,258	0,018	0,259	0,026
0,23	0,266	0,026	0,268	0,027	0,269	0,031	0,271	0,044
0,24	0,277	0,036	0,279	0,038	0,281	0,044	0,284	0,062
0,25	0,287	0,047	0,290	0,049	0,293	0,057	0,296	0,080
0,26	0,298	0,057	0,301	0,060	0,305	0,069	0,309	0,098
0,27	0,308	0,068	0,312	0,071	0,316	0,082	0,321	0,116
0,28	0,319	0,078	0,323	0,082	0,328	0,095	0,334	0,135
0,29	0,329	0,089	0,334	0,094	0,340	0,108	0,346	0,153
0,30	0,340	0,099	0,346	0,105	0,352	0,121	0,359	0,171
0,31	0,351	0,110	0,357	0,116	0,363	0,133	0,371	0,189
0,32	0,361	0,120	0,368	0,127	0,375	0,146	0,384	0,207
0,33	0,372	0,131	0,379	0,138	0,387	0,159	0,396	0,225
0,34	0,382	0,141	0,390	0,149	0,399	0,172	0,409	0,243
0,35	0,393	0,152	0,401	0,160	0,411	0,185	0,421	0,261
0,36	0,403	0,162	0,412	0,171	0,422	0,197	0,434	0,280
0,37	0,414	0,173	0,423	0,182	0,434	0,210	0,446	0,298
0,38	0,424	0,183	0,434	0,194	0,446	0,223	0,459	0,316
0,39	0,435	0,194	0,446	0,205	0,458	0,236	0,471	0,334
0,40	0,445	0,204	0,457	0,216	0,469	0,248	0,484	0,352
0,41	0,456	0,215	0,468	0,227	0,481	0,261	0,496	0,370
0,42	0,466	0,226	0,479	0,238	0,493	0,274	0,509	0,388
0,43	0,477	0,236	0,490	0,249	0,505	0,287	0,521	0,406
0,44	0,487	0,247	0,501	0,260	0,516	0,300	0,534	0,425
0,45	0,498	0,257	0,512	0,271	0,528	0,312	0,546	0,443
0,46	0,508	0,268	0,523	0,282	0,540	0,325	0,559	0,461
0,47	0,519	0,278	0,534	0,294	0,552	0,338	0,571	0,479
0,48	0,529	0,289	0,546	0,305	0,563	0,351	0,584	0,497
0,49	0,540	0,299	0,557	0,316	0,575	0,364	0,596	0,515
0,50	0,551	0,310	0,568	0,327	0,587	0,376	0,609	0,533

$$A_{s1} = \frac{1}{f_{yd}} (\omega_1 \cdot b \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Sd}) \quad A_{s2} = \omega_2 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

(Gleichungen gelten auch für nebenstehende Tafeln 2d und 2e)

Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung für Biegung mit Längskraft (Betonstahl S 500; $\gamma_s = 1,15$; $\xi = x/d = 0,35$); nach [5.11]

Tafel 2d

$\xi = 0,450$ ($\varepsilon_{s1} = 4,3 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$)								
μ_{Sds}	$d_2/d = 0,05$		$d_2/d = 0,10$		$d_2/d = 0,15$		$d_2/d = 0,20$	
	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
0,26	0,318	0,009	0,319	0,009	0,319	0,010	0,320	0,012
0,27	0,329	0,019	0,330	0,020	0,331	0,022	0,333	0,026
0,28	0,339	0,030	0,341	0,031	0,343	0,033	0,345	0,040
0,29	0,350	0,040	0,352	0,043	0,355	0,045	0,358	0,054
0,30	0,361	0,051	0,363	0,054	0,366	0,057	0,370	0,068
0,31	0,371	0,061	0,374	0,065	0,378	0,069	0,383	0,082
0,32	0,382	0,072	0,386	0,076	0,390	0,080	0,395	0,096
0,33	0,392	0,082	0,397	0,087	0,402	0,092	0,408	0,110
0,34	0,403	0,093	0,408	0,098	0,414	0,104	0,420	0,123
0,35	0,413	0,103	0,419	0,109	0,425	0,116	0,433	0,137
0,36	0,424	0,114	0,430	0,120	0,437	0,127	0,445	0,151
0,37	0,434	0,125	0,441	0,131	0,449	0,139	0,458	0,165
0,38	0,445	0,135	0,452	0,143	0,461	0,151	0,470	0,179
0,39	0,455	0,146	0,463	0,154	0,472	0,163	0,483	0,193
0,40	0,466	0,156	0,474	0,165	0,484	0,174	0,495	0,207
0,41	0,476	0,167	0,486	0,176	0,496	0,186	0,508	0,221
0,42	0,487	0,177	0,497	0,187	0,508	0,198	0,520	0,235
0,43	0,497	0,188	0,508	0,198	0,519	0,210	0,533	0,249
0,44	0,508	0,198	0,519	0,209	0,531	0,222	0,545	0,263
0,45	0,518	0,209	0,530	0,220	0,543	0,233	0,558	0,277
0,46	0,529	0,219	0,541	0,231	0,555	0,245	0,570	0,291
0,47	0,539	0,230	0,552	0,243	0,566	0,257	0,583	0,305
0,48	0,550	0,240	0,563	0,254	0,578	0,269	0,595	0,319
0,49	0,561	0,251	0,574	0,265	0,590	0,280	0,608	0,333
0,50	0,571	0,261	0,586	0,276	0,602	0,292	0,620	0,347

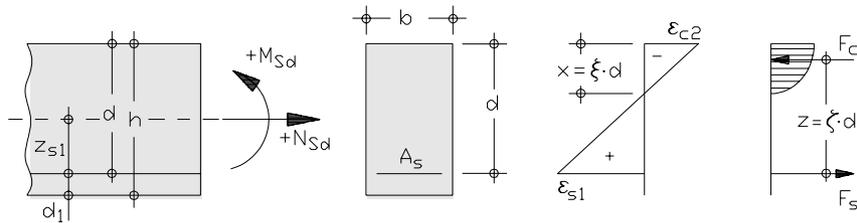
Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung für Biegung mit Längskraft (Betonstahl S 500; $\gamma_s = 1,15$; $\xi = x/d = 0,45$); nach [5.11]

Tafel 2e

$\xi = 0,617$ ($\varepsilon_{s1} = 2,2 \text{ ‰}$, $\varepsilon_{c2} = -3,5 \text{ ‰}$)								
μ_{Sds}	$d_2/d = 0,05$		$d_2/d = 0,10$		$d_2/d = 0,15$		$d_2/d = 0,20$	
	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2	ω_1	ω_2
0,32	0,429	0,005	0,429	0,005	0,430	0,005	0,430	0,006
0,33	0,440	0,015	0,441	0,016	0,441	0,017	0,443	0,018
0,34	0,450	0,026	0,452	0,027	0,453	0,029	0,455	0,031
0,35	0,461	0,036	0,463	0,038	0,465	0,041	0,468	0,043
0,36	0,471	0,047	0,474	0,049	0,477	0,052	0,480	0,056
0,37	0,482	0,057	0,485	0,061	0,489	0,064	0,493	0,068
0,38	0,492	0,068	0,496	0,072	0,500	0,076	0,505	0,081
0,39	0,503	0,078	0,507	0,083	0,512	0,088	0,518	0,093
0,40	0,513	0,089	0,518	0,094	0,524	0,099	0,530	0,106
0,41	0,524	0,099	0,529	0,105	0,536	0,111	0,543	0,118
0,42	0,534	0,110	0,541	0,116	0,547	0,123	0,555	0,131
0,43	0,545	0,120	0,552	0,127	0,559	0,135	0,568	0,143
0,44	0,555	0,131	0,563	0,138	0,571	0,146	0,580	0,156
0,45	0,566	0,142	0,574	0,149	0,583	0,158	0,593	0,168
0,46	0,577	0,152	0,585	0,161	0,594	0,170	0,605	0,181
0,47	0,587	0,163	0,596	0,172	0,606	0,182	0,618	0,193
0,48	0,598	0,173	0,607	0,183	0,618	0,193	0,630	0,206
0,49	0,608	0,184	0,618	0,194	0,630	0,205	0,643	0,218
0,50	0,619	0,194	0,629	0,205	0,641	0,217	0,655	0,231

Bemessungstabelle mit dimensionslosen Beiwerten für den Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung für Biegung mit Längskraft (Betonstahl S 500; $\gamma_s = 1,15$; $\xi = x/d = 0,617$); nach [5.11]

Tafel 3a



$$k_d = \frac{d \text{ [cm]}}{\sqrt{M_{Sds} \text{ [kNm]} / b \text{ [m]}}}$$

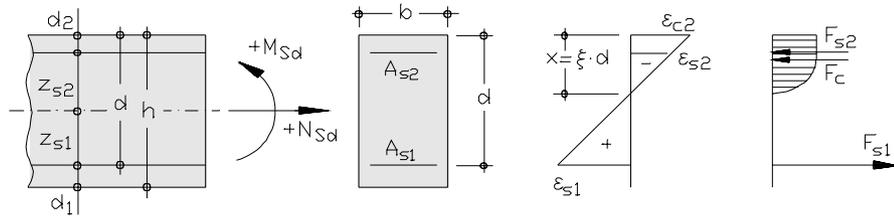
mit $M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_{s1}$

k_d für Betonfestigkeitsklasse C									k_s	ξ	ζ	ϵ_{c2} in %	ϵ_{s1} in %
12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60					
15,75	13,64	12,20	10,91	9,96	9,22	8,62	8,13	7,71	2,32	0,025	0,991	-0,52	20,00
8,50	7,36	6,58	5,89	5,37	4,97	4,65	4,39	4,16	2,34	0,049	0,983	-1,02	20,00
6,16	5,33	4,77	4,27	3,89	3,61	3,37	3,18	3,02	2,36	0,070	0,975	-1,51	20,00
5,06	4,38	3,92	3,50	3,20	2,96	2,77	2,61	2,48	2,38	0,090	0,966	-1,97	20,00
4,45	3,85	3,44	3,08	2,81	2,60	2,44	2,30	2,18	2,40	0,107	0,958	-2,41	20,00
4,04	3,50	3,13	2,80	2,56	2,37	2,21	2,09	1,98	2,42	0,124	0,950	-2,83	20,00
3,63	3,14	2,81	2,51	2,29	2,12	1,99	1,87	1,78	2,45	0,147	0,939	-3,46	20,00
3,35	2,90	2,60	2,32	2,12	1,96	1,84	1,73	1,64	2,48	0,174	0,927	-3,50	16,56
3,14	2,72	2,43	2,18	1,99	1,84	1,72	1,62	1,54	2,51	0,201	0,916	-3,50	13,90
2,97	2,57	2,30	2,06	1,88	1,74	1,63	1,53	1,46	2,54	0,227	0,906	-3,50	11,91
2,85	2,47	2,21	1,97	1,80	1,67	1,56	1,47	1,40	2,57	0,250	0,896	-3,50	10,52
2,72	2,36	2,11	1,89	1,72	1,59	1,49	1,41	1,33	2,60	0,277	0,885	-3,50	9,12
2,62	2,27	2,03	1,82	1,66	1,54	1,44	1,36	1,29	2,63	0,302	0,875	-3,50	8,10
2,54	2,20	1,97	1,76	1,61	1,49	1,39	1,31	1,24	2,66	0,325	0,865	-3,50	7,26
2,47	2,14	1,91	1,71	1,56	1,44	1,35	1,27	1,21	2,69	0,350	0,854	-3,50	6,50
2,41	2,08	1,86	1,67	1,52	1,41	1,32	1,24	1,18	2,72	0,371	0,846	-3,50	5,93
2,35	2,03	1,82	1,63	1,49	1,38	1,29	1,21	1,15	2,75	0,393	0,836	-3,50	5,40
2,28	1,98	1,77	1,58	1,44	1,34	1,25	1,18	1,12	2,79	0,422	0,824	-3,50	4,79
2,23	1,93	1,73	1,54	1,41	1,30	1,22	1,15	1,09	2,83	0,450	0,813	-3,50	4,27
2,18	1,89	1,69	1,51	1,38	1,28	1,19	1,13	1,07	2,87	0,477	0,801	-3,50	3,83
2,14	1,85	1,65	1,48	1,35	1,25	1,17	1,10	1,05	2,91	0,504	0,790	-3,50	3,44
2,10	1,82	1,62	1,45	1,33	1,23	1,15	1,08	1,03	2,95	0,530	0,780	-3,50	3,11
2,06	1,79	1,60	1,43	1,30	1,21	1,13	1,07	1,01	2,99	0,555	0,769	-3,50	2,81
2,03	1,75	1,57	1,40	1,28	1,19	1,11	1,05	0,99	3,04	0,585	0,757	-3,50	2,48
1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,17	1,09	1,03	0,98	3,09	0,617	0,743	-3,50	2,17

$$A_s \text{ [cm}^2\text{]} = k_s \cdot \frac{M_{Sds} \text{ [kNm]}}{d \text{ [cm]}} + \frac{N_{Sd} \text{ [kN]}}{43,5}$$

Dimensionsgebundene Bemessungstafel (k_d -Verfahren) für den Rechteckquerschnitt ohne Druckbewehrung für Biegung mit Längskraft (Betonstahl S 500 und $\gamma_s = 1,15$); nach [5.32]

Tafel 3b



$$k_d = \frac{d \text{ [cm]}}{\sqrt{M_{Sds} \text{ [kNm]} / b \text{ [m]}}} \quad \text{mit } M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_{s1}$$

Beiwerte k_{s1} und k_{s2}

$\xi = 0,35$		$\xi = 0,45$				$\xi = 0,617$								$\xi = \begin{cases} 0,350 \\ 0,450 \\ 0,617 \end{cases}$							
k_d für f_{ck}		k_{s1}		k_d für f_{ck}		k_{s1}		k_d für f_{ck}						k_{s1}	k_{s2}						
40	45	50		12	16	20	25	30	35		12	16	20	25	30	35	40	45	50		
1,35	1,27	1,21	2,69	2,23	1,93	1,73	1,54	1,41	1,30	2,83	1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,17	1,09	1,03	0,98	3,09	0
1,32	1,25	1,18	2,68	2,18	1,89	1,69	1,51	1,38	1,28	2,82	1,95	1,69	1,51	1,35	1,23	1,14	1,07	1,01	0,96	3,07	0,10
1,29	1,22	1,16	2,67	2,14	1,85	1,65	1,48	1,35	1,25	2,80	1,91	1,65	1,48	1,32	1,21	1,12	1,05	0,99	0,93	3,04	0,20
1,27	1,19	1,13	2,67	2,09	1,81	1,62	1,45	1,32	1,22	2,79	1,87	1,62	1,45	1,29	1,18	1,09	1,02	0,96	0,91	3,02	0,30
1,24	1,17	1,11	2,66	2,04	1,77	1,58	1,41	1,29	1,19	2,77	1,82	1,58	1,41	1,26	1,15	1,07	1,00	0,94	0,89	2,99	0,40
1,21	1,14	1,08	2,65	1,99	1,72	1,54	1,38	1,26	1,17	2,76	1,78	1,54	1,38	1,23	1,12	1,04	0,97	0,92	0,87	2,97	0,50
1,17	1,11	1,05	2,64	1,94	1,68	1,50	1,34	1,23	1,14	2,74	1,73	1,50	1,34	1,20	1,10	1,01	0,95	0,89	0,85	2,94	0,60
1,14	1,08	1,02	2,63	1,89	1,63	1,46	1,31	1,19	1,10	2,73	1,69	1,46	1,31	1,17	1,07	0,99	0,92	0,87	0,83	2,92	0,70
1,11	1,05	0,99	2,62	1,83	1,59	1,42	1,27	1,16	1,07	2,71	1,64	1,42	1,27	1,13	1,04	0,96	0,90	0,85	0,80	2,89	0,80
1,08	1,02	0,96	2,61	1,78	1,54	1,38	1,23	1,12	1,04	2,70	1,59	1,37	1,23	1,10	1,00	0,93	0,87	0,82	0,78	2,87	0,90
1,04	0,98	0,93	2,60	1,72	1,49	1,33	1,19	1,09	1,01	2,69	1,54	1,33	1,19	1,06	0,97	0,90	0,84	0,79	0,75	2,84	1,00
1,01	0,95	0,90	2,59	1,66	1,44	1,29	1,15	1,05	0,97	2,67	1,48	1,28	1,15	1,03	0,94	0,87	0,81	0,77	0,73	2,82	1,10
0,97	0,91	0,87	2,59	1,60	1,38	1,24	1,11	1,01	0,94	2,66	1,43	1,24	1,11	0,99	0,90	0,84	0,78	0,74	0,70	2,79	1,20
0,93	0,88	0,83	2,58	1,53	1,33	1,19	1,06	0,97	0,90	2,64	1,37	1,19	1,06	0,95	0,87	0,80	0,75	0,71	0,67	2,77	1,30
0,89	0,84	0,80	2,57	1,47	1,27	1,14	1,02	0,93	0,86	2,63	1,31	1,14	1,02	0,91	0,83	0,77	0,72	0,68	0,64	2,74	1,40

Beiwerte ρ_1 und ρ_2

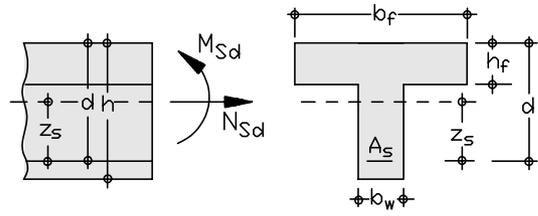
d_2/d	$\xi = 0,35$					$\xi = 0,45$					$\xi = 0,617$					
	ρ_1 für $k_{s1} =$				ρ_2	ρ_1 für $k_{s1} =$				ρ_2	ρ_1 für $k_{s1} =$				ρ_2	
	2,69	2,65	2,61	2,57			2,83	2,74	2,68		2,63		3,09	2,97		2,85
≤ 0,07	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,08	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,00	1,00	1,00	1,01	1,01	1,01
0,10	1,00	1,01	1,01	1,02	1,03	1,00	1,01	1,01	1,02	1,03	1,00	1,01	1,01	1,02	1,03	1,03
0,12	1,00	1,01	1,02	1,03	1,06	1,00	1,01	1,02	1,03	1,06	1,00	1,01	1,02	1,03	1,06	1,06
0,14	1,00	1,01	1,03	1,04	1,12	1,00	1,02	1,03	1,04	1,08	1,00	1,01	1,03	1,04	1,08	1,08
0,16	1,00	1,02	1,04	1,06	1,27	1,00	1,02	1,04	1,06	1,11	1,00	1,02	1,04	1,06	1,11	1,11
0,18	1,00	1,02	1,05	1,07	1,45	1,00	1,03	1,05	1,07	1,17	1,00	1,02	1,05	1,07	1,13	1,13
0,20	1,00	1,03	1,06	1,09	1,68	1,00	1,04	1,06	1,09	1,30	1,00	1,03	1,06	1,08	1,16	1,16
0,22	1,00	1,03	1,07	1,10	1,99	1,00	1,04	1,07	1,10	1,45	1,00	1,03	1,07	1,10	1,19	1,19
0,24	1,00	1,04	1,08	1,12	2,42	1,00	1,05	1,09	1,12	1,63	1,00	1,04	1,08	1,12	1,24	1,24

$$A_{s1} \text{ [cm}^2\text{]} = \rho_1 \cdot k_{s1} \cdot \frac{M_{Sds} \text{ [kNm]}}{d \text{ [cm]}} + \frac{N_{Sd} \text{ [kN]}}{43,5}$$

$$A_{s2} \text{ [cm}^2\text{]} = \rho_2 \cdot k_{s2} \cdot \frac{M_{Sds} \text{ [kNm]}}{d \text{ [cm]}}$$

Dimensionsgebundene Bemessungstafel (k_d -Verfahren) für den Rechteckquerschnitt mit Druckbewehrung für Biegung mit Längskraft (Betonstahl S 500 und $\gamma_s = 1,15$); nach [5.32]

Tafel 4a



$$\mu_{Sds} = \frac{M_{Sds}}{b_f \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \quad \text{mit } M_{Sds} = M_{Sd} - N_{Sd} \cdot z_s$$

(Eingangswert μ_{Sds} gilt auch für nebenstehende Tafeln 4b und 4c)

μ_{Sds}	$h_f/d = 0,05$					$h_f/d = 0,10$					
	≥ 10	1000 ω für $b_f/b_w =$				≥ 10	1000 ω für $b_f/b_w =$				
		5	3	2	1		5	3	2	1	
0,02	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
0,04	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	
0,06	65	63	63	63	62	62	62	62	62	62	
0,08		91	87	86	84	84	84	84	84	84	
0,10			114	110	107	111	108	108	107	107	
0,12			146	137	130		138	134	132	130	
0,14				166	154			164	158	154	
0,16				199	179				188	179	
0,18					206				220	206	
0,20					233					233	
0,22					261					261	
0,24					291					291	
0,26					323					323	
0,28					357					357	
0,30					394					394	
$\xi=0,25$	$\mu_{Sds,lim}$	0,053	0,064	0,079	0,098	0,154	0,088	0,095	0,105	0,117	0,154
	1000 ω_{lim}	55	68	86	107	172	94	102	114	129	172
$\xi=0,35$	$\mu_{Sds,lim}$	0,058	0,074	0,096	0,124	0,206	0,093	0,106	0,122	0,143	0,206
	1000 ω_{lim}	62	82	109	142	241	101	116	137	163	241
$\xi=0,45$	$\mu_{Sds,lim}$	0,062	0,083	0,112	0,147	0,252	0,098	0,115	0,138	0,166	0,252
	1000 ω_{lim}	69	96	132	176	310	107	130	160	197	310
$\xi=0,617$	$\mu_{Sds,lim}$	0,069	0,096	0,133	0,178	0,316	0,104	0,128	0,159	0,198	0,316
	1000 ω_{lim}	81	119	170	233	424	119	153	198	255	424

$$A_s = \frac{1}{f_{yd}} (\omega \cdot b_f \cdot d \cdot f_{cd} + N_{Sd})$$

(Gleichung für A_s gilt auch für nebenstehende Tafeln 4b und 4c)

Bemessungstabellen mit dimensionslosen Beiwerten für den Plattenbalkenquerschnitt (S 500 mit $\gamma_s = 1,15$); $h_f/d = 0,05$ und $h_f/d = 0,10$; nach [5.11]

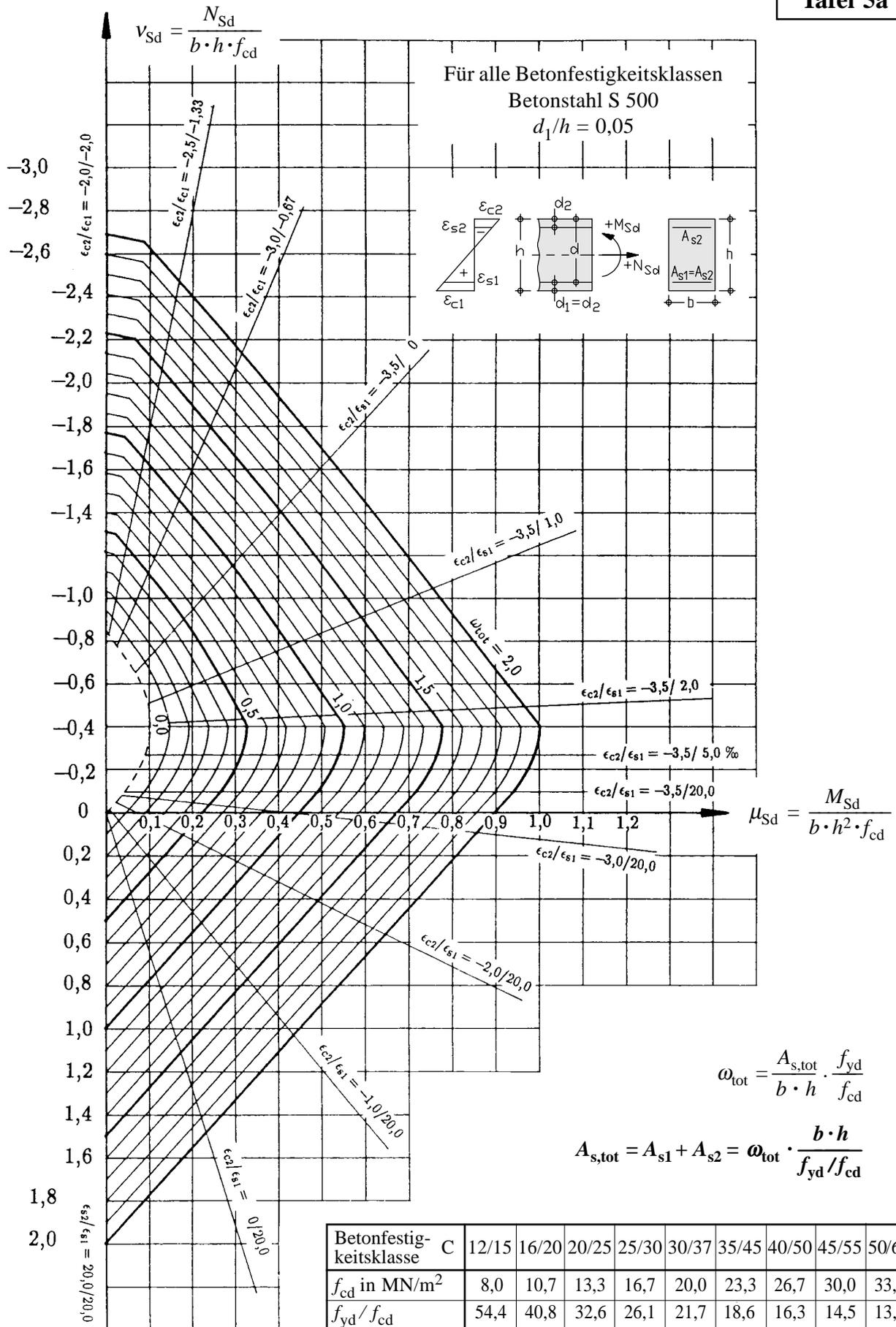
Tafel 4b

μ_{Sds}	$h_f/d = 0,15$					$h_f/d = 0,20$					
	1000 ω für $b_f/b_w =$					1000 ω für $b_f/b_w =$					
	≥ 10	5	3	2	1	≥ 10	5	3	2	1	
0,02	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20	
0,04	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41	
0,06	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62	
0,08	84	84	84	84	84	84	84	84	84	84	
0,10	107	107	107	107	107	107	107	107	107	107	
0,12	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130	
0,14		157	155	155	154	154	154	154	154	154	
0,16			184	182	179	180	179	179	179	179	
0,18			219	211	206		210	207	206	206	
0,20				244	233			241	236	233	
0,22					261				270	261	
0,24					291					291	
0,26					323					323	
0,28					357					357	
0,30					394					394	
$\xi=0,25$	$\mu_{Sds,lim}$	0,121	0,124	0,129	0,136	0,154	0,145	0,146	0,147	0,149	0,154
	1000 ω_{lim}	131	136	142	149	172	160	162	163	165	172
$\xi=0,35$	$\mu_{Sds,lim}$	0,127	0,136	0,147	0,162	0,206	0,158	0,163	0,170	0,179	0,206
	1000 ω_{lim}	139	150	165	184	241	176	183	193	205	241
$\xi=0,45$	$\mu_{Sds,lim}$	0,131	0,145	0,163	0,185	0,252	0,163	0,173	0,186	0,202	0,252
	1000 ω_{lim}	146	164	188	219	310	184	198	217	240	310
$\xi=0,617$	$\mu_{Sds,lim}$	0,138	0,157	0,184	0,217	0,316	0,169	0,186	0,207	0,234	0,316
	1000 ω_{lim}	157	187	226	276	424	195	221	255	297	424

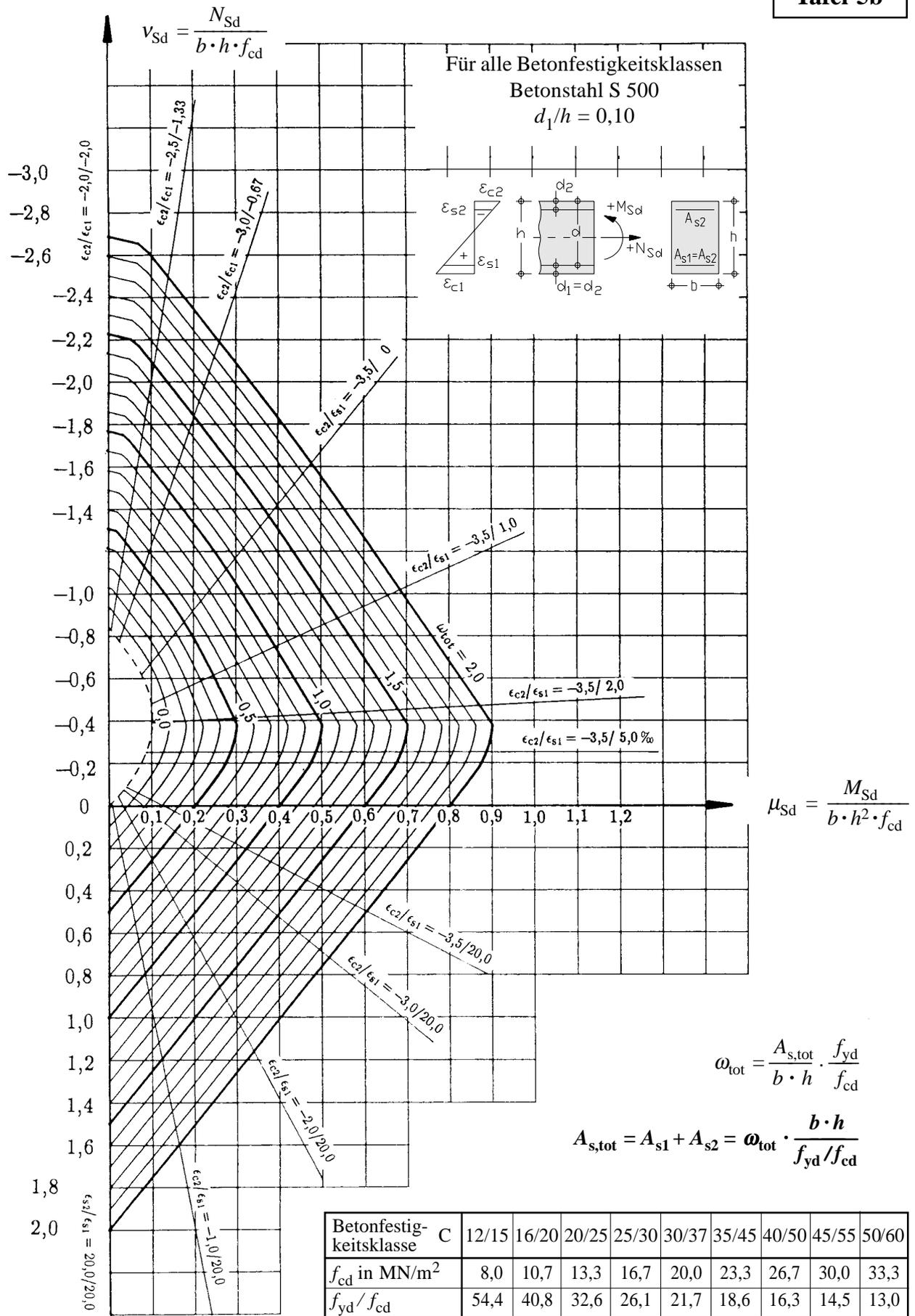
Tafel 4c

μ_{Sds}	$h_f/d = 0,30$					$h_f/d = 0,40$				
	1000 ω für $b_f/b_w =$					1000 ω für $b_f/b_w =$				
	≥ 10	5	3	2	1	≥ 10	5	3	2	1
0,02	20	20	20	20	20	20	20	20	20	20
0,04	41	41	41	41	41	41	41	41	41	41
0,06	62	62	62	62	62	62	62	62	62	62
0,08	84	84	84	84	84	84	84	84	84	84
0,10	107	107	107	107	107	107	107	107	107	107
0,12	130	130	130	130	130	130	130	130	130	130
0,14	154	154	154	154	154	154	154	154	154	154
0,16	179	179	179	179	179	179	179	179	179	179
0,18	206	206	206	206	206	206	206	206	206	206
0,20	232	232	232	233	233	233	233	233	233	233
0,22	261	261	261	261	261	261	261	261	261	261
0,24			293	292	291	291	291	291	291	291
0,26				328	323	322	322	322	323	323
0,28					357			357	357	357
0,30					394					394
$\xi=0,25$	$\mu_{Sds,lim}$	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154
	1000 ω_{lim}	172	172	172	172	172	172	172	172	172
$\xi=0,35$	$\mu_{Sds,lim}$	0,200	0,200	0,201	0,202	0,206	0,206	0,206	0,206	0,206
	1000 ω_{lim}	232	233	234	236	241	241	241	241	241
$\xi=0,45$	$\mu_{Sds,lim}$	0,217	0,221	0,226	0,232	0,252	0,248	0,248	0,249	0,249
	1000 ω_{lim}	256	262	270	280	310	303	303	304	306
$\xi=0,617$	$\mu_{Sds,lim}$	0,227	0,236	0,250	0,266	0,316	0,273	0,278	0,284	0,292
	1000 ω_{lim}	272	289	311	340	424	343	352	364	379

Bemessungstabellen mit dimensionslosen Beiwerten für den Plattenbalkenquerschnitt (S 500 mit $\gamma_s = 1,15$); $h_f/d = 0,15$ und $h_f/d = 0,20$ (Tafel 4b) bzw. $h_f/d = 0,30$ und $h_f/d = 0,40$ (Tafel 4c); nach [5.11]

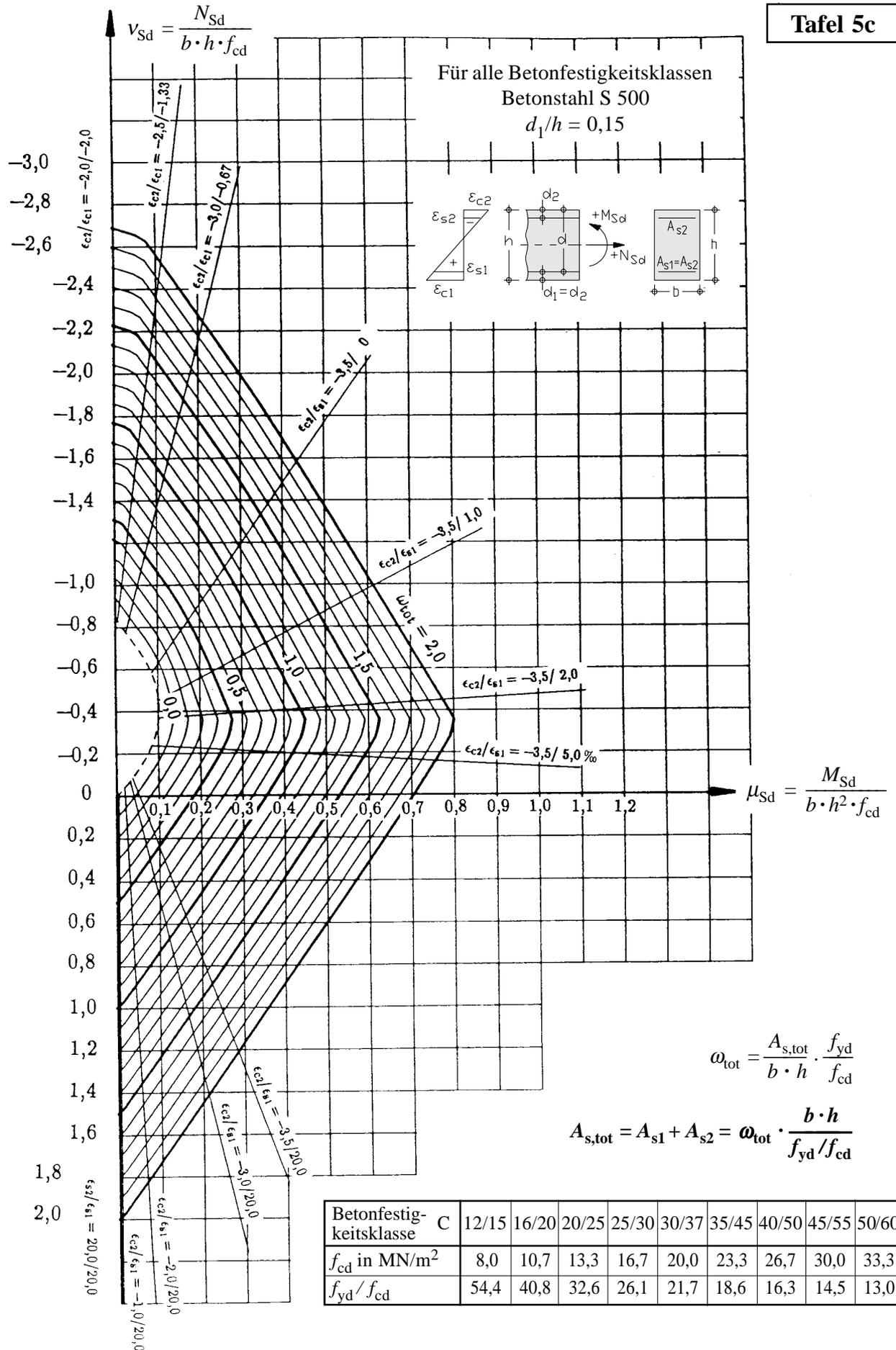


Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt für S 500 und $\gamma_s = 1,15$ bei $d_1/h = 0,05$; nach [5.11]

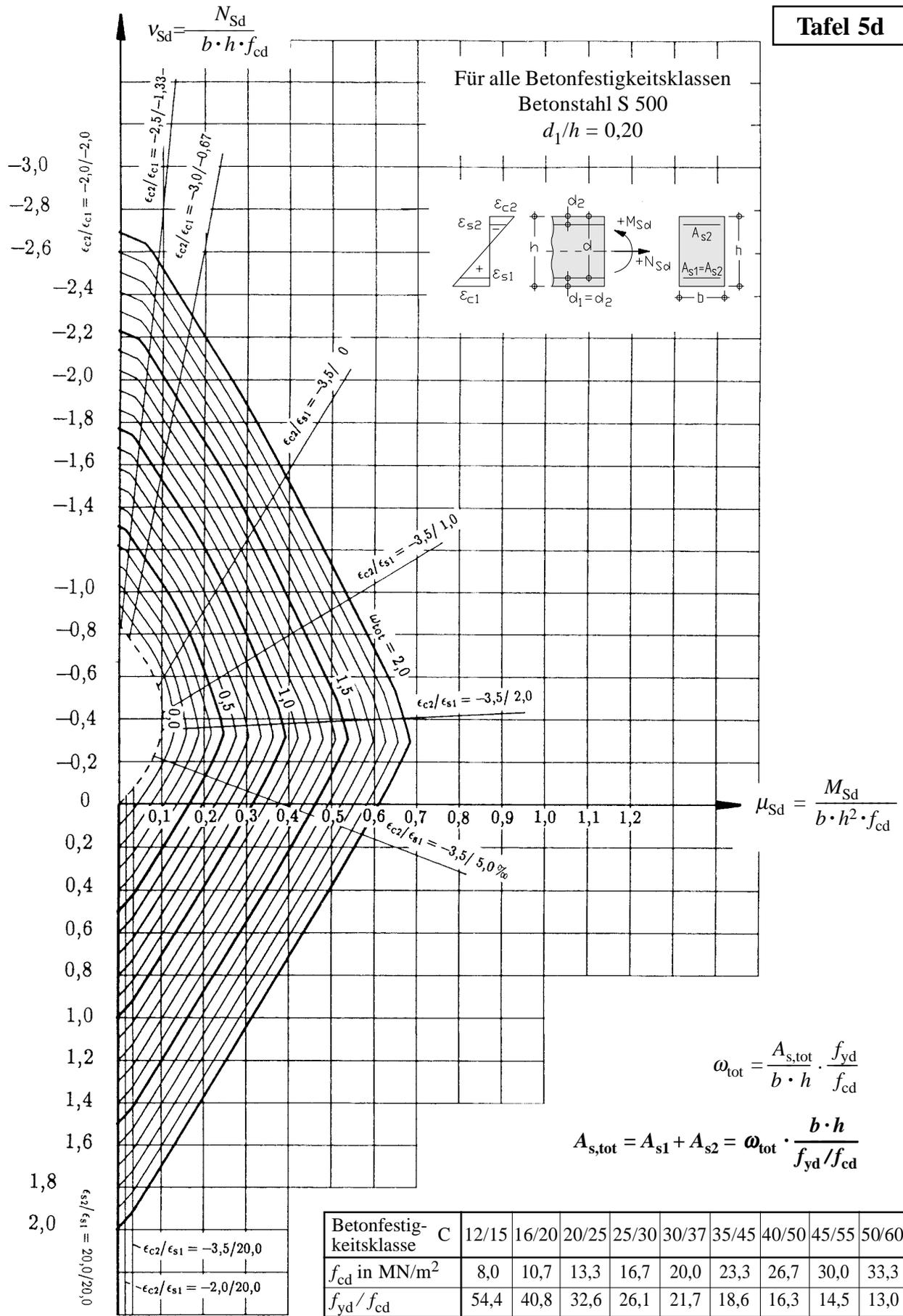


Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt für S 500 und $\gamma_s = 1,15$ bei $d_1/h = 0,10$; nach [5.11]

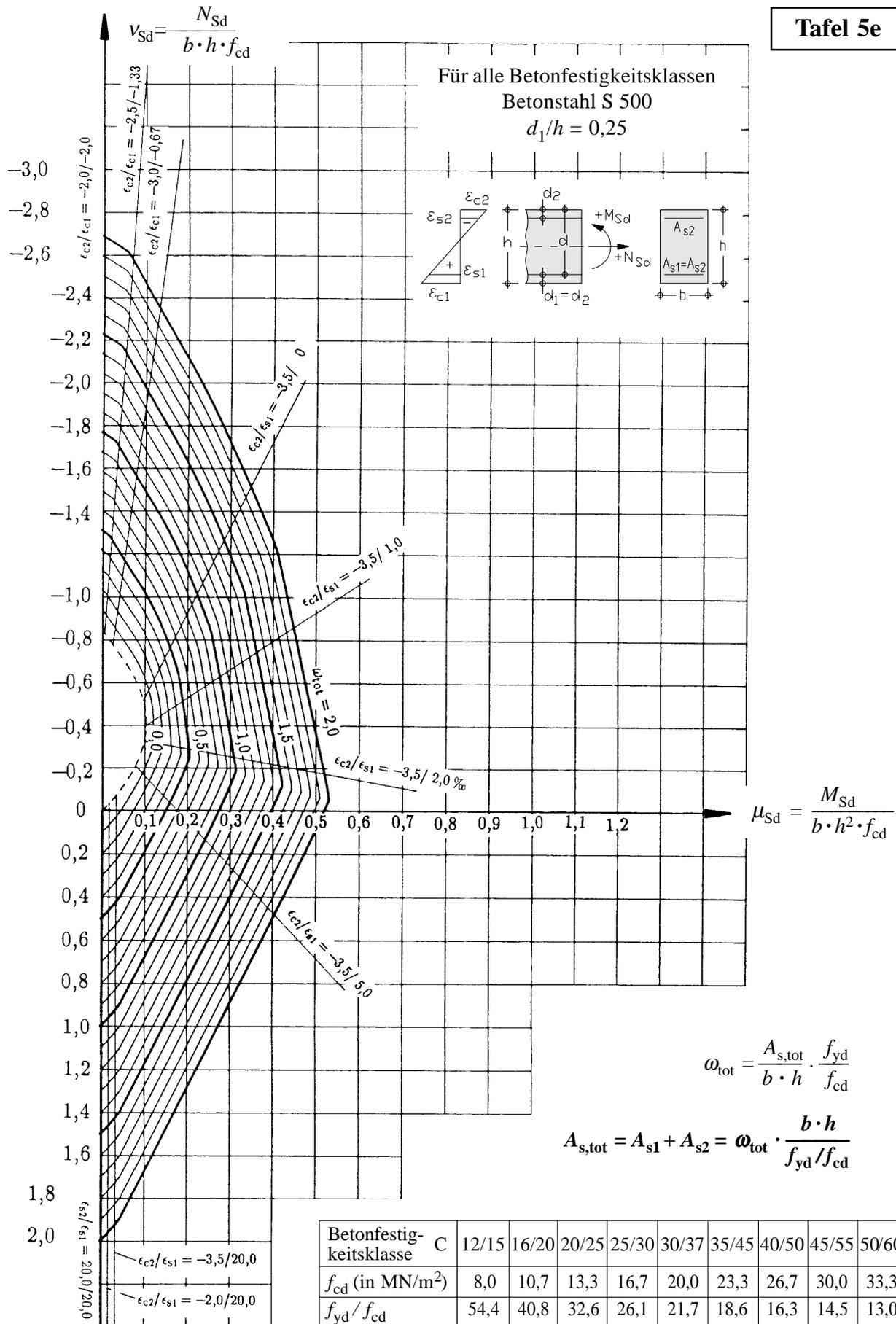
Tafel 5c



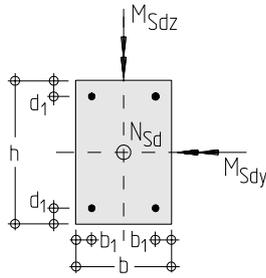
Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt für S 500 und $\gamma_s = 1,15$ bei $d_1/h = 0,15$; nach [5.11]



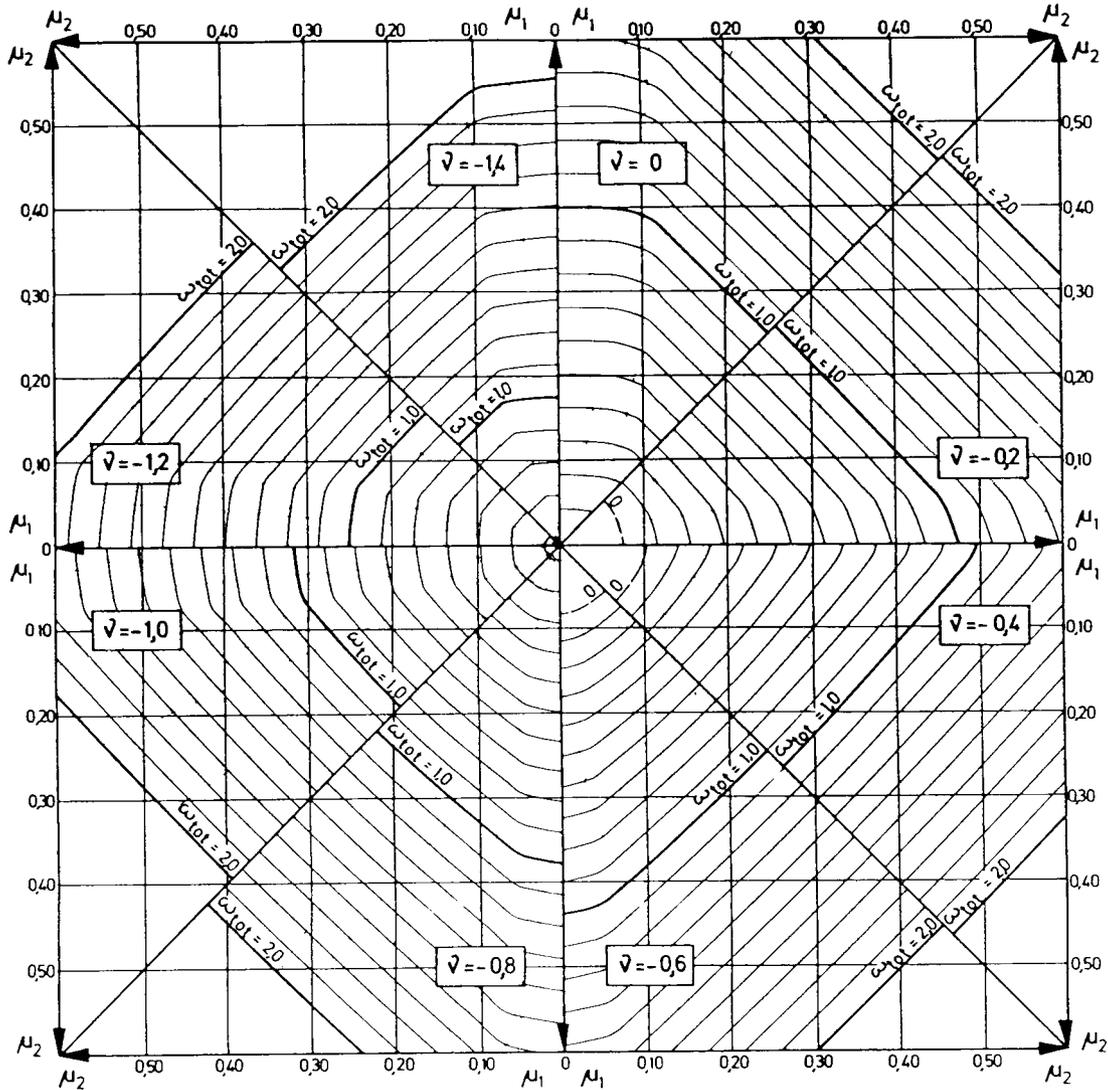
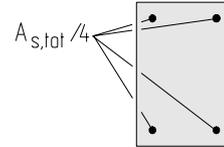
Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt für S 500 und $\gamma_s = 1,15$ bei $d_1/h = 0,20$; nach [5.11]



Interaktionsdiagramm für den symmetrisch bewehrten Rechteckquerschnitt für S 500 und $\gamma_s = 1,15$ bei $d_1/h = 0,25$; nach [5.11]



Für alle Betonfestigkeitsklassen
 Betonstahl S 500
 $d_1/h = b_1/b = 0,10$



$$\mu_{Sdy} = \frac{|M_{Sdy}|}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

wenn $\mu_{Sdy} > \mu_{Sdz} \rightarrow \mu_1 = \mu_{Sdy}; \mu_2 = \mu_{Sdz}$

$$\mu_{Sdz} = \frac{|M_{Sdz}|}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}}$$

wenn $\mu_{Sdz} > \mu_{Sdy} \rightarrow \mu_1 = \mu_{Sdz}; \mu_2 = \mu_{Sdy}$

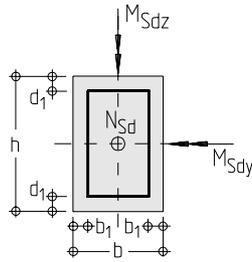
$$\nu_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Betonfestigkeitsklasse C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{cd} (in MN/m ²)	8,0	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3	26,7	30,0	33,3
f_{yd}/f_{cd}	54,4	40,8	32,6	26,1	21,7	18,6	16,3	14,5	13,0

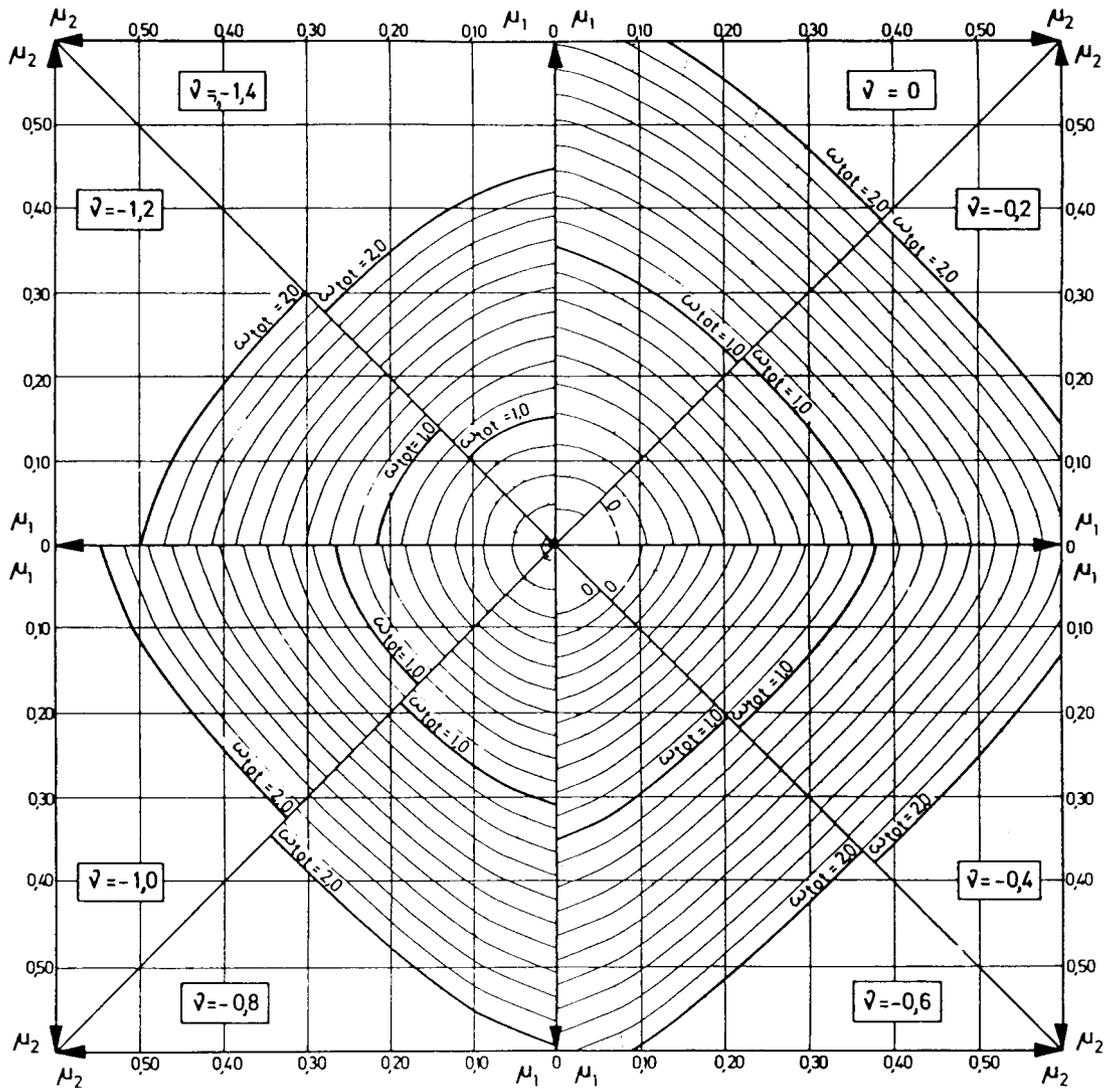
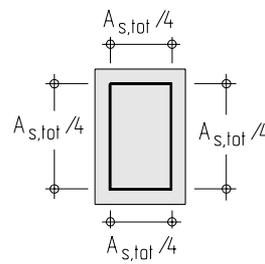
$$\omega_{tot} = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h}{f_{yd}/f_{cd}}$$

Interaktionsdiagramm für den auf schiefe Biegung mit Längsdruckkraft beanspruchten Rechteckquerschnitt (S 500; $\gamma_s = 1,15$; $d_1/h = b_1/b = 0,10$; Bewehrungsanordnung nach Skizze oben); s. [5.11] (nach [5.37])



Für alle Betonfestigkeitsklassen
 Betonstahl S 500
 $d_1/h = b_1/b = 0,10$



$$\mu_{Sdy} = \frac{|M_{Sdy}|}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

wenn $\mu_{Sdy} > \mu_{Sdz} \rightarrow \mu_1 = \mu_{Sdy}; \mu_2 = \mu_{Sdz}$

$$\mu_{Sdz} = \frac{|M_{Sdz}|}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}}$$

wenn $\mu_{Sdz} > \mu_{Sdy} \rightarrow \mu_1 = \mu_{Sdz}; \mu_2 = \mu_{Sdy}$

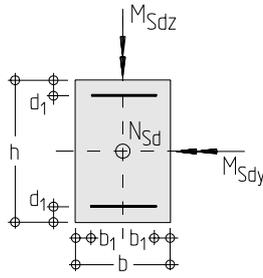
$$\nu_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Betonfestigkeitsklasse C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{cd} (in MN/m ²)	8,0	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3	26,7	30,0	33,3
f_{yd}/f_{cd}	54,4	40,8	32,6	26,1	21,7	18,6	16,3	14,5	13,0

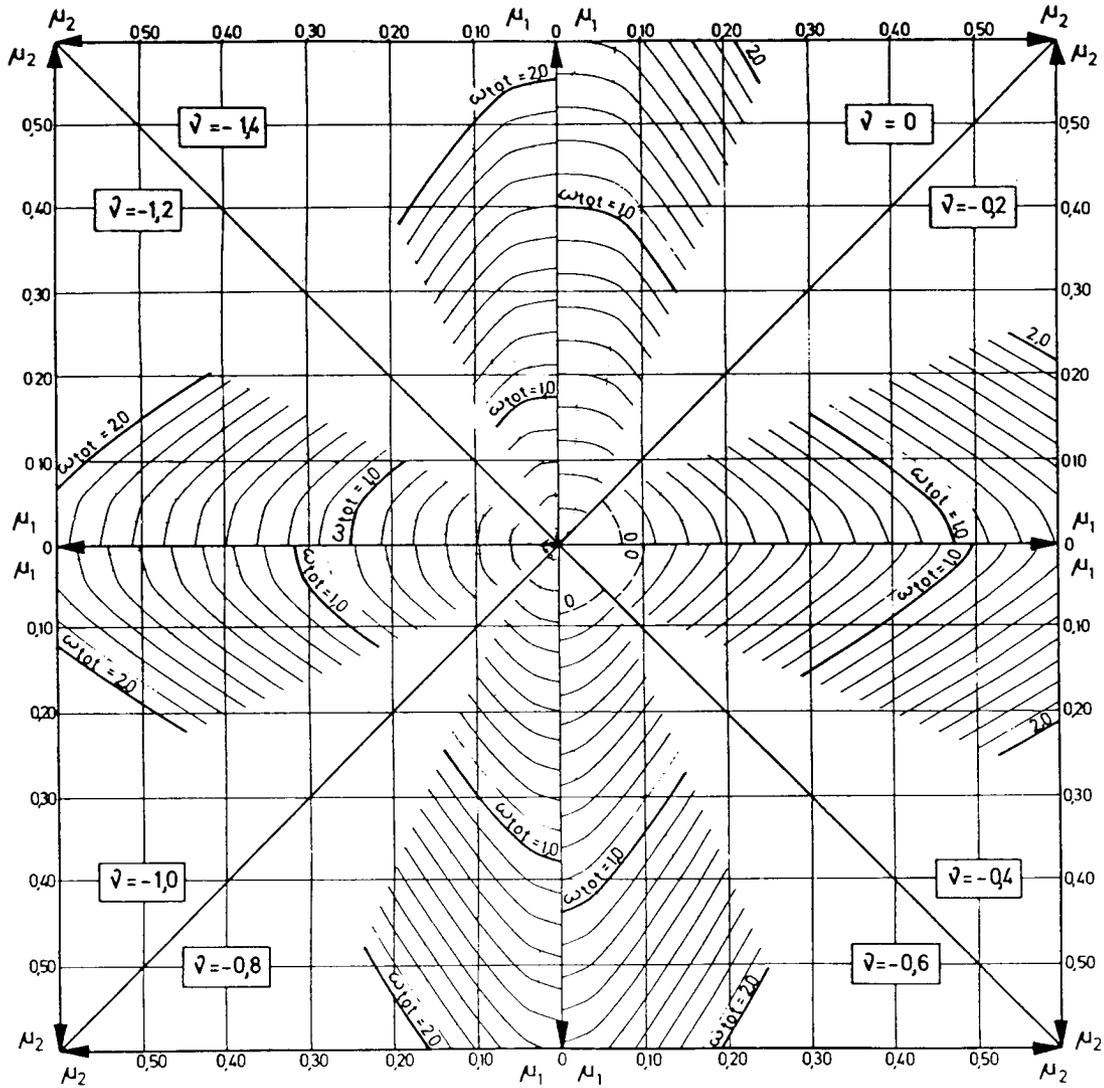
$$\omega_{tot} = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h}{f_{yd}/f_{cd}}$$

Interaktionsdiagramm für den auf schiefe Biegung mit Längsdruckkraft beanspruchten Rechteckquerschnitt (S 500; $\gamma_s = 1,15$; $d_1/h = b_1/b = 0,10$; Bewehrungsanordnung nach Skizze oben); s. [5.11] (nach [5.37])



Für alle Betonfestigkeitsklassen
 Betonstahl S 500
 $d_1/h = b_1/b = 0,10$



$$\mu_{Sdy} = \frac{|M_{Sdy}|}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

wenn $\mu_{Sdy} > \mu_{Sdz} \rightarrow \mu_1 = \mu_{Sdy}; \mu_2 = \mu_{Sdz}$

$$\mu_{Sdz} = \frac{|M_{Sdz}|}{b^2 \cdot h \cdot f_{cd}}$$

wenn $\mu_{Sdz} > \mu_{Sdy} \rightarrow \mu_1 = \mu_{Sdz}; \mu_2 = \mu_{Sdy}$

$$\nu_{Sd} = \frac{N_{Sd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

Betonfestigkeitsklasse C	12/15	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{cd} (in MN/m ²)	8,0	10,7	13,3	16,7	20,0	23,3	26,7	30,0	33,3
f_{yd}/f_{cd}	54,4	40,8	32,6	26,1	21,7	18,6	16,3	14,5	13,0

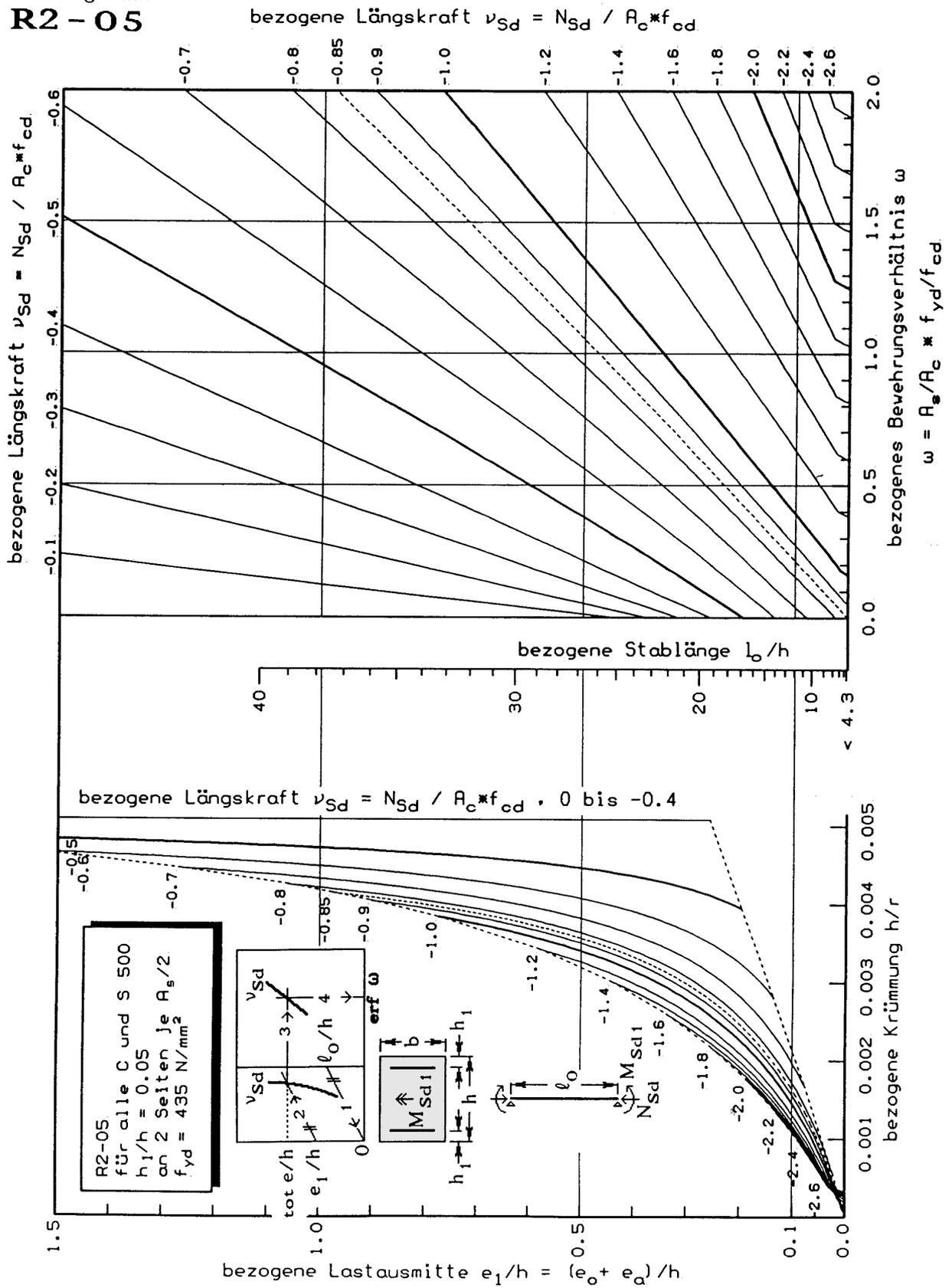
$$\omega_{tot} = \frac{A_{s,tot}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$A_{s,tot} = \omega_{tot} \cdot \frac{b \cdot h}{f_{yd}/f_{cd}}$$

Interaktionsdiagramm für den auf schiefe Biegung mit Längsdruckkraft beanspruchten Rechteckquerschnitt (S 500; $\gamma_s = 1,15$; $d_1/h = b_1/b = 0,10$; Bewehrungsanordnung nach Skizze oben); s. [5.11] (nach [5.37])

Tafel 7a1

e/h-Diagramm
R2 - 05

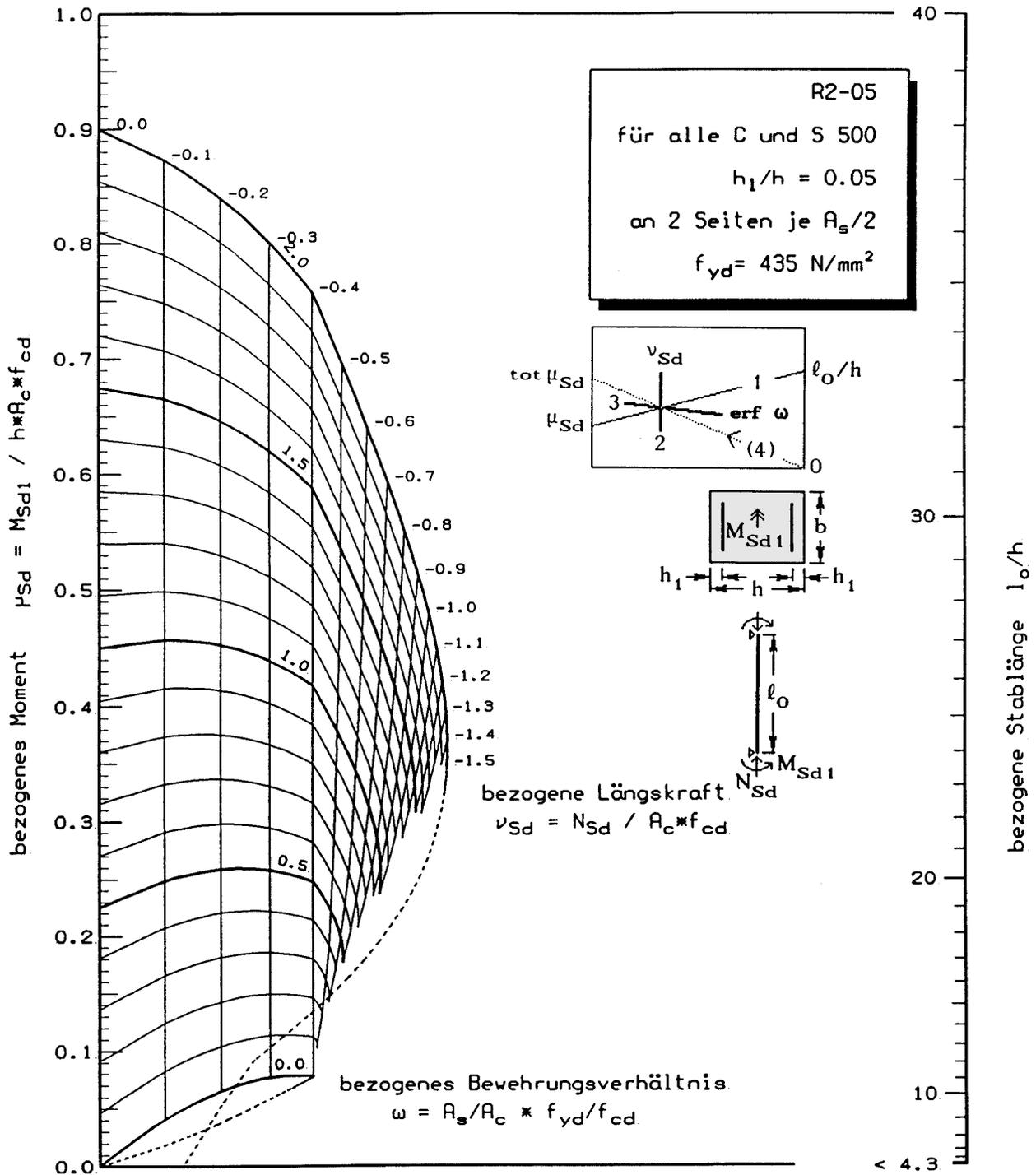


(aus [5.11])

μ -Nomogramm
R2-05

$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

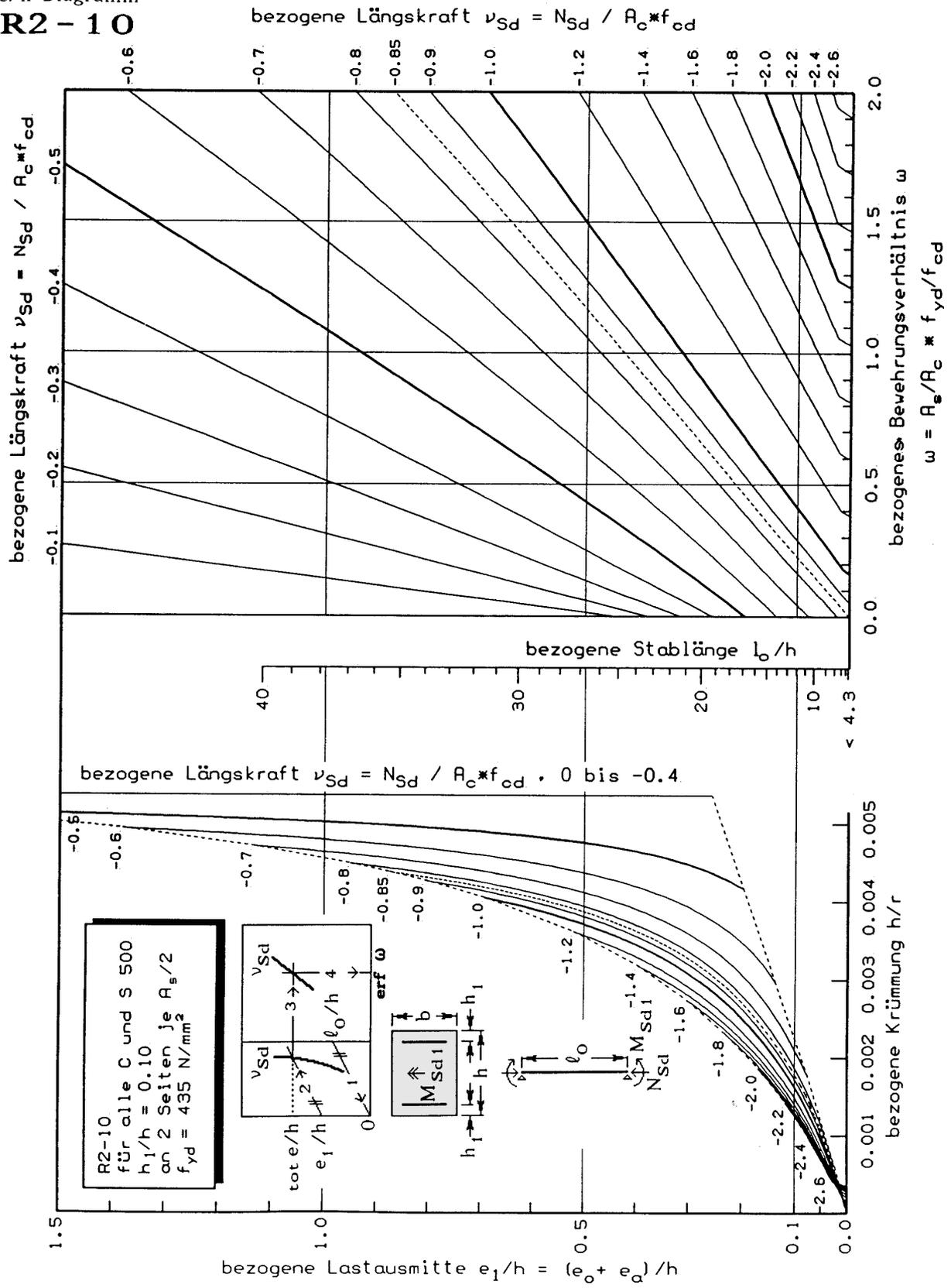
Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



(aus [5.11])

Tafel 7b1

e/h-Diagramm
R2 - 10

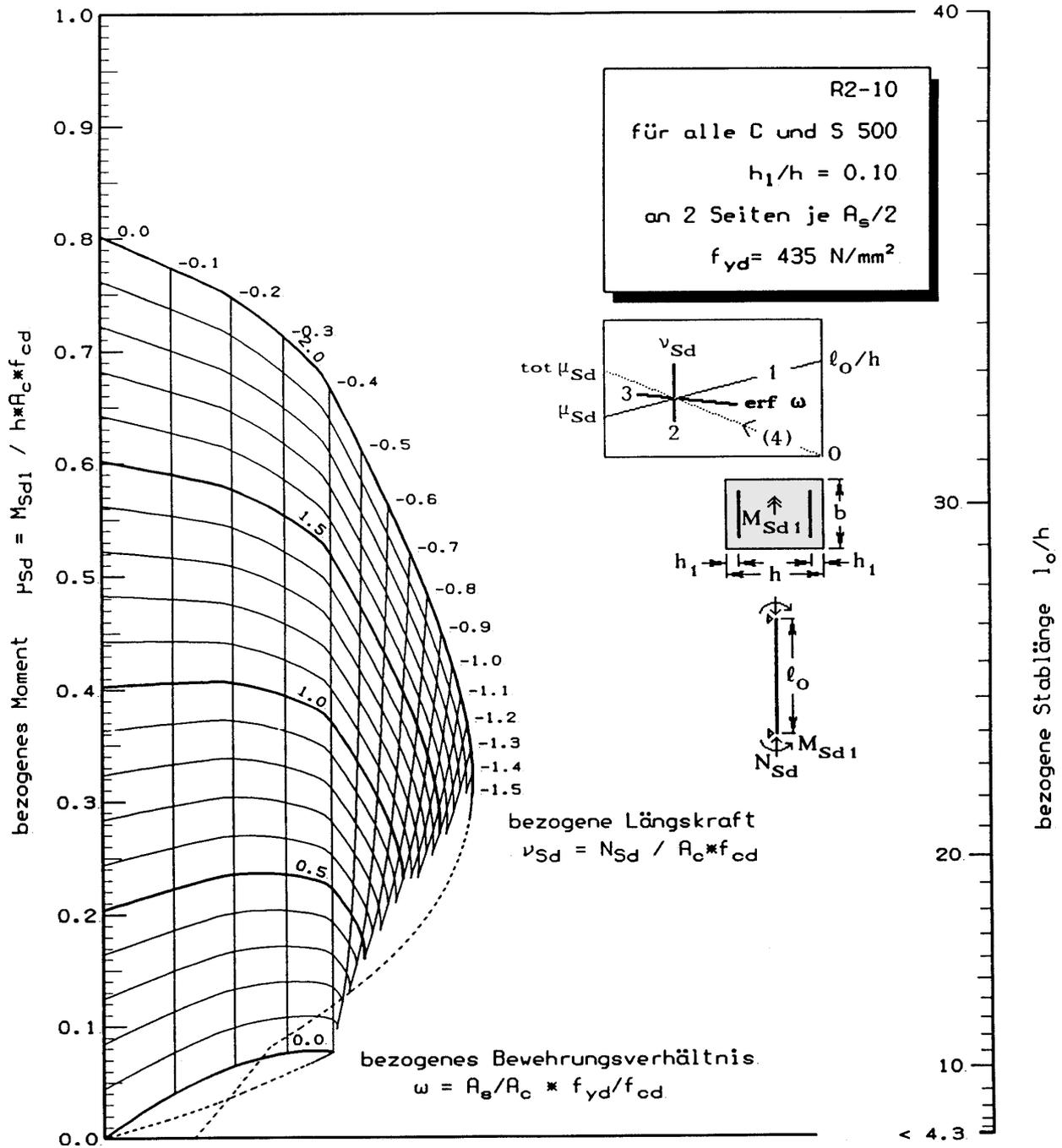


(aus [5.11])

μ -Nomogramm
R2 - 10

$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



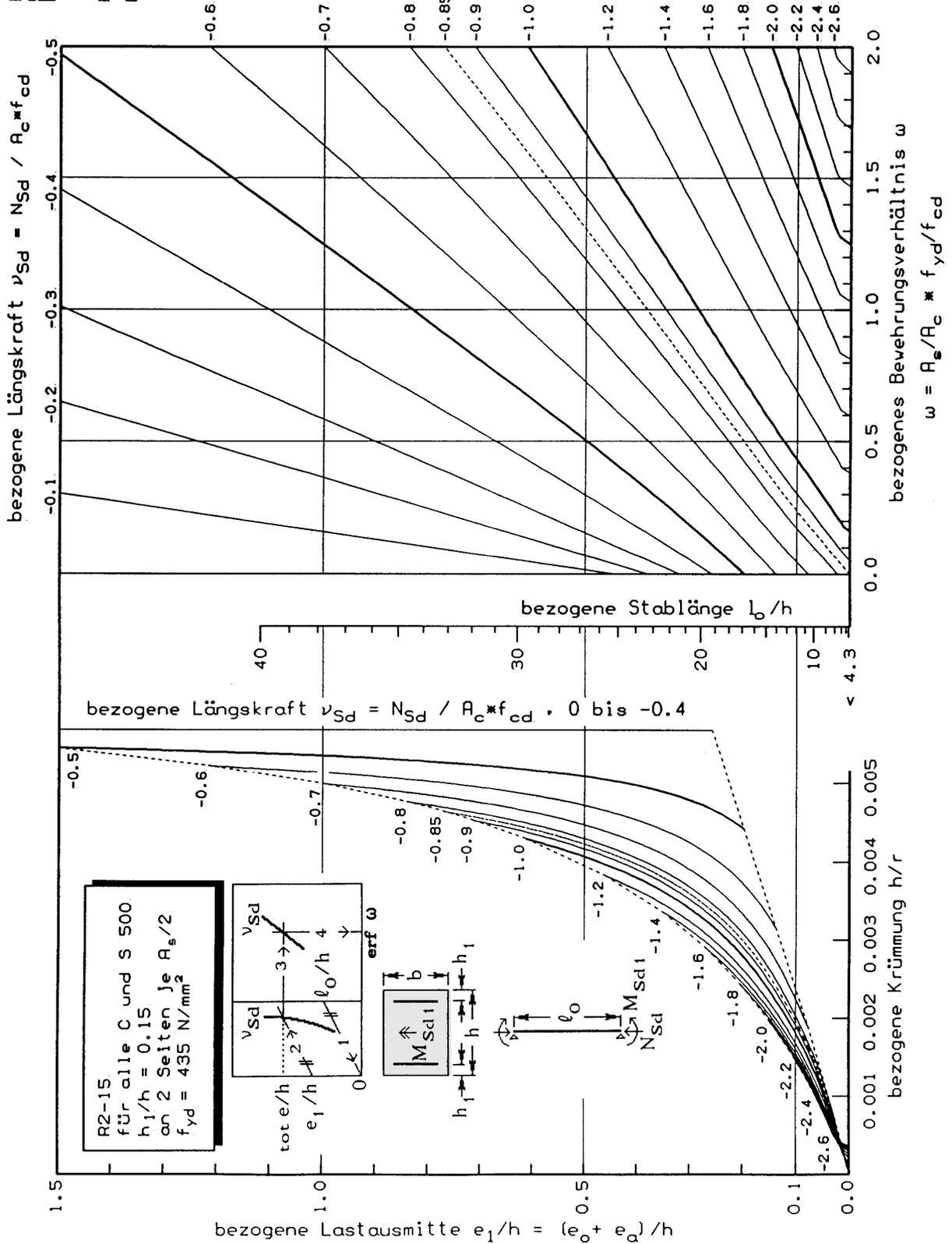
(aus [5.11])

Tafel 7c1

e/h-Diagramm

R2 - 15

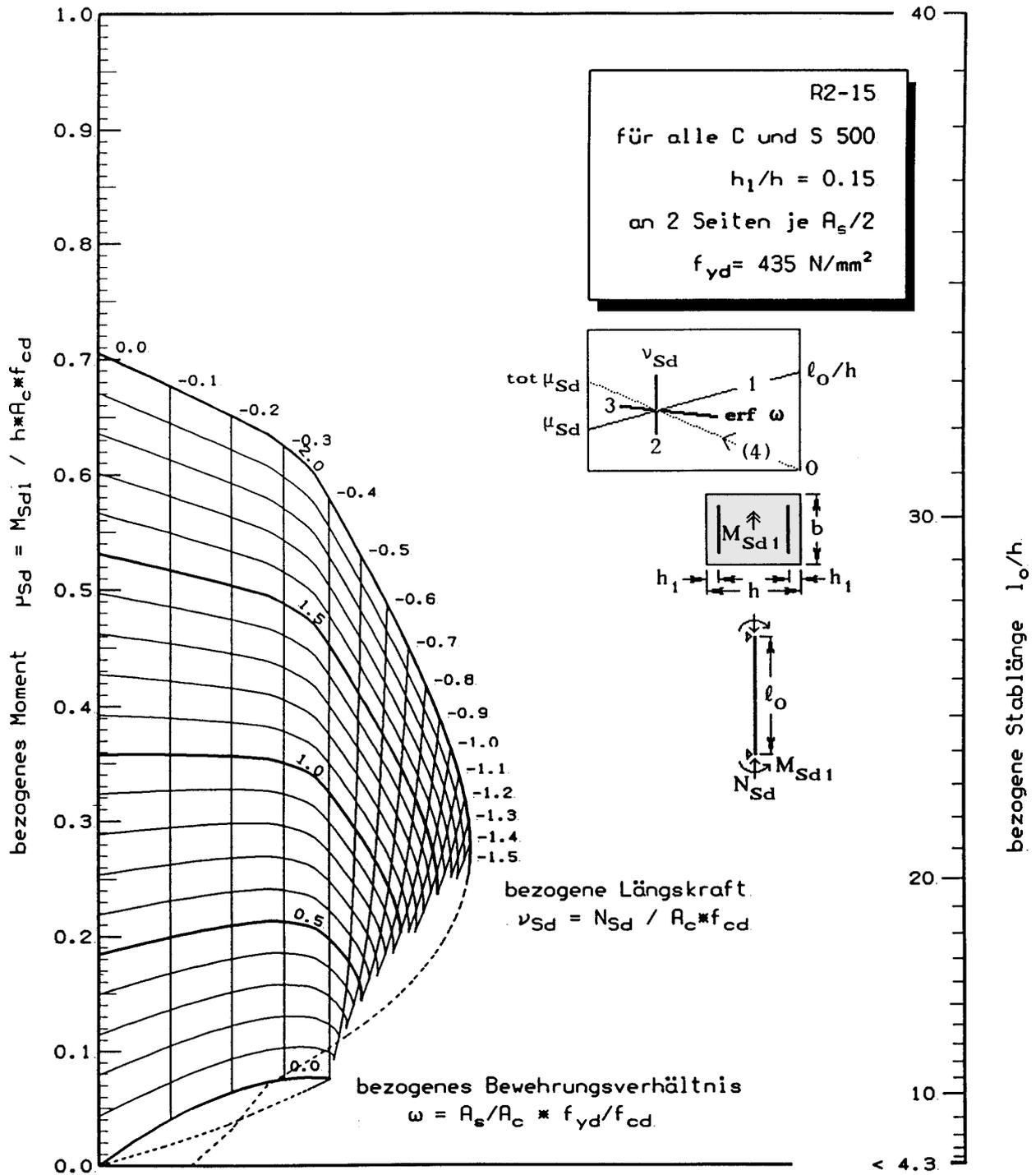
bezogene Längskraft $\nu_{Sd} = N_{Sd} / A_c \cdot f_{cd}$



(aus [5.11])

$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

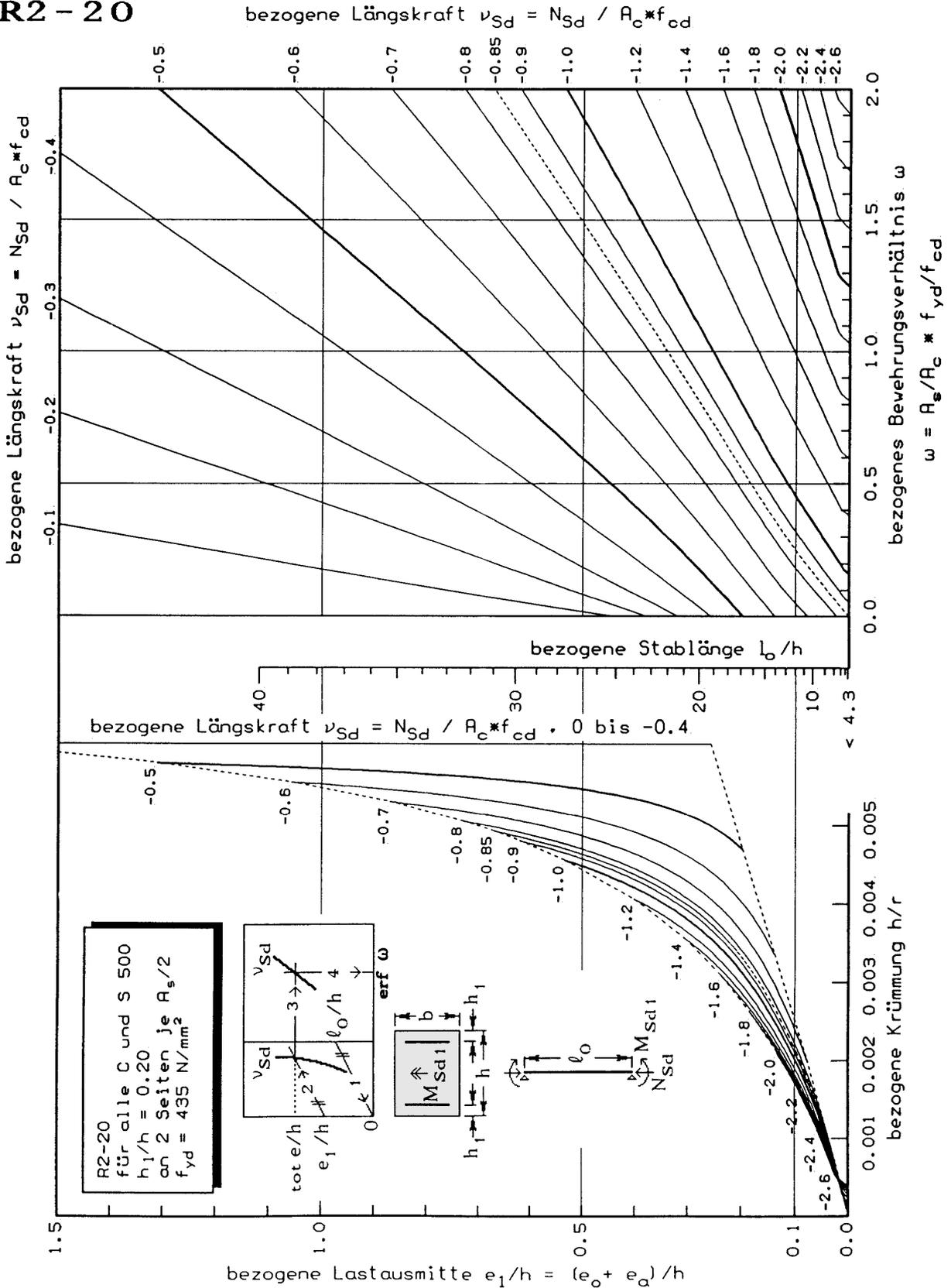
Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



(aus [5.11])

Tafel 7d1

e/h-Diagramm
R2 - 20

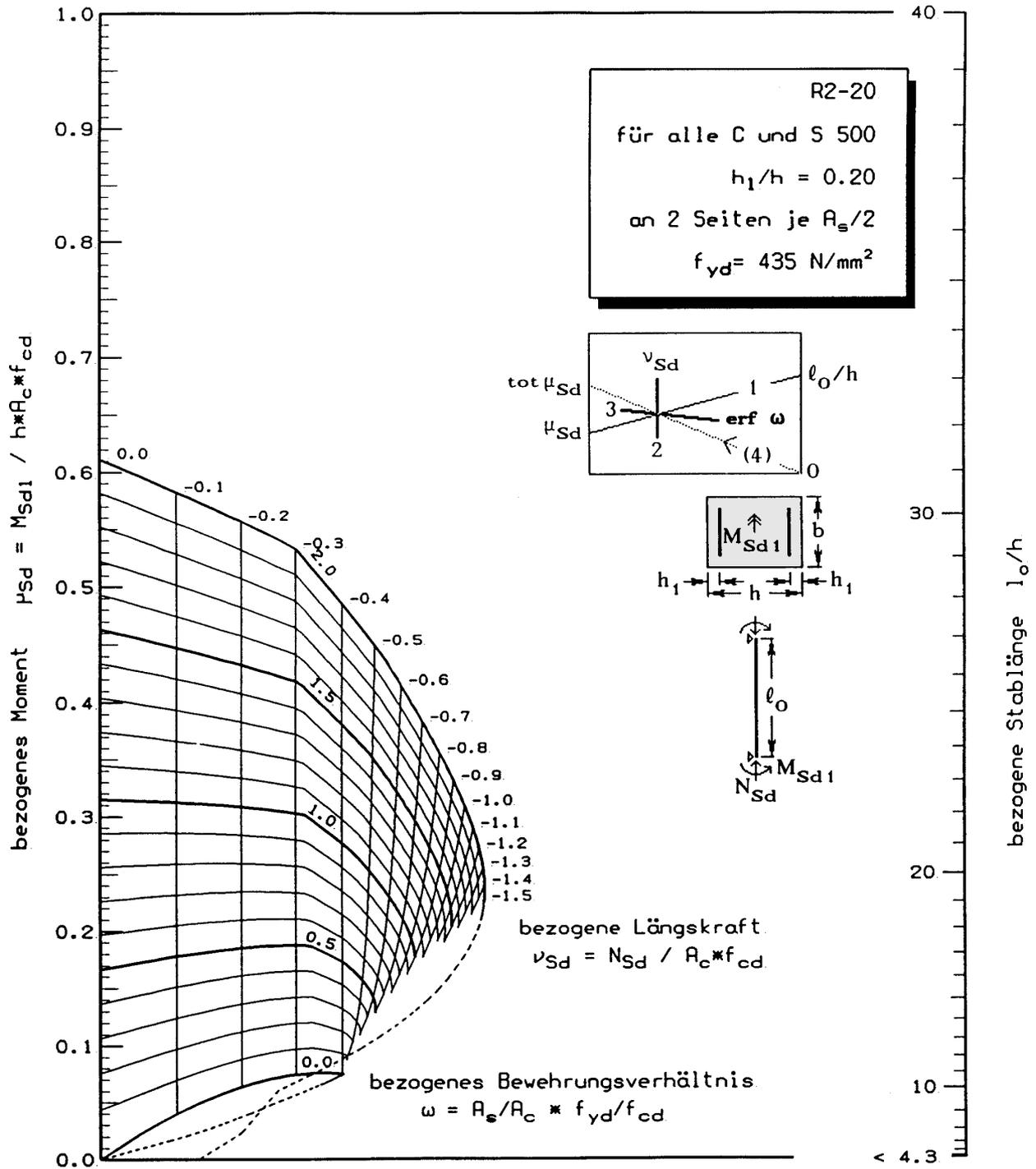


(aus [5.11])

μ -Nomogramm
R2 - 20

$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

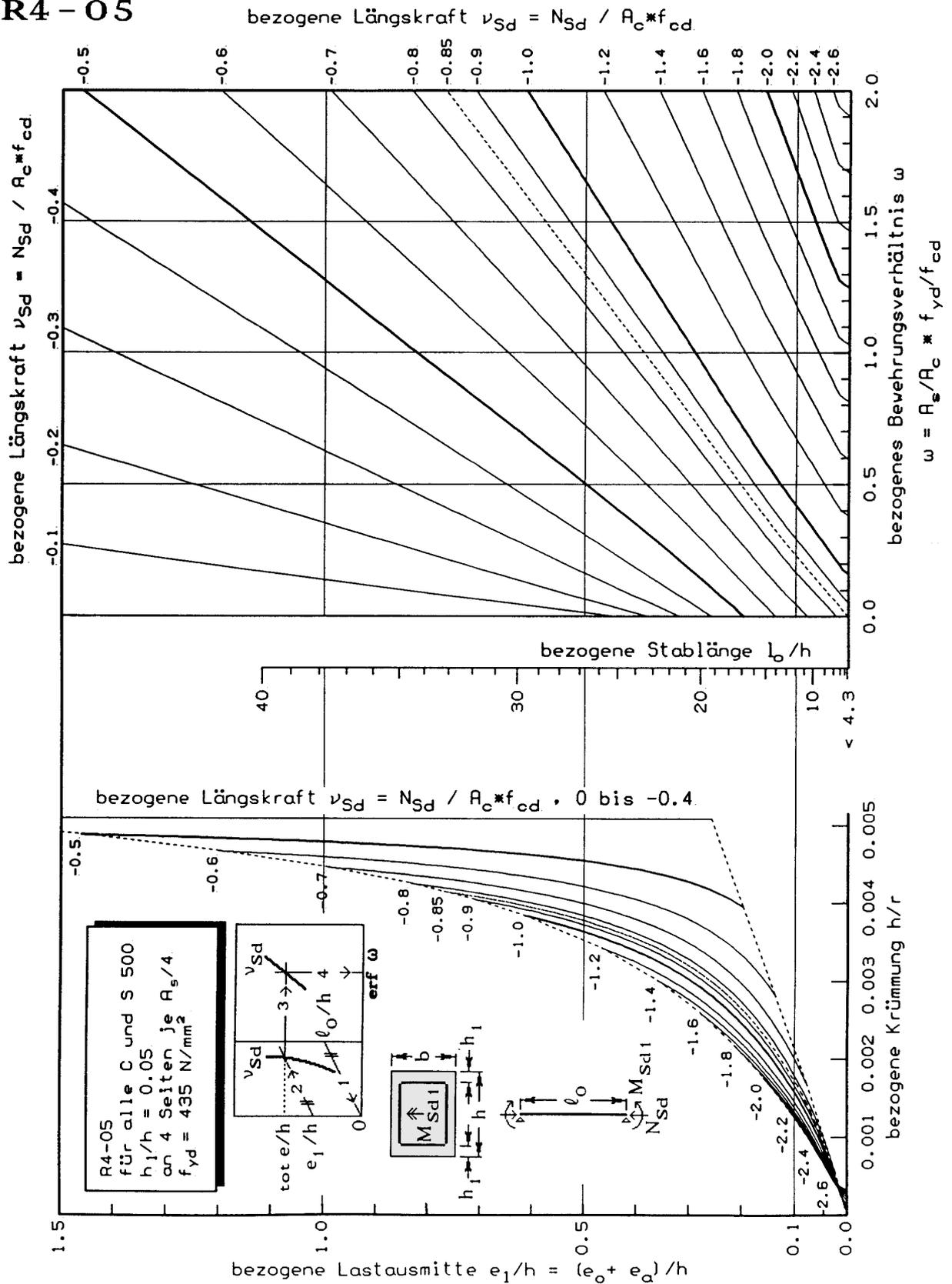
Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



(aus [5.11])

Tafel 7e1

e/h-Diagramm
R4 - 05

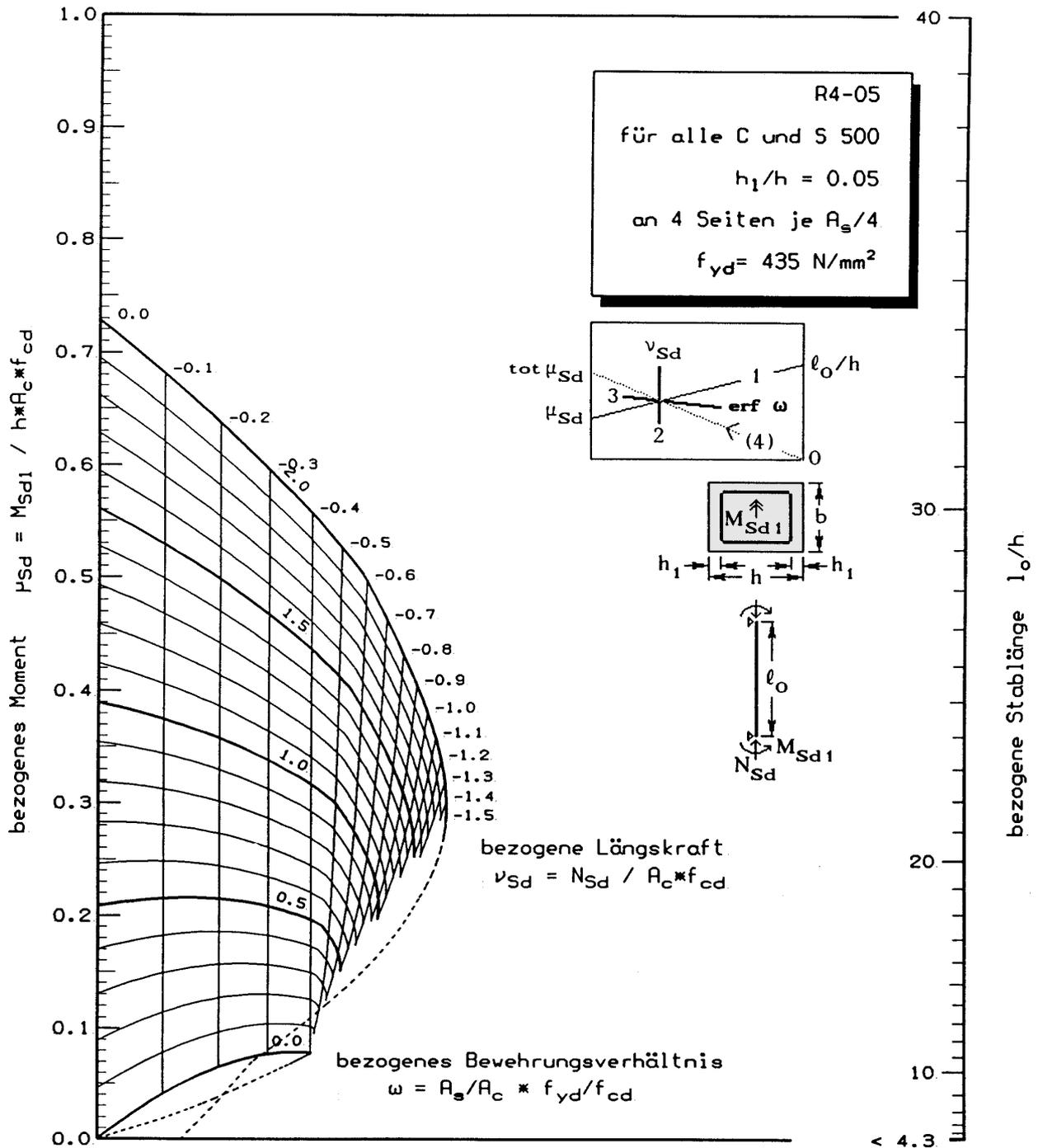


(aus [5.11])

μ -Nomogramm
R4 - 05

$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

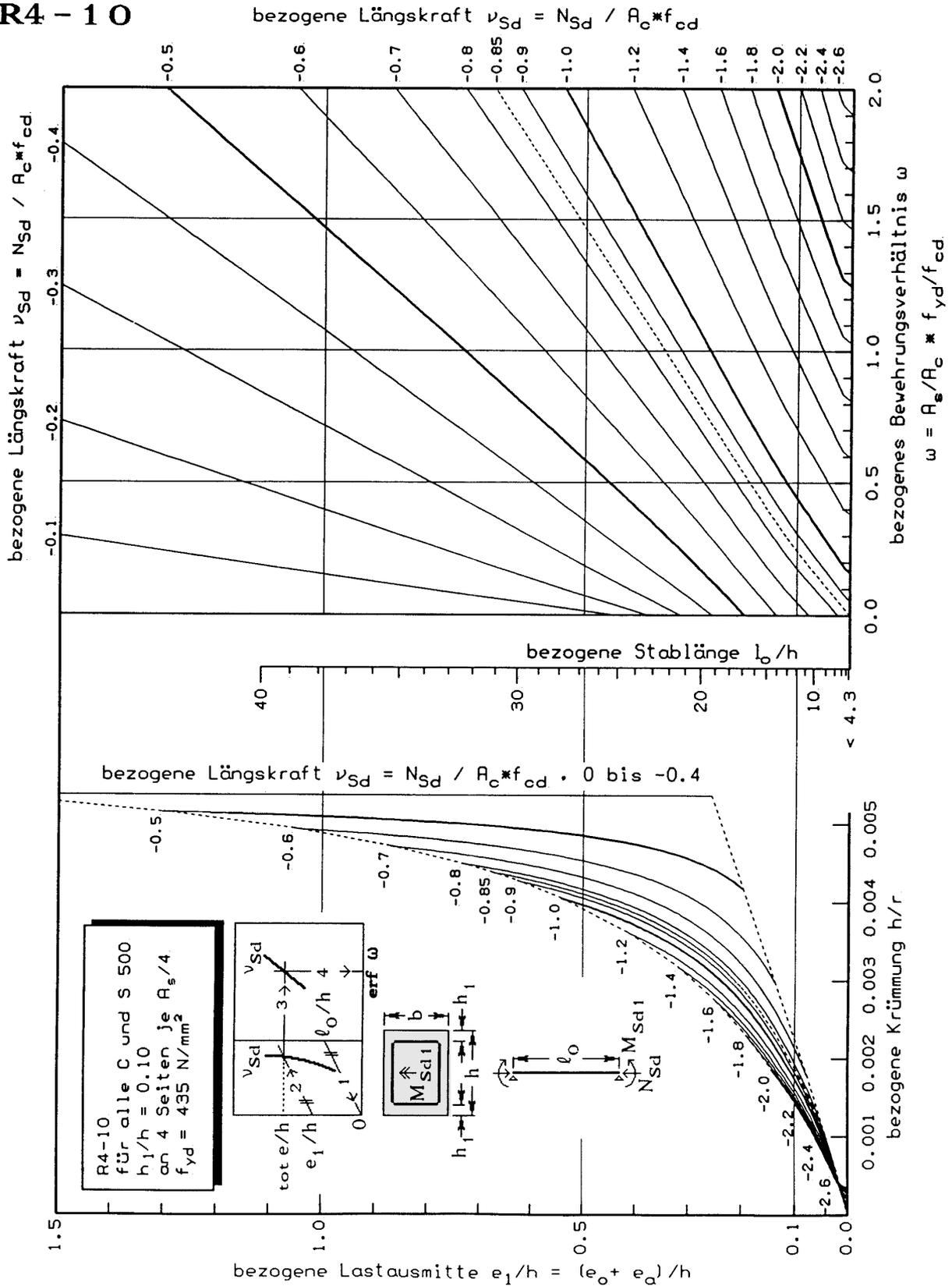
Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



(aus [5.11])

Tafel 7f1

e/h-Diagramm
R4 - 10

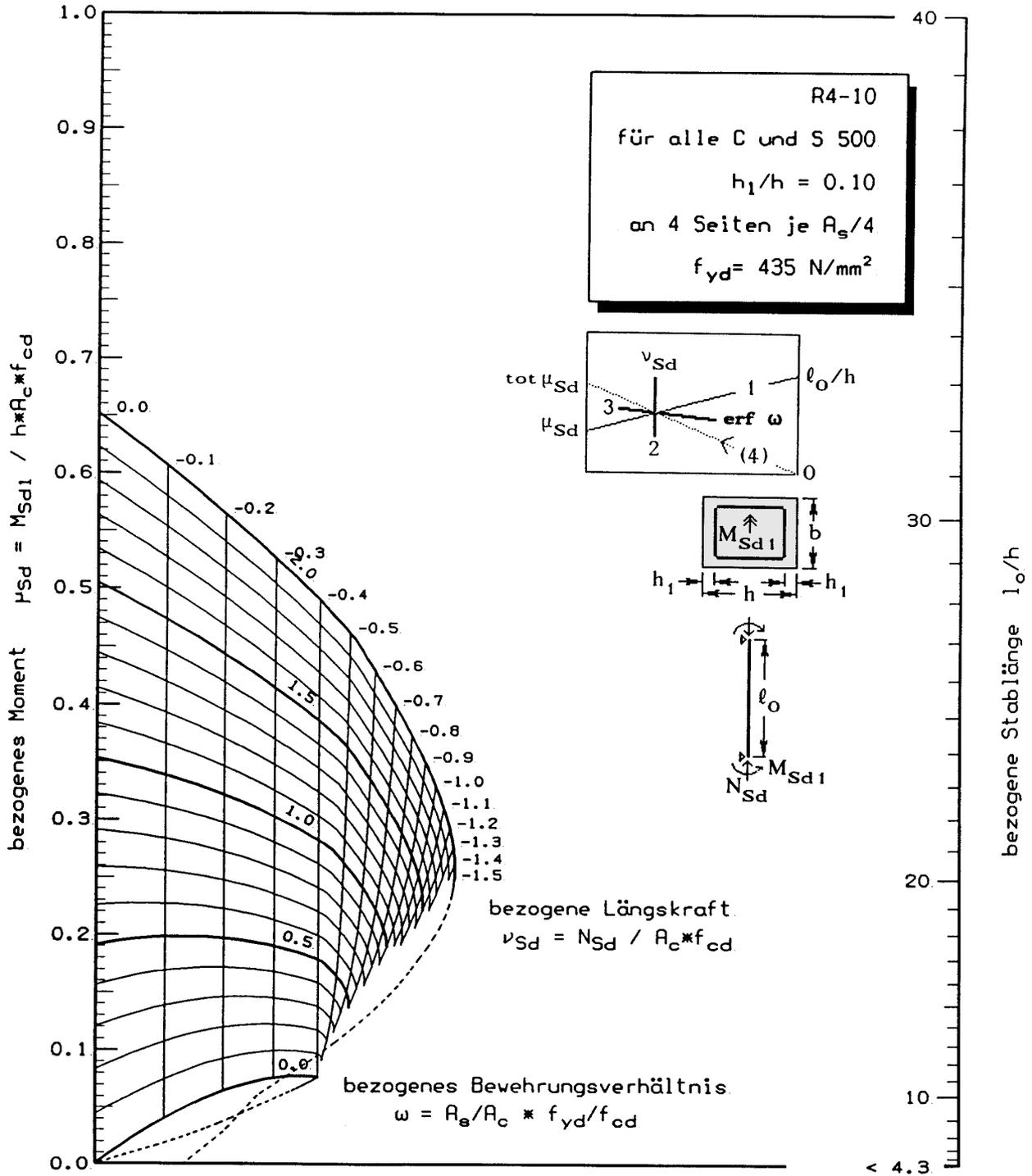


(aus [5.11])

μ-Nomogramm
R4 - 10

$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

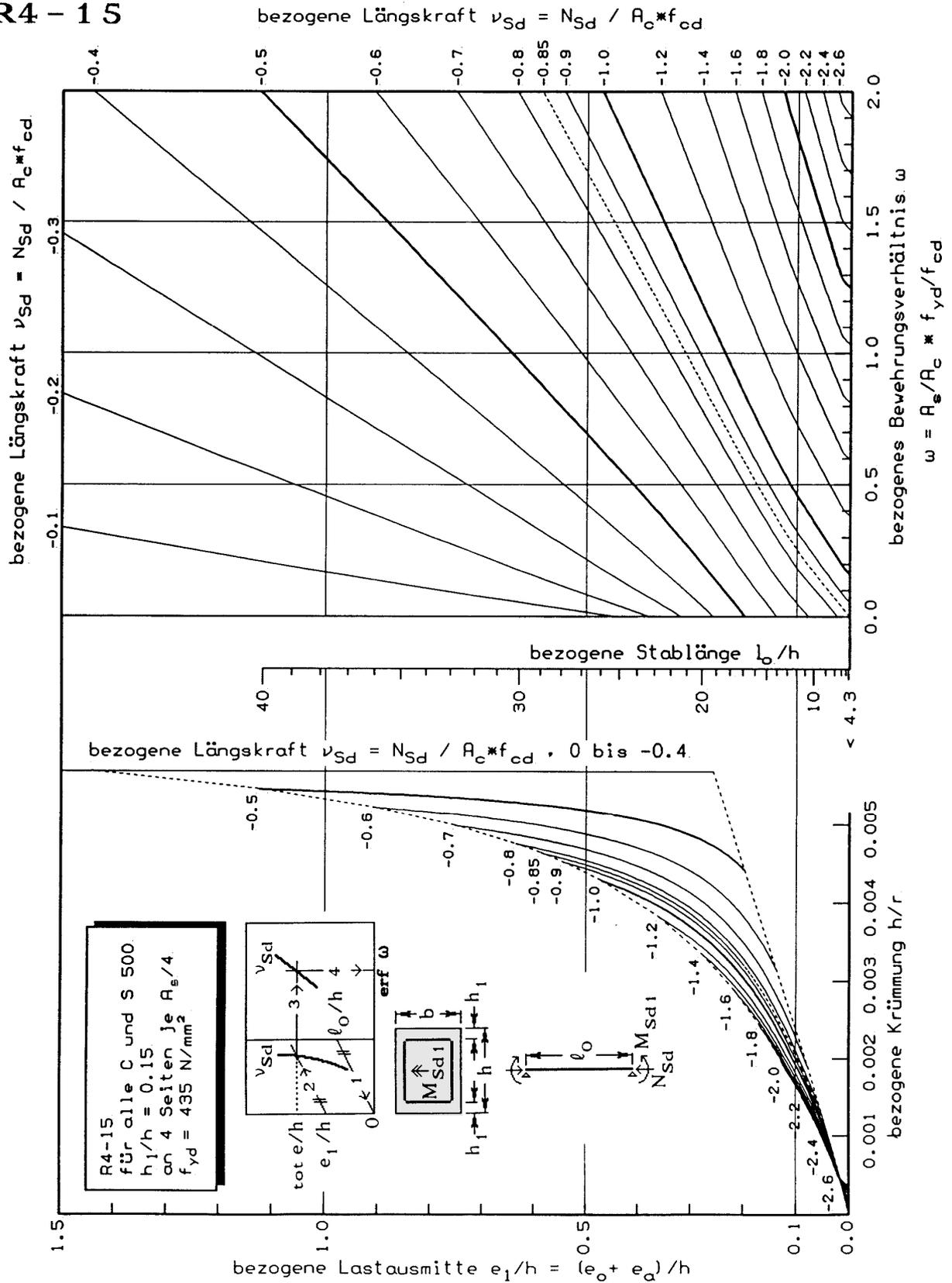
Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



(aus [5.11])

Tafel 7g1

e/h-Diagramm
R4 - 15



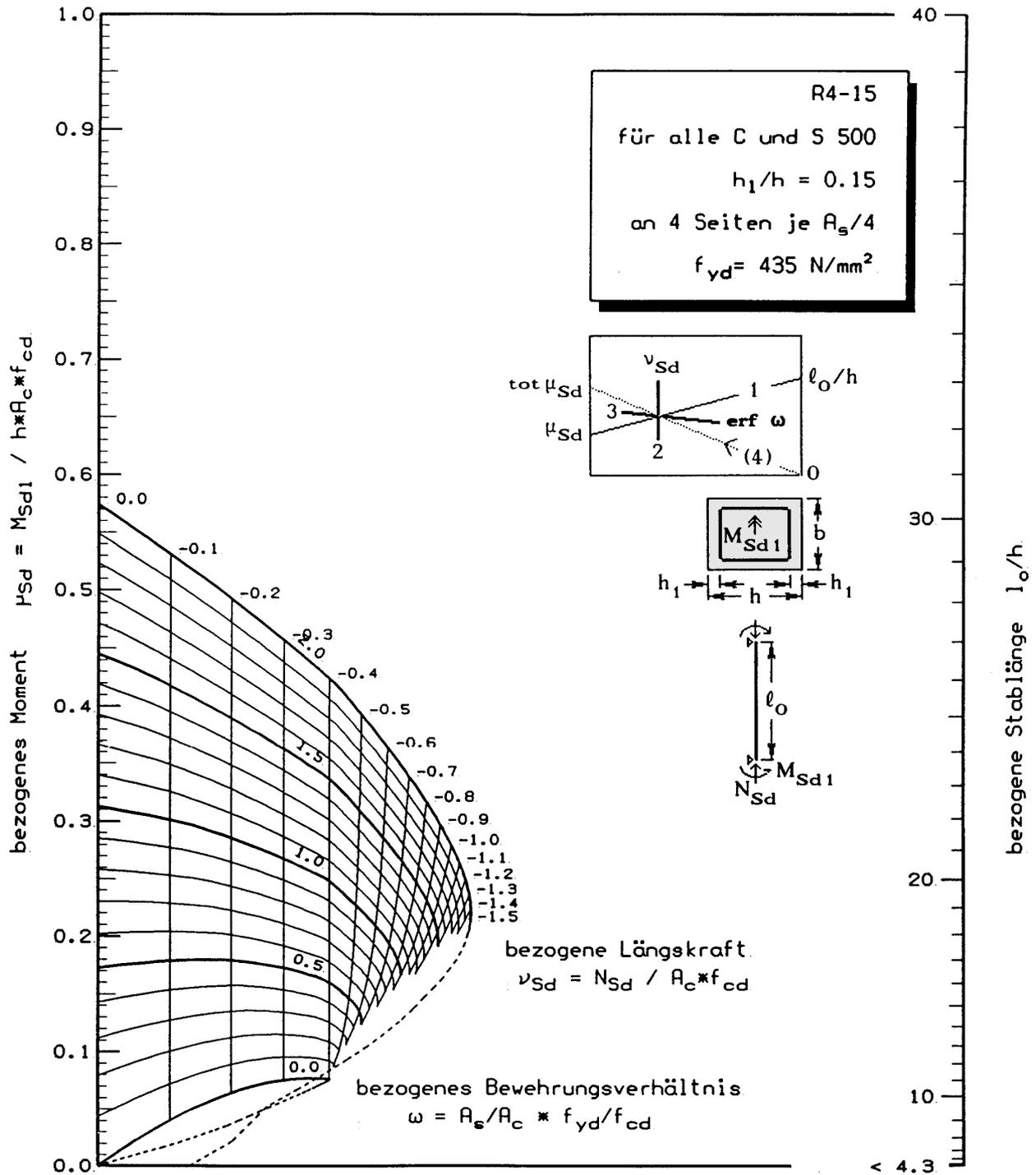
(aus [5.11])

μ-Nomogramm

R4 - 15

$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

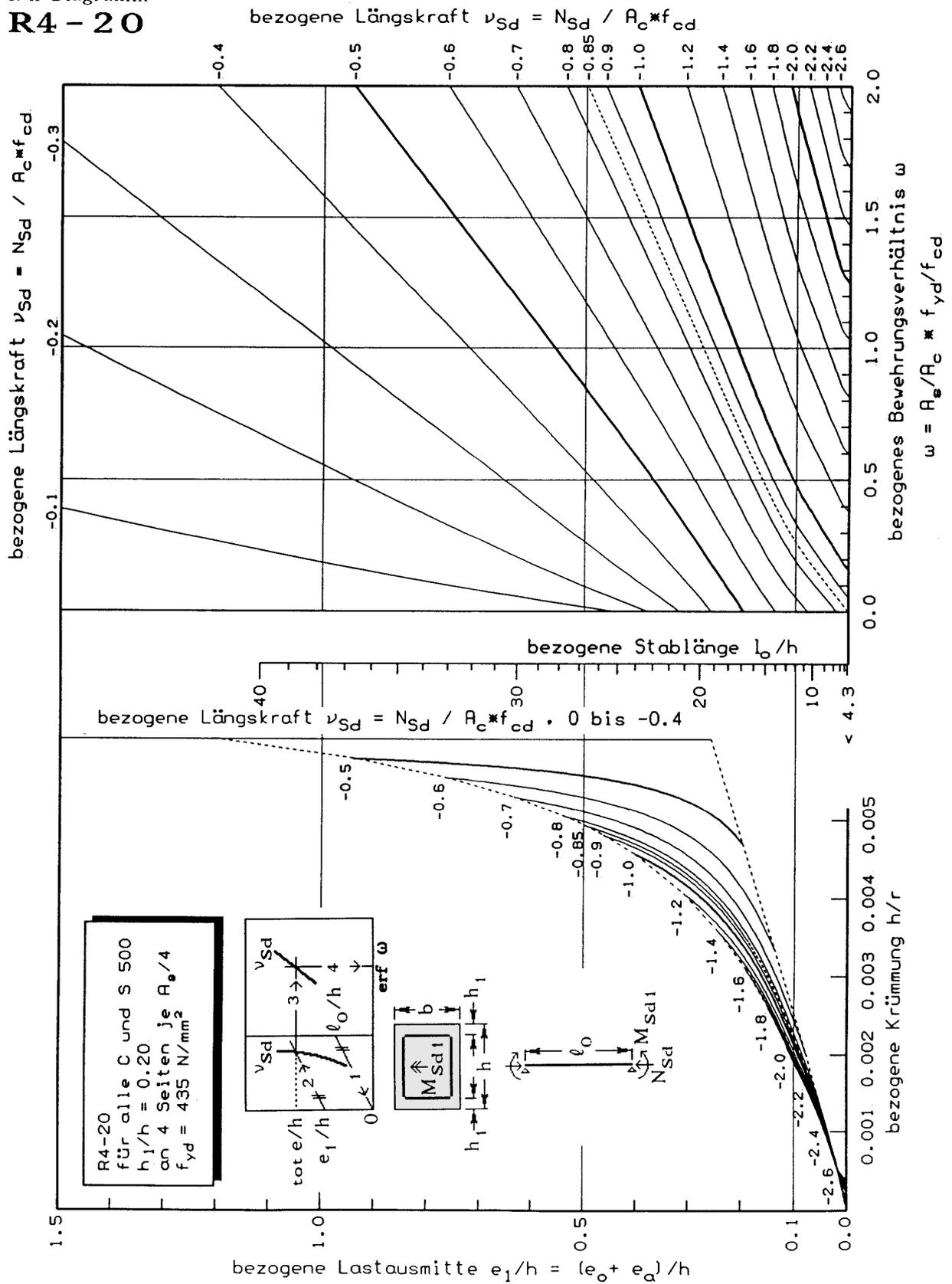
Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



(aus [5.11])

Tafel 7h1

e/h-Diagramm
R4 - 20



R4-20
 für alle C und S 500
 $h_1/h = 0.20$
 an 4 Seiten je $A_s/4$
 $f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$

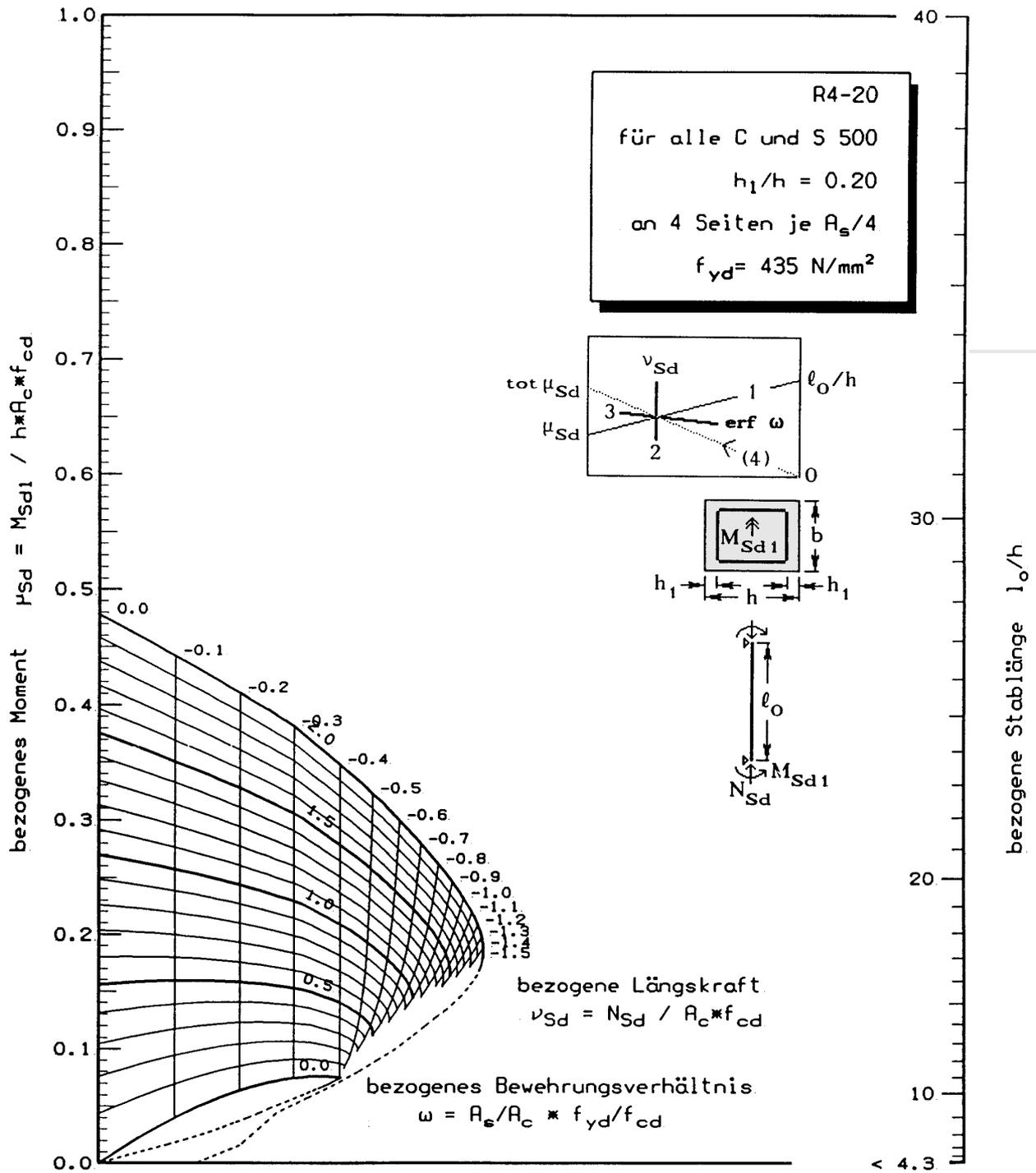
(aus [5.11])

μ-Nomogramm

R4 - 20

$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0

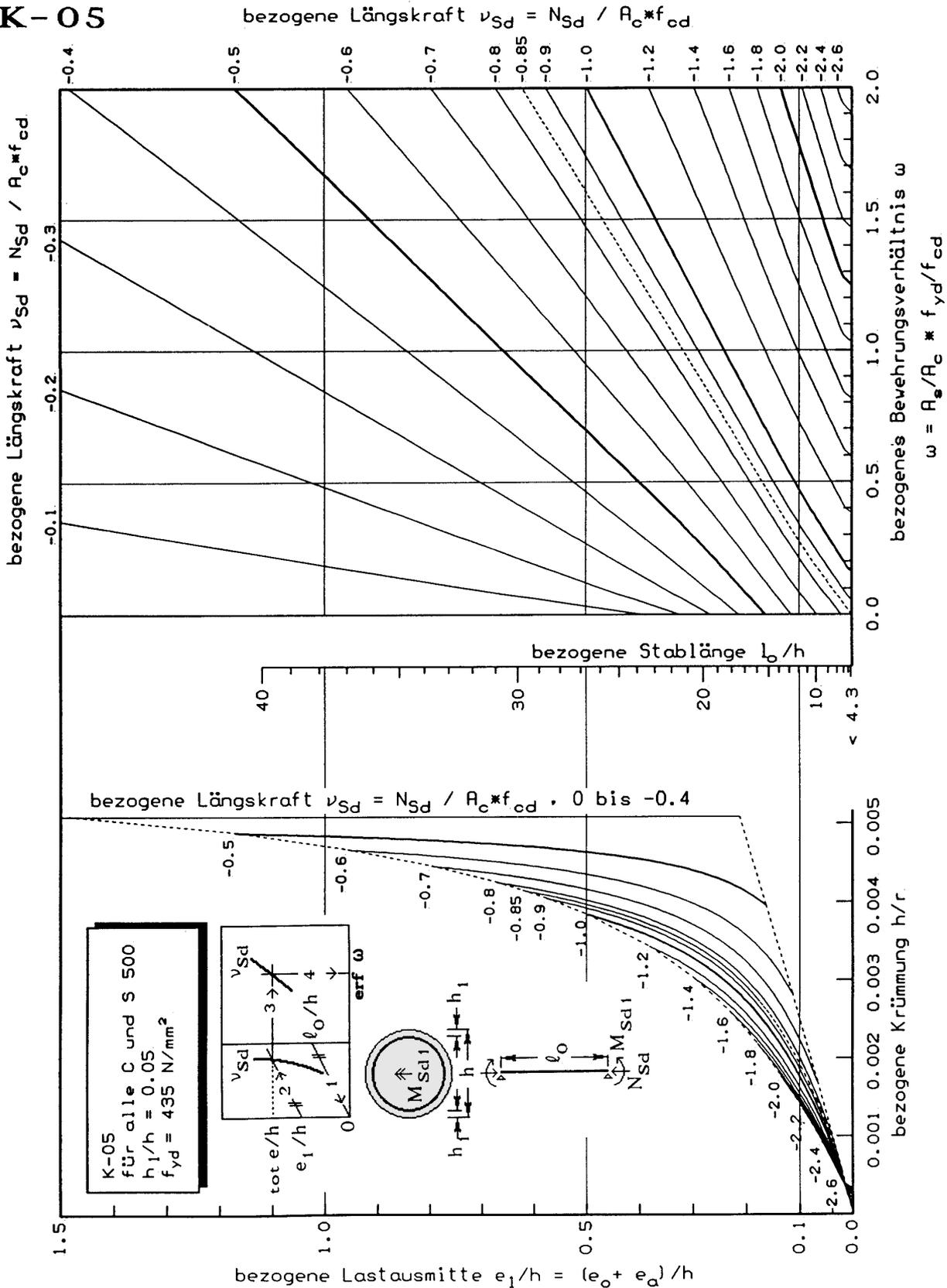


(aus [5.11])

Tafel 7i1

e/h-Diagramm

K-05

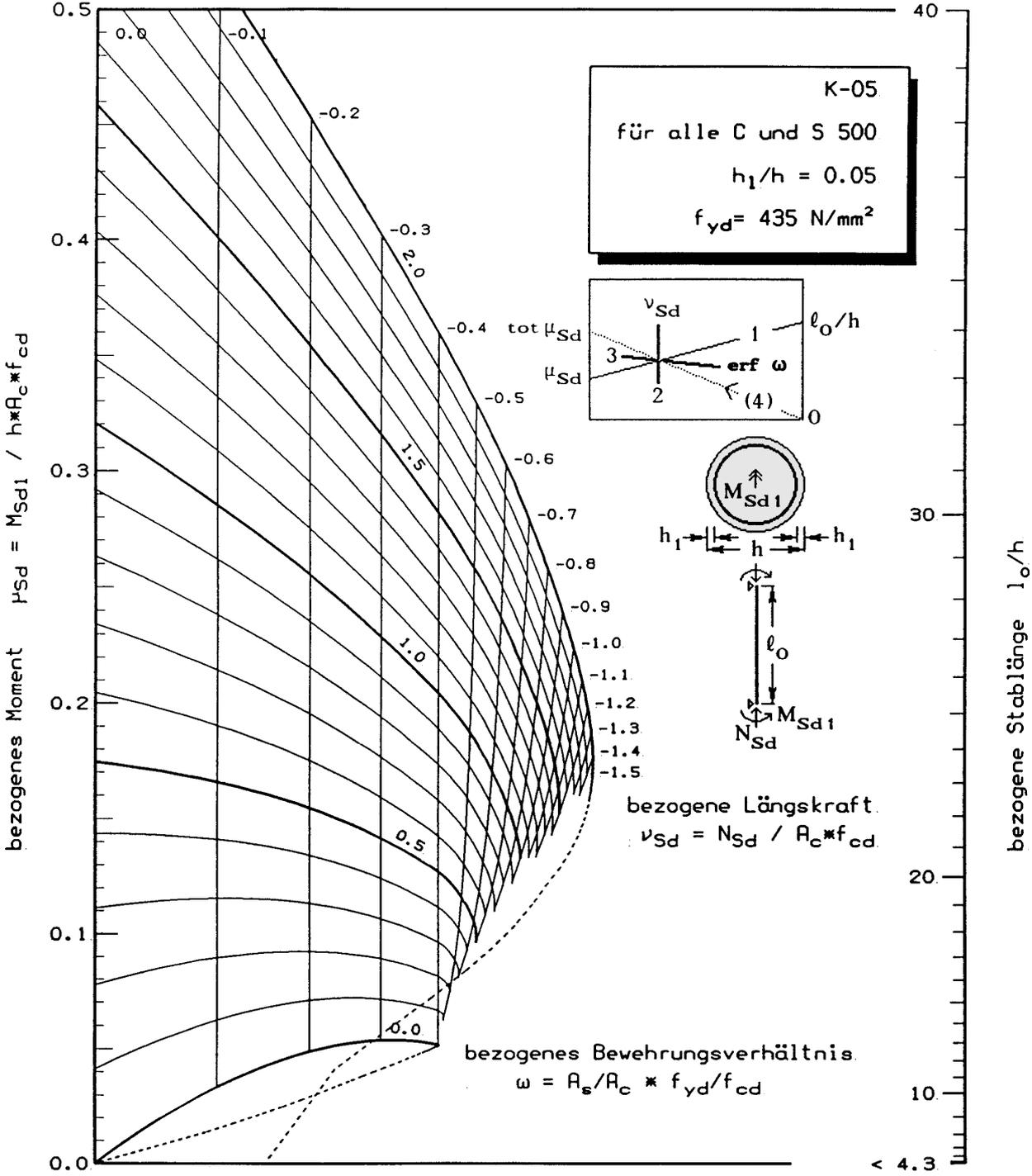


(aus [5.11])

μ -Nomogramm
K-05

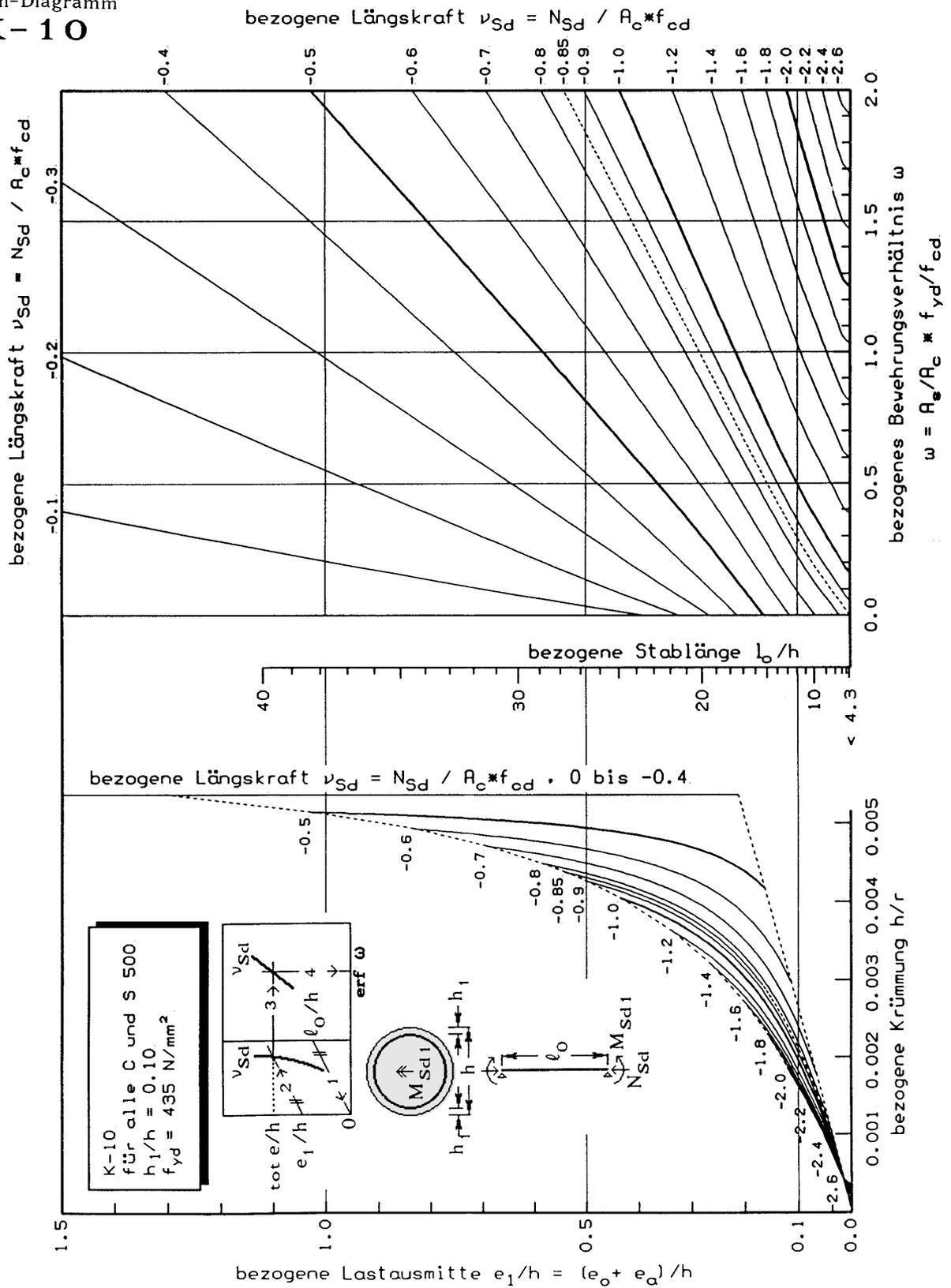
$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



(aus [5.11])

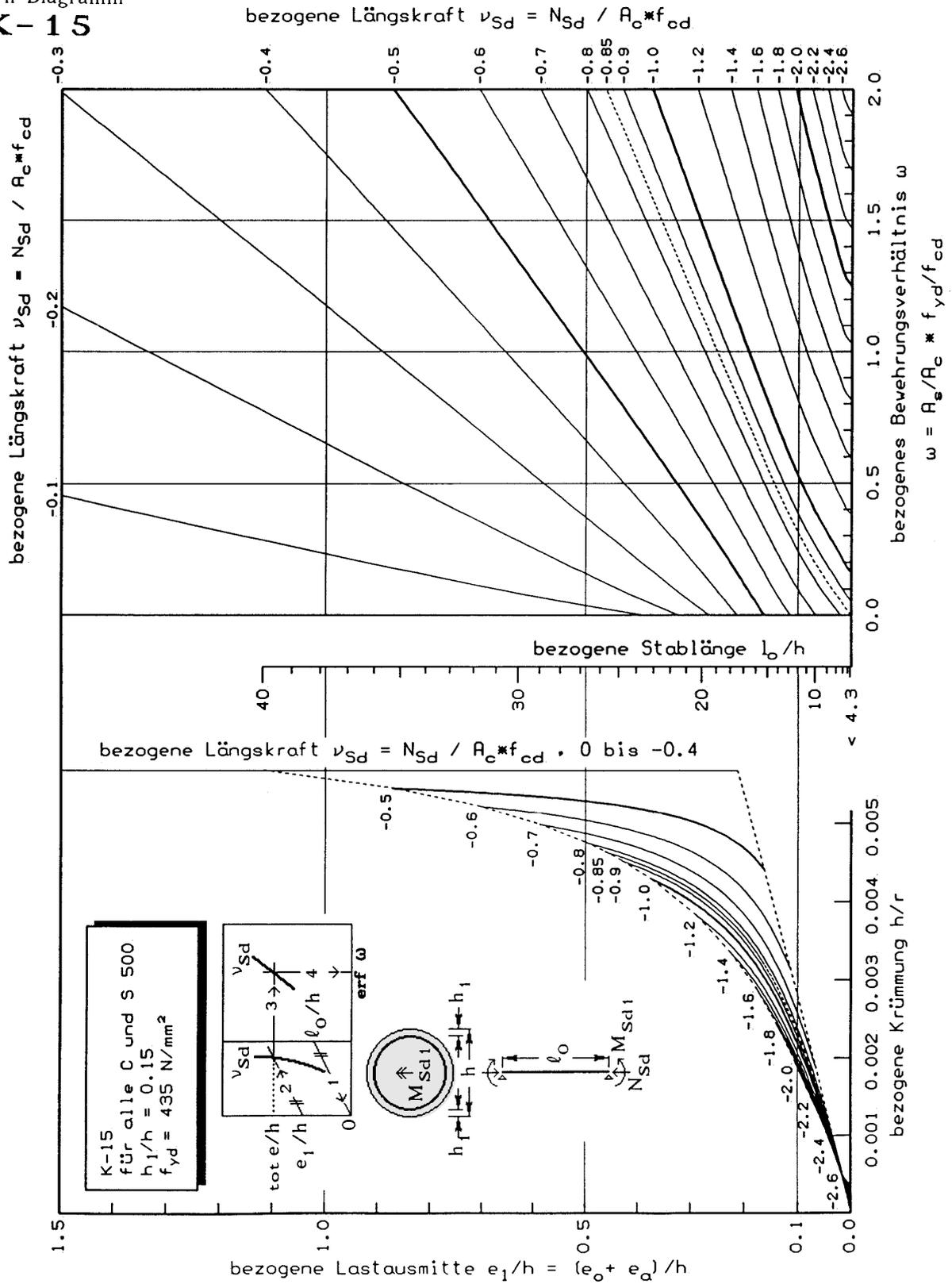
e/h-Diagramm
K-10



(aus [5.11])

e/h-Diagramm

K-15

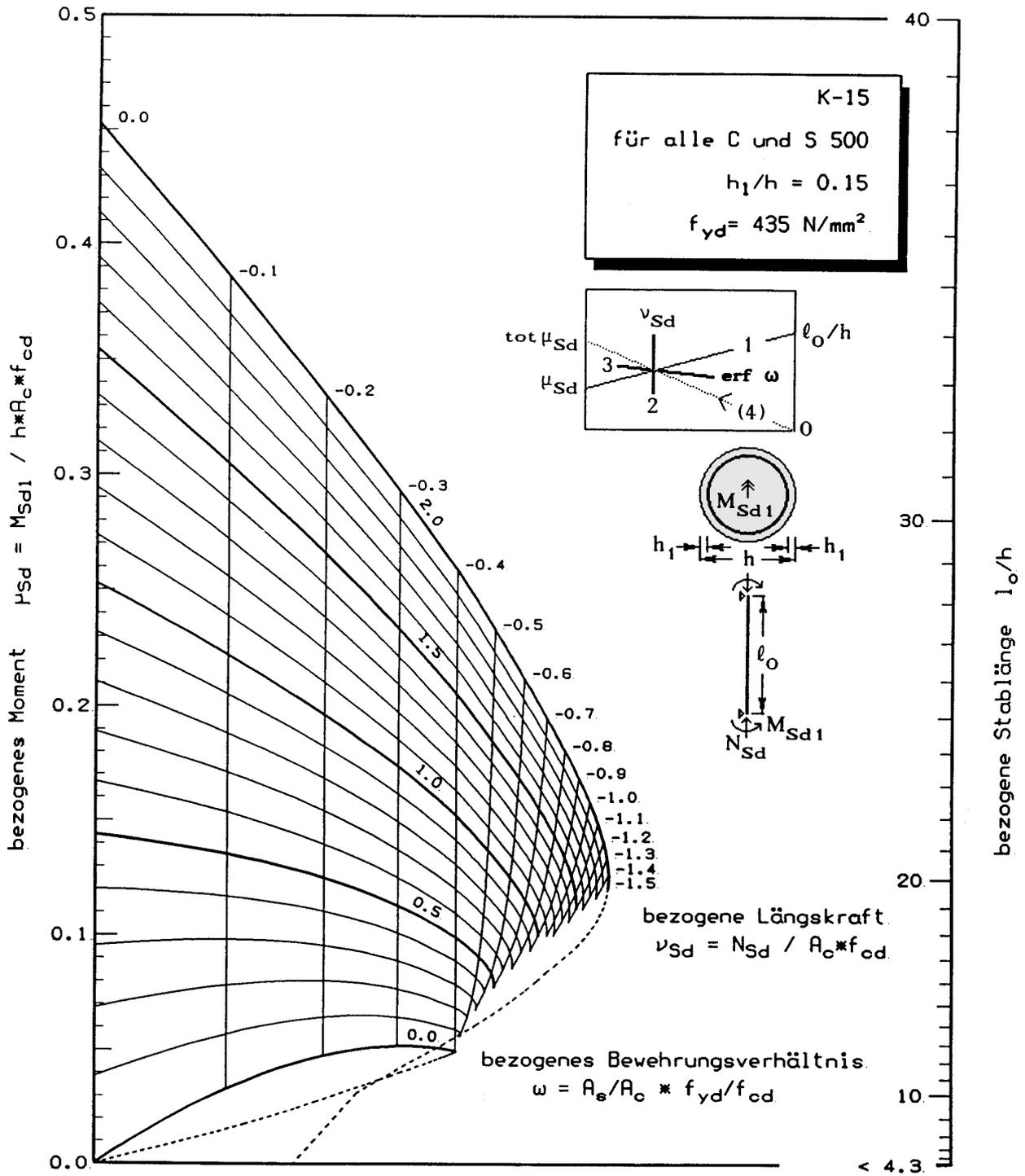


(aus [5.11])

μ-Nomogramm
K-15

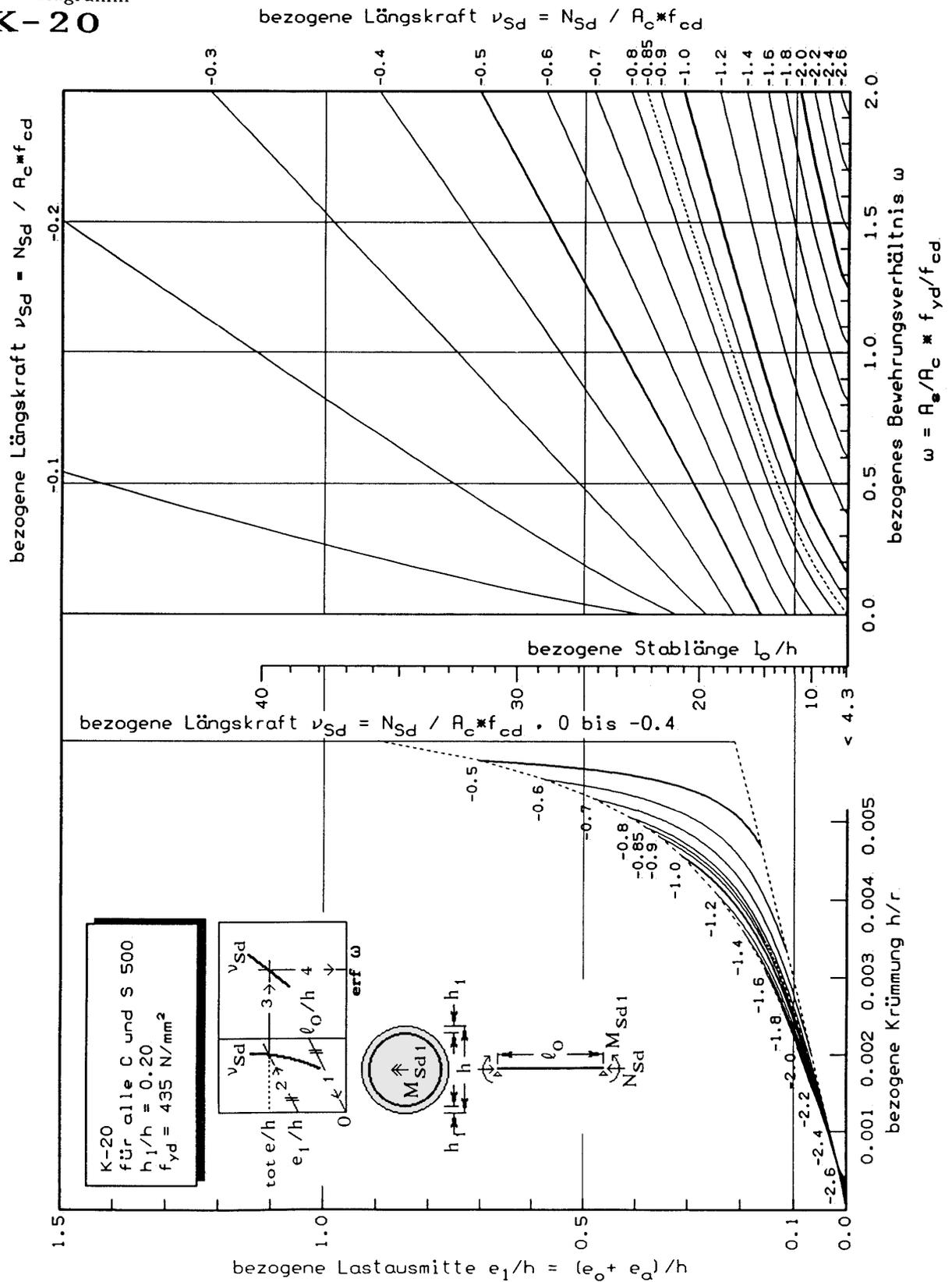
$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



(aus [5.11])

e/h-Diagramm
K-20



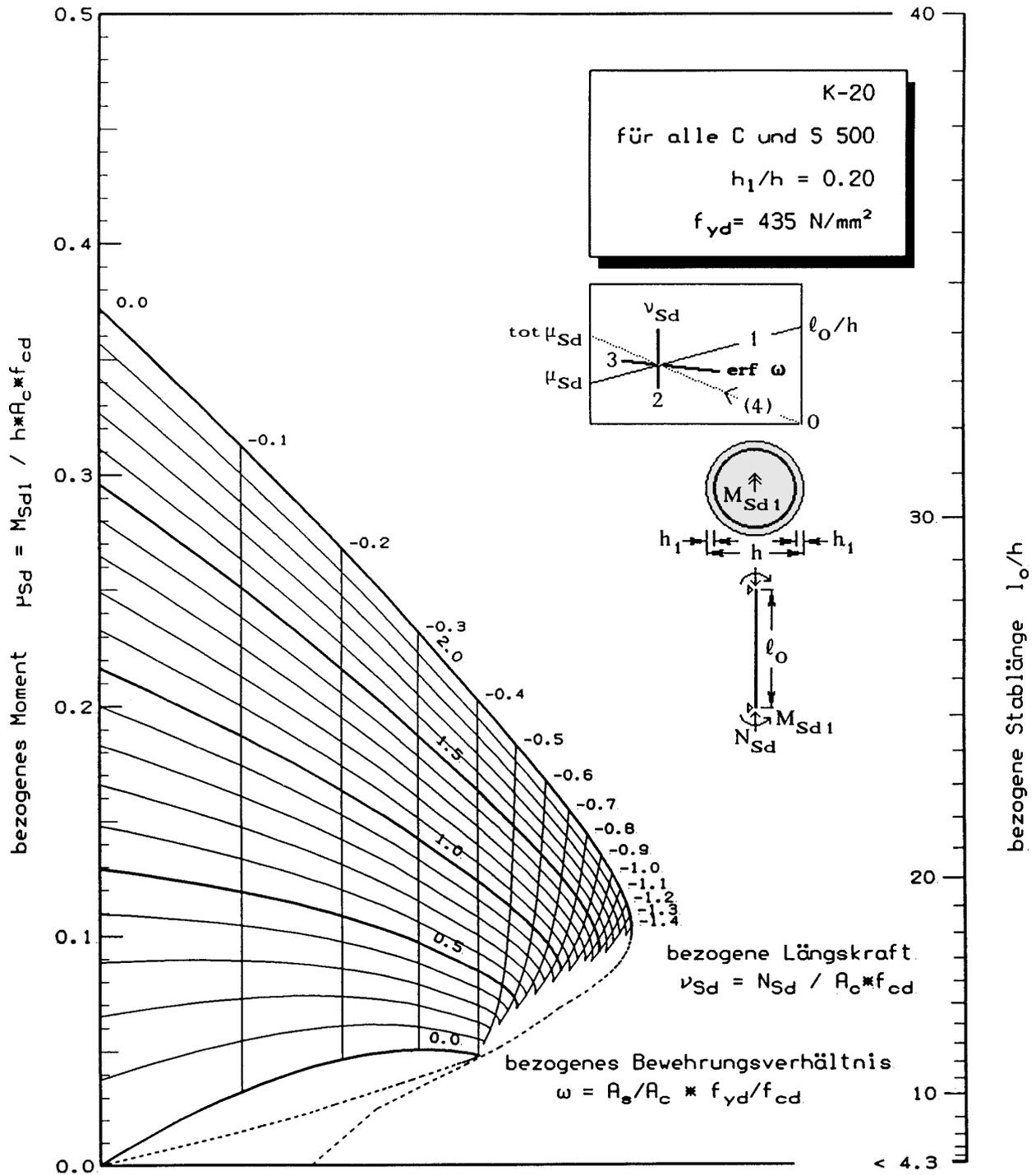
(aus [5.11])

μ-Nomogramm

K-20

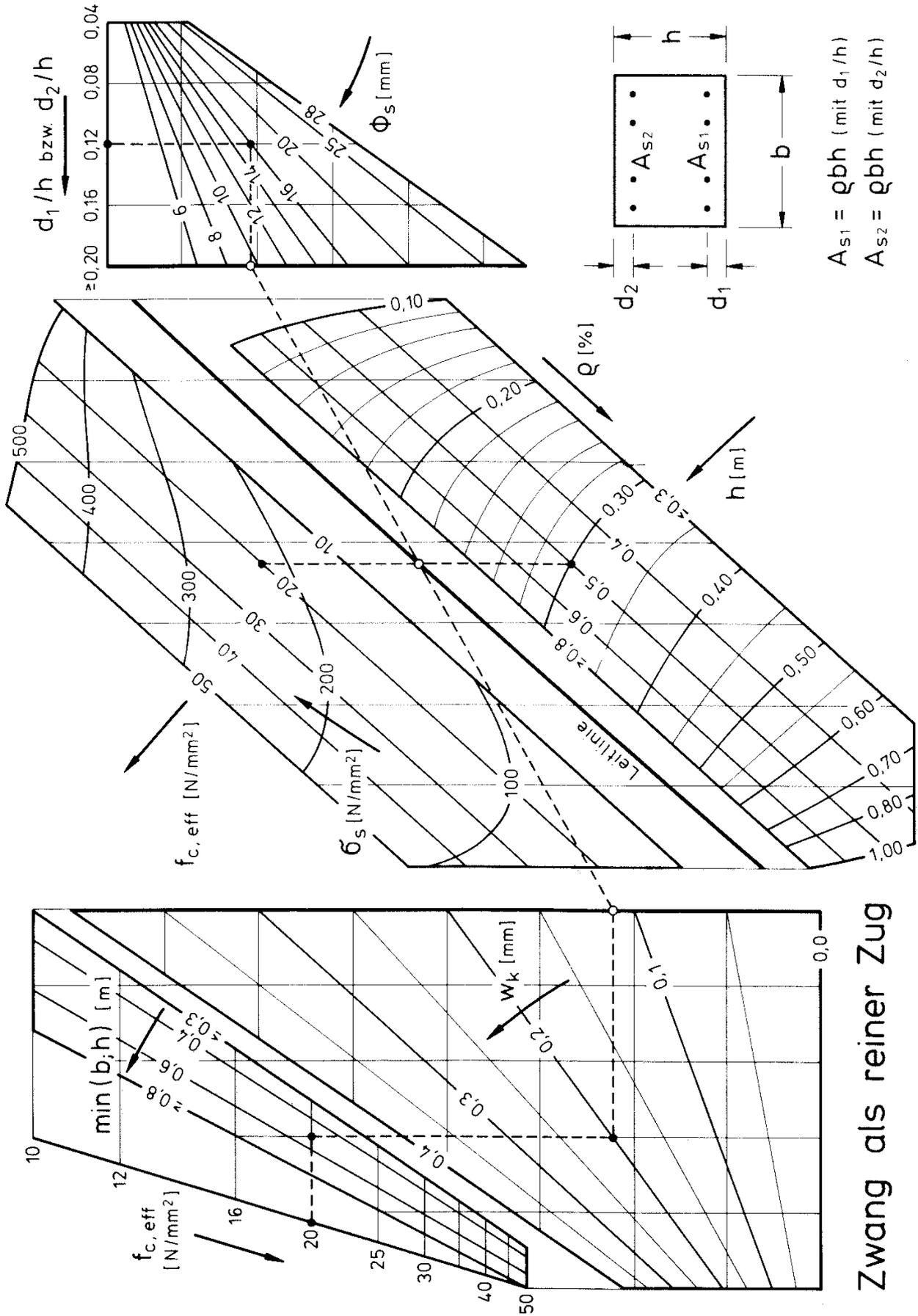
$$A_s = \frac{\omega}{f_{yd}/f_{cd}} A_c$$

Betonfestigkeitsklasse C	16/20	20/25	25/30	30/37	35/45	40/50	45/55	50/60
f_{yd}/f_{cd}	40.8	32.6	26.1	21.7	18.6	16.3	14.5	13.0



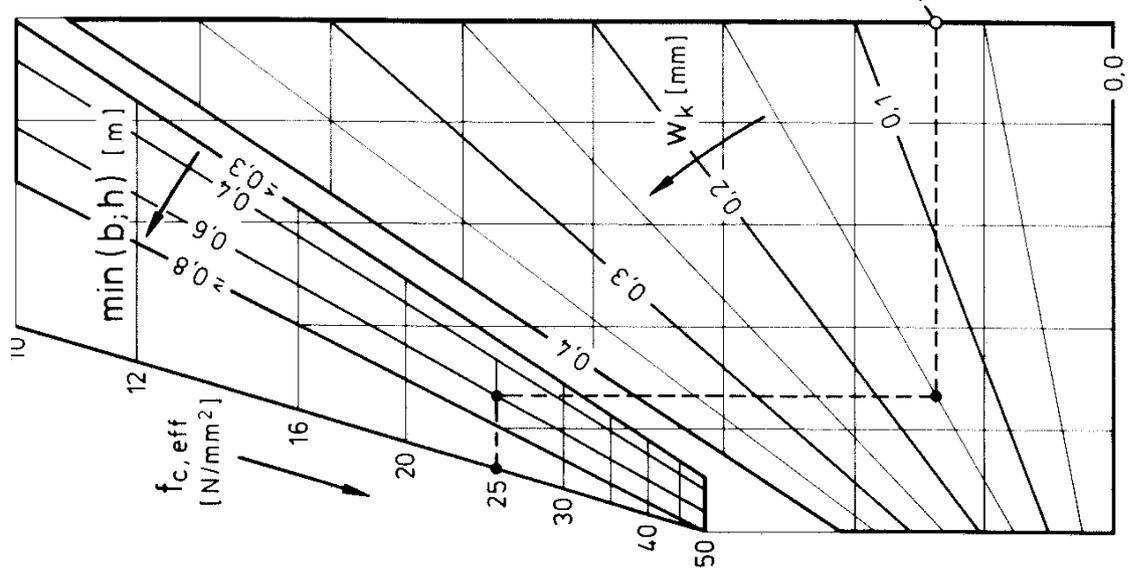
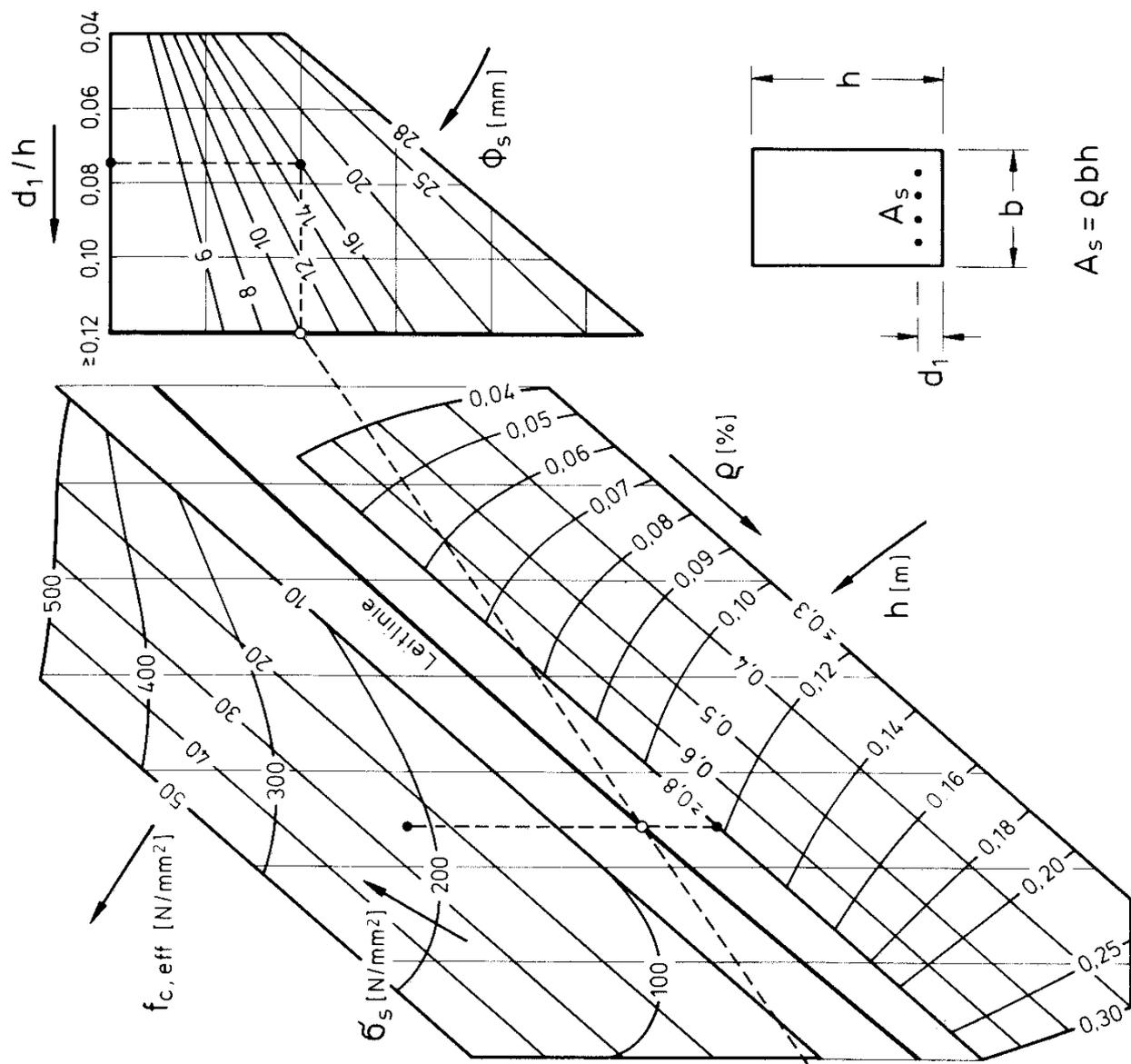
(aus [5.11])

Tafel 8a



Zwang als reiner Zug

Rißbreite für Rechteckquerschnitte bei innerem Zwang infolge reiner Zugbeanspruchung (aus [5.11])



Zwang als reine Biegung

Rißbreite für Rechteckquerschnitte bei innerem Zwang infolge reiner Biegebeanspruchung (aus [5.11])

Normen und Richtlinie

Normen

ENV 1992			Eurocode 2, Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken
	T 1-1	(06.92)	Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau (Europäische Vornorm)
	T 1-2	(05.97)	Tragwerksbemessung für den Brandfall
	T 1-3	(12.94)	Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen (Europäische Vornorm)
	T 1-4	(12.94)	Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge (Europäische Vornorm)
	T 1-5	(12.94)	Tragwerke mit Spanngliedern ohne Verbund (Europäische Vornorm)
	T 1-6	(12.94)	Tragwerke aus unbewehrtem Beton (Europäische Vornorm)

DAfStb-Richtlinien

Richtlinien für die Anwendung Europäischer Normen im Betonbau:

(11.91)	Richtlinien zur Anwendung von Eurocode 2 - Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken:
(04.93)	Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau
(06.95)	Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau (Ergänzung zur Ausgabe 04.93)
(06.95)	Teil 1-3: Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen
(06.95)	Teil 1-4: Leichtbeton mit geschlossenem Gefüge
(06.95)	Teil 1-5: Tragwerke mit Spanngliedern ohne Verbund
(06.95)	Teil 1-6: Tragwerke aus unbewehrtem Beton

DAfStb-Hefte:

Für eine Bemessung nach Eurocode 2:

Heft 425 u.a.

Literatur

- [5.10] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau. April 1993, Beuth Verlag, Berlin/Köln
- [5.11] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, DAfStb-Heft 425, Bemessungshilfen zum EC 2, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1992
- [5.12] Litzner, H.-U.: Grundlagen der Bemessung nach Eurocode 2 – Vergleich mit DIN 1045 und DIN 4227, Beton-Kalender 1996, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5.13] König, G./ Liphardt, S.: Hochhäuser aus Stahlbeton. Beton-Kalender 1990, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5.14] Brandt, B.: Zur Beurteilung der Gebäudestabilität. Beton- und Stahlbetonbau 7/76 und 3/77, Ernst & Sohn, Berlin
- [5.15] Grasser, E / Thielen, G.: Hilfsmittel zur Berechnung der Schnittgrößen und Formänderungen von Stahlbetontragwerken, DAfStb-H. 240, Beuth Verlag, Berlin / Köln, 1991
- [5.16] Avak, R.: Euro-Stahlbetonbau in Beispielen, Bemessung nach DIN V ENV 1992
Teil 1: Baustoffe, Grundlagen, Bemessung von Stabtragwerken, 1993;
Teil 2: Konstruktion, Platten, Treppen, wandartige Träger, Wände, 1996;
Werner Verlag, Düsseldorf
- [5.17] Wommelsdorff, O.: Stahlbetonbau
Teil 1: Biegebeanspruchte Bauteile. 6. Auflage, 1989
Teil 2: Stützen und Sondergebiete des Stahlbetonbaus. 5. Aufl., Werner Verlag, Düsseldorf, 1993
- [5.18] Pieper, K./ Martens, P.: Näherungsberechnung vierseitig gestützter durchlaufender Platten im Hochbau. Beton- und Stahlbetonbau 6/66 und 7/67, Verlag Ernst & Sohn
- [5.19] Hahn, J.: Durchlaufträger, Rahmen, Platten und Balken auf elastischer Bettung, 14. Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf, 1985
- [5.20] Czerny, F.: Tafeln für Rechteckplatten. Beton-Kalender, verschiedene Jahrgänge, Verlag Ernst & Sohn
- [5.21] Mattheiß, J.: Platten und Scheiben, Werner Verlag, Düsseldorf, 1982
- [5.22] Zilch / Rogge: Bemessung von Beton-, Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach EC 2 für die Grenzzustände der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit. Beton-Kalender 1998, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5.23] Kupfer / Grasser / Graubner / Harth / Pratsch / Georgopoulos: Bemessen unter Berücksichtigung begrenzter Plastizierbarkeit, in: Plastizität im Stahlbeton- und Spannbetonbau und innere Tragsysteme, Band 3, 1989, Verband Beratender Ingenieure, Landesverband Bayern, Eigenverlag
- [5.24] Wicke, M.: Zur Anwendung der Plastizitätstheorie im Massivbau. Zement und Beton 27 (1982), S. 166ff
- [5.25] Kupfer, H.B.: Auswirkungen der begrenzten Plastizität im Betonbau. Bauingenieur 61 (1986), S. 155-160, Springer-Verlag, Berlin
- [5.26] British Standard BS 8110 - Structural use of concrete. Part 1: Code of practice for design and construction. British Standards Institution, 1985
- [5.27] Herzog, M.: Vereinfachte Schnittkraftermittlung für umfanggelagerte Rechteckplatten nach der Plastizitätstheorie. Beton- und Stahlbetonbau 12/90, Verlag Ernst & Sohn
- [5.28] Schlaich / Schäfer: Konstruieren im Stahlbeton. Beton-Kalender 1998, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5.29] Schlaich / Jennewein: Bemessen mit Stabwerkmodellen – Anwendungsbeispiele, in: Plastizität im Stahlbeton- und Spannbetonbau und innere Tragsysteme, Band 2, 1989, Verband Beratender Ingenieure, Landesverband Bayern, Eigenverlag
- [5.30] Leonhardt, F.: Vorlesungen über Massivbau, Teile 1 bis 6, Springer-Verlag, Berlin
- [5.31] Avak, R.: Stahlbetonbau in Beispielen
Teil 1: Baustoffe, Grundlagen, Bemessen von Stabtragwerken, 2. Auflage, 1994
Teil 2: Konstruktion, Platten, Treppen, Fundamente, 1992,
Werner Verlag, Düsseldorf
- [5.32] Bieger, K.-W.: Stahlbeton- und Spannbetontragwerke nach Eurocode 2; 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin, 1995
- [5.33] Grasser/Kupfer/Pratsch/Feix: Bemessung von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen nach EC 2 für Biegung, Längskraft, Querkraft und Torsion. Beton-Kalender 1996, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5.34] Kordina / Quast: Bemessung von schlanken Bauteilen für den durch Tragwerksverformungen beeinflussten Grenzzustand der Tragfähigkeit – Stabilitätsnachweis. Beton-Kalender 1998, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5.35] Schießl: Rißbreitenbegrenzung, in: DAfStb-Heft 400, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1988

- [5.36] Kordina: Bewehrungsrichtlinien, Umlenkkräfte, in: DAFStb-Heft 400, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1988
- [5.37] Comité Euro-International du Béton: Bulletin d'Information N° 141, Manual on Bending and Compression. Construction Press, London and New York, 1982
- [5.38] Kordina / Nölting: Tragfähigkeit durchstanzgefährdeter Stahlbetonplatten. DAFStb-Heft 371, Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1986
- [5.39] Dieterle / Rostásy: Tragverhalten quadratischer Einzelfundamente aus Stahlbeton. DAFStb-Heft 387, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5.40] Steinle: Zum Tragverhalten von Blockfundamenten für Stahlbetonfertigteilstützen. Vortrag Betontag 1981, Deutscher Beton-Verein, 1981
- [5.41] Eligehausen / Gerster: Das Bewehren von Stahlbetonbauteilen – Erläuterungen zu verschiedenen gebräuchlichen Bauteilen. DAFStb-Heft 399, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1993
- [5.42] Grasser / Kordina / Quast: Bemessung von Beton- und Stahlbetonbauteilen nach DIN 1045, Ausgabe 1978. DAFStb-Heft 220, 2. überarbeitete Auflage, 1979, Verlag Ernst & Sohn, Berlin.
- [5.43] Franz: Konstruktionslehre des Stahlbetons. Band I, Grundlagen und Bauelemente, 4. Auflage, Franz / Schäfer / Hampe: w.v. Band II, Tragwerke, 2. Auflage, Springer-Verlag, Berlin
- [5.44] Keysberg, J.: Grafische Reißbreitenermittlung bei Biegung infolge Lastbeanspruchung nach DIN 1045 und Eurocode 2. Die Bautechnik 4/97, S. 250-255
- [5.45] Jennewein / Schäfer: Standardisierte Nachweise von häufigen D-Bereichen. DAFStb-Heft 430, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1992
- [5.46] Kordina / Schaaff / Westphal: Empfehlung für die Bewehrungsführung in Rahmenecken und -knoten. DAFStb-Heft 373, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1986
- [5.47] Kowalski, R.-D.: Schal- und Bewehrungspläne, 4. Auflage, Werner Verlag, Düsseldorf, 1992
- [5.48] Förster / Stegbauer: Wandartige Träger, Werner Verlag, Düsseldorf, 1974
- [5.49] Stiglat / Wippel: Platten. 3. Auflage 1983, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5.50] Kirchner, H.: Spannbeton, Teil 1: Begriffe und Grundlagen, Bemessung nach DIN 4227, WIT 14, 4. Auflage in Vorbereitung, Werner Verlag, Düsseldorf
- [5.51] Kirchner, H.: Spannbeton, Teil 2: Berechnungsbeispiele nach DIN 4227, WIT 43, 3. Auflage in Vorbereitung, Werner Verlag, Düsseldorf
- [5.52] Kupfer, H.: Bemessung von Spannbetonbauteilen nach DIN 4227 – einschließlich teilweiser Vorspannung. Beton-Kalender 1994, Verlag Ernst & Sohn
- [5.53] Verband Beratender Ingenieure VBI (Hrsg.): Teilweise Vorspannung (mit Bemessungsbeispielen), Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1986
- [5.54] Bieger, K.-W. / Bertram, D.: Reißbreitenbegrenzung im Spannbeton. Beton- und Stahlbetonbau 5/1981, S. 118-123
- [5.55] König, G. / Fehling, E.: Grundlagen zur Reißbreitenbeschränkung im Spannbetonbau. Beton- und Stahlbetonbau 12/1988, S. 317-323, mit Zuschrift und Erwiderung in 7/1989, S. 189-192
- [5.56] König, G. / Fehling, E.: Zur Reißbreitenbeschränkung bei voll oder beschränkt vorgespannten Betonbrücken. Beton- und Stahlbetonbau 1989, H. 7 S. 161-166, H. 8 S. 203-207, H. 8 S. 238-241
- [5.57] Lücken, A.: Beitrag zur Ermittlung von Spannungen und Verformungen bei teilweiser Vorspannung. Dissertation. RWTH Aachen 1985
- [5.58] Kordina, K.: Zum Tragsicherheitsnachweis gegenüber Schub, Torsion und Durchstanzen nach EC 2 Teil 1 – Erläuterung zur Neuauflage von Heft 425 und Anwendungsrichtlinie zu EC 2. Beton- und Stahlbetonbau 4/1994, S. 97-100
- [5.59] Kordina, K.: Zur Berechnung und Bemessung von Einzel-Fundamentplatten nach EC 2 Teil 1. Beton- und Stahlbetonbau 8/1994, S. 224-226
- [5.60] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-1: Grundlagen und Anwendungsregeln für den Hochbau (Ergänzung zur Ausgabe April 1993). Juni 1995, Beuth Verlag, Berlin/Köln
- [5.61] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-3: Bauteile und Tragwerke aus Fertigteilen. Juni 1995, Beuth Verlag, Berlin/Köln
- [5.62] Deutscher Ausschuß für Stahlbeton: Richtlinie zur Anwendung von Eurocode 2 – Planung von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken; Teil 1-6: Tragwerke aus unbewehrtem Beton. Juni 1995, Beuth Verlag, Berlin/Köln
- [5.63] Steinle / Hahn: Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau. Beton-Kalender 1995, Verlag Ernst & Sohn, Berlin
- [5.64] Bindseil, P.: Stahlbetonfertigteile - Konstruktion, Berechnung, Ausführung. Werner Verlag, Düsseldorf, 1991
- [5.65] Paschen/Zillich: Versuche zur Tragfähigkeit stumpfgestößer Stahlbeton-Fertigstützen. DAFStb-Heft 316, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1980
- [5.66] Paschen / Zillich: Der Stumpfstoß von Fertigteilstützen. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1980, S. 279-285 und S. 360-364

- [5.67] Paschen / Stockleben / Zillich: Querzugbeanspruchung durch Mörtelfugen infolge Mörtelquerdrehung und Teilflächenbelastung. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1981, S. 385-392
- [5.68] Müller / Sasse / Thormählen: Stützenstöße im Stahlbeton-Fertigteilbau mit unbewehrten Elastomerlagern. DAFStb-Heft 339, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1982
- [5.69] Seiler / Kupfer / Manleitner: Stahlbetonfertigteile, Geschoßdecken, Dachdecken und vergleichbare Bauteile mit Fertigteilen; in: DAFStb-Heft 400, S. 125-128, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1988
- [5.70] Mainka / Paschen: Untersuchungen über das Tragverhalten von Köcherfundamenten. DAFStb-Heft 411, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1990
- [5.71] Dieterle / Steinle: Blockfundamente für Stahlbetonfertigtstützen. DAFStb-H. 326, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1981
- [5.72] Deutscher Beton-Verein: Beispiele zur Bemessung von Betontragwerken nach EC 2. Bauverlag, Wiesbaden, 1994
- [5.73] Grasser, E.: Grundlagen zur Ermittlung der Schnittgrößen; in: DAFStb-H. 400, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1988
- [5.74] Ruge, T: Momentenumlagerung nach Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau 9/1993, S. 241-246
- [5.75] Zilch / Staller / Rogge: Bemessung und Konstruktion von Tragwerken aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton nach DIN 1045-1. Der Bauingenieur 1997, S. 253 bis 261
- [5.76] Pardey, A.: Physikalisch nichtlineare Berechnung von Stahlbetonplatten im Vergleich zur Bruchlinientheorie. DAFStb-Heft 441, Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1994
- [5.77] Haro / Quast: Neuartige Hilfsmittel zur Stützenbemessung nach Eurocode 2. Beton- und Stahlbetonbau 8/1994, S. 209-216
- [5.78] Stiglat, K.: Näherungsberechnung der Durchbiegungen von Biegetraggliedern aus Stahlbeton. Beton- und Stahlbetonbau 4/1995, S. 99-101
- [5.79] Avak / Goris: Bemessungspraxis nach EUROCODE 2, Zahlen- und Konstruktionsbeispiele, Werner Verlag, Düsseldorf, 1994
- [5.80] Geistefeldt / Goris: Ingenieurhochbau - Teil 1: Tragwerke aus bewehrtem Beton nach Eurocode 2, Werner Verlag, Düsseldorf / Beuth Verlag, Berlin/Köln, 1993
- [5.81] Avak / Goris (Hrsg): Stahlbetonbau aktuell, Jahrbuch für die Baupraxis, Beuth Verlag, Berlin / Werner Verlag, Düsseldorf, 1998