

Probekapitel

Beton-Kalender 2009

Konstruktiver Hochbau – Aktuelle Massivbaunormen

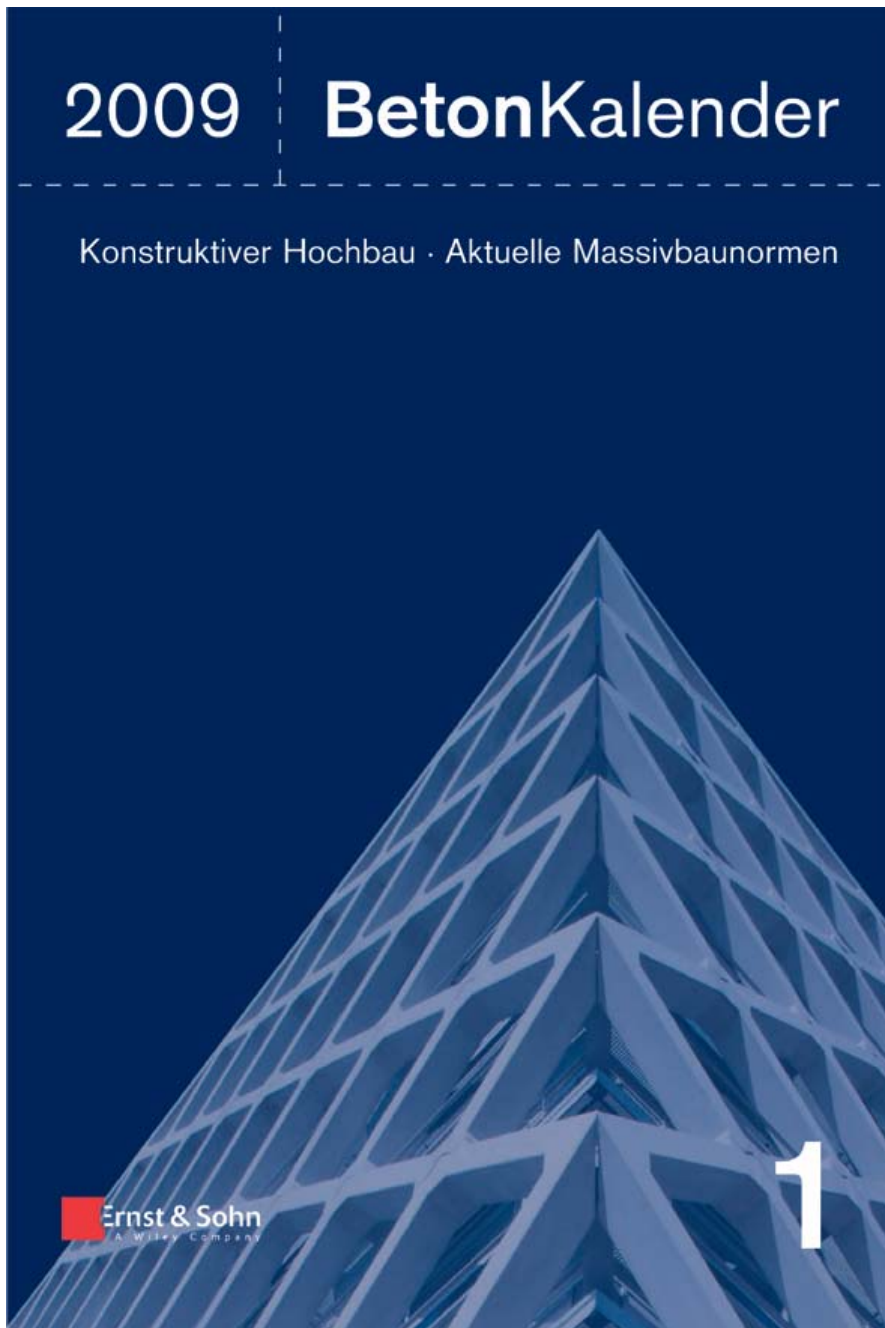
Herausgeber: Konrad Bergmeister, Johann-Dietrich Wörner, Frank Fingerloos

Copyright © 2008 Ernst & Sohn, Berlin

ISBN: 978-3-433-01854-5

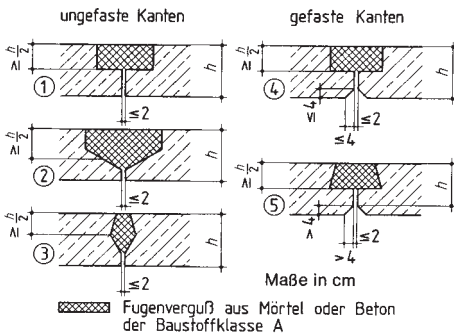
2009 | BetonKalender

Konstruktiver Hochbau · Aktuelle Massivbaunormen

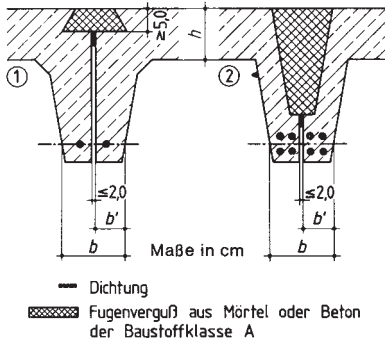


Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und
technische Wissenschaften
GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21, 10245 Berlin
Deutschland
www.ernst-und-sohn.de

 Ernst & Sohn
A Wiley Company



(a) Geschlossene Fugen zwischen Fertigteilplatten (Schema)



(b) Fugen zwischen Balken und Rippen von Fertigteilen (Schema)

Bild 192. Fugen zwischen Fertigteilen

< 2,0 cm darf die für die Bemessung von u und u_s maßgebende Breite b auf beide Rippen bezogen werden.

Bei Dächern dürfen Fugen zwischen Fertigteilen bis zu einer Breite von 2 cm auch offen bleiben, wenn auf der Plattenoberseite eine Wärmedämmschicht der Baustoffklasse A mit einer Dicke von > 8 cm angeordnet wird.

3 Verbindungen von Fertigteilen

Während im Ortbetonbau als wesentliches Merkmal die Bauwerke gleichsam „aus einem Guss“ hergestellt sind, werden im Fertigteilbau einzelne, vorgefertigte Teile erst später zu einem Tragwerk zusammengefügt. Die Fugen zwischen den einzelnen Elementen müssen deshalb kraftschlüssige Verbindungen erhalten. Eine zusammenfassende Darstellung von Verbindungen im Fertigteilbau findet man in [202] und [74]. Obwohl Verbindungen oder Fugen vielfach für die Aufnahme

von Normal- und Querkraften und Biegemomenten ausgebildet sein müssen, wird im Folgenden die Druck-, Zug- und Schubverbindung getrennt behandelt.

3.1 Druckverbindungen

3.1.1 Druckfugen

Fertigteile sollten stets auf Lagerplatten oder im Mörtelbett aufgelagert werden [203, 204, 224]. Trockene Auflagerungen ohne Zwischenlagen sollten nicht verwendet werden. Sie sind nach DIN 1045-1 Abschn. 13.18.2 nur zulässig wenn „die mittlere Betondruckspannung den Wert $0,4f_{cd}$ nicht übersteigt und die erforderliche Qualität der Bauausführung im Werk und auf der Baustelle erreicht wird“ (z. B. Zwischenbauteile in Decken oder Platten für Dächer). Nach unserer bisherigen Praxis sollten bei solchen Lagerpressungen allerdings stets zumindest Weichfaserplatten o. Ä. verwendet werden.

Nach DIN 1045-1 wird zwischen weich- und hartgebeteten Fugen unterschieden. Bei *weichgebeteten* Fugen (Bild 193a) entstehen Stirnzugkräfte infolge seitlichen Ausweichens des Fugenmaterials. Die daraus entstehenden Querkzugspannungen müssen durch Bewehrung abgedeckt werden. Bei weichgebeteten Fugen kann es erforderlich sein, die Fuge selbst zu bewehren.

Als *hartgebetete* Fugen werden solche Fugen bezeichnet, bei denen der Elastizitätsmodul des Fugenmaterials eine Größe von wenigstens 70 % des Elastizitätsmoduls des angrenzenden Bauteils hat.

Bei *hartgebeteten eingeschnürten* Fugen (Bild 193b), entstehen Querkzugkräfte infolge der Kraftumlenkung aus dem Normalbereich in den Einschnürungsbereich, die durch Bewehrung abgedeckt werden müssen [75]. Dabei sind höhere Teilflächenpressungen zulässig (Bild 194).

Nach DIN 1045-1, Gl. (116) gilt:

$$F_{Rdu} = A_{c0} \cdot f_{cd} \cdot \sqrt{A_{c1}/A_{c0}} \leq 3,0f_{cd} \cdot A_{c0} \quad (51)$$

Weitere Untersuchungen wurden von Saleh [210] durchgeführt. Eine zusammenfassende Darstellung findet sich in [209].

Für *hartgebetete vollflächige* Stützenstöße, was dem Normalfall bei hochbelasteten Stützenstößen entspricht, lässt sich die Tragfähigkeit nach DIN 1045-1 wie folgt bestimmen:

$$N_{Rd} = \kappa \cdot (A_{c,n} \cdot f_{cd} + A_s \cdot f_{yd})$$

mit:

$$\kappa = \begin{cases} 1,0 & \text{mit Stirnplatte aus Stahl} \\ 0,9 & \text{mit Stirnflächenbewehrung} \end{cases}$$

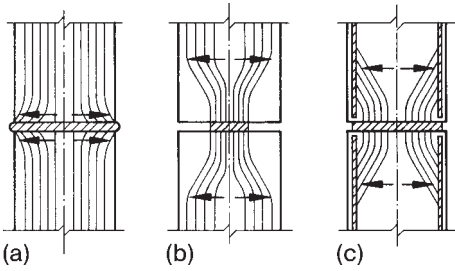


Bild 193. Lagerungsarten von Druckfugen; a) weichgebettete Fuge, Querspannungen infolge seitlichen Ausweichens des Fugenmaterials, b) hartgebettete eingeschnürte Fuge, Querspannungen infolge Einschnürung, c) hartgebettete vollflächige Fuge, Querspannungen infolge Umlenkung des Traganteils der Längsstäbe und des Betonmantels

Hierbei entstehen im Bereich von Stützenkopf bzw. -fuß Querspannungen infolge der Umlenkung des Traganteils der Stützenbewehrung und des Betonmantels (s. Bild 193c).

Mit den Untersuchungen von König und Minnert [211] entstand das DAFStb Heft 499 mit neuen Bemessungsvorschlägen für stumpf gestoßene

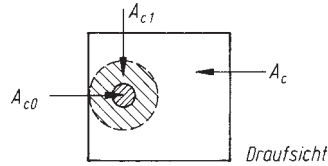


Bild 194. Teilflächen für die Ermittlung der Teilflächenpressung

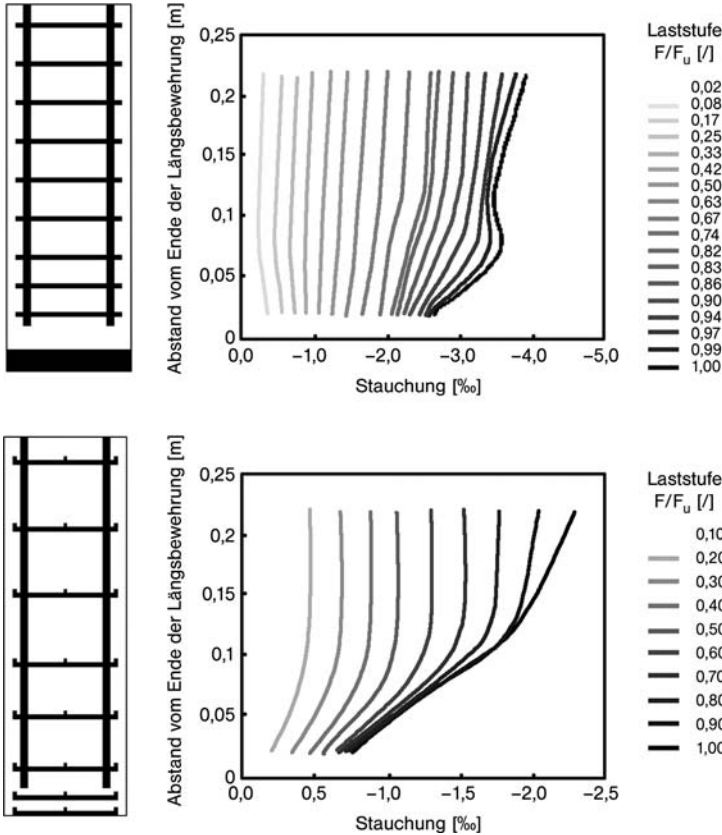


Bild 195. Stauchung der Längsbewehrung eines Versuchskörpers mit und ohne Stahlplatte in der Stützenstirn [211]

Fertigteilstützen aus hochfesten Betonen. Für Stützenstöße aus Normalbeton siehe auch [212].

Es lassen sich grundsätzlich zwei Varianten zur Ausbildung des Stoßbereiches unterscheiden (Bild 195):

- Anordnung einer Stahlplatte,
- Verwendung von Stirnflächenbewehrung.

Die Untersuchungen haben gezeigt, dass bei der Verwendung von Stahlplatten in der Stützenstirn die auftretenden Querdehnungen der Mörtelfuge sehr effektiv behindert werden können und die Beanspruchungen hieraus eher gering ausfallen. Auch kann der gesamte Traglastanteil der Längsbewehrung über die Mörtelfuge hinweg übertragen werden, sodass im Stoßbereich keine Beanspruchungen aus der Endverankerung der Längsbewehrung entstehen (Bild 195).

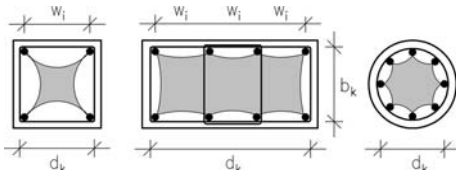


Bild 196. Effektiv umschnürte Fläche in der Bügelsebene [212]

Bei der Verwendung einer Stirnflächenbewehrung hingegen wird nur ein Teil der im Bewehrungsstahl vorhandenen Kraft über Spitzendruck abgetragen. Der größere Teil wird über Verbundspannungen in den umgebenden Beton eingeleitet. Die größere Betonbeanspruchung muss durch ein Umschnüren des Stützenfußes aufgenommen werden (Bild 196). Eine ausreichende Verbügelung des Stützenfußes ist erforderlich. In der Mörtelfuge müssen die Querkzugbeanspruchungen durch die Stirnflächenbewehrung aufgenommen werden.

Bei der konstruktiven Durchbildung sollte darauf geachtet werden, dass die Stirnflächenbewehrung ohne Betondeckung direkt in die Stützenstirn eingebaut und der Stabdurchmesser von $d_s = 12$ mm nicht überschritten wird. Die Mattenendknoten müssen an den Außenseiten der Stütze liegen und die Kreuzungspunkte sollten sorgfältig verschweißt sein. Der Stababstand muss ≤ 5 cm betragen. Die Verteilung der Bügelbewehrung kann nach Bild 197 erfolgen.

In der Praxis sollte beachtet werden, dass Stirnflächenmatten als Sondermatten in aller Regel schlecht verfügbar sind.

Außerdem sollte bei hartgebeteten Fugen von Stützenstößen eine maximal zulässige Fugendicke von 2 cm beachtet werden. Die Einhaltung dieser Begrenzung der Fugendicke stellt die Praxis oft vor Schwierigkeiten, da die Herstelltoleranzen

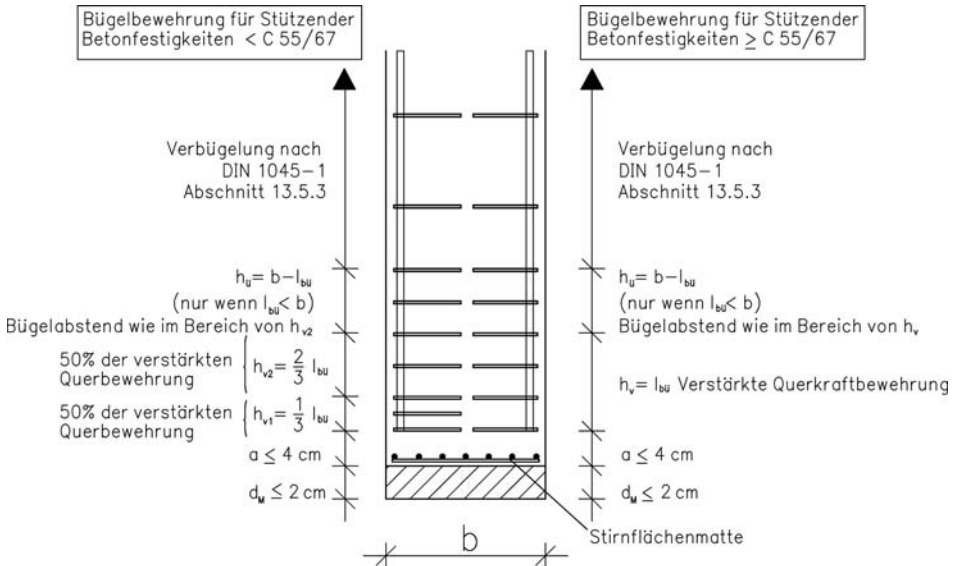


Bild 197. Konstruktive Durchbildung des Stoßbereiches [212]

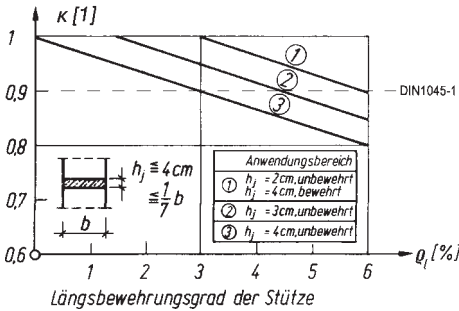


Bild 198. Abminderungsfaktor κ für die aufnehmbare Bemessungskraft zentrisch belasteter Stützenstöße in Abhängigkeit vom Längsbewehrungsgrad und der Mörtelfugendicke (Zwischenwerte können geradlinig interpoliert werden)

für Decken oder Bodenplatten meistens zu größeren Fugendicken führen. Aus den Untersuchungen von *Paschen* und *Zillich* [206, 207] entstand das auf der alten DIN 1045 (1988) basierende DAfStb Heft 316, in dem auch größere Fugendicken geregelt sind. Hierin wird zwischen bewehrten und unbewehrten Fugen unterschieden. Der Abminderungsfaktor κ zur Ermittlung der Tragfähigkeit kann in Abhängigkeit der Fugendicke nach Bild 198 ermittelt werden [206]. Dabei sollte entsprechend DIN 1045-1 der Abminderungsfaktor nicht größer als 0,9 angesetzt werden.

κ ist dabei eine Funktion des geometrischen Bewehrungsgrads ρ und der Fugendicke h_f . Die dafür erforderliche Querbewehrung ist nach den anerkannten Bemessungsverfahren zu ermitteln.

Bei einer gleichzeitigen Wirkung von Normal- und Querkraft in der Fuge kann nach DIN 1045-1 Letztere vernachlässigt werden, wenn die Querkraft $V_{Ed} < 0,1 \cdot N_{Ed}$ ist.

Bei der Bemessung von Druckfugenbereichen innerhalb von Wandstößen mit einseitig oder beidseitig einbindenden Decken, sind Querspannungen infolge Auflagerverdrehung der Decken zu berücksichtigen. Das kann nach DIN 1045-1, 13.7.2 vereinfacht dadurch geschehen, dass beim Spannungsnachweis von Wandfuß und -kopf nur 50 % des tragenden Wandquerschnitts in Rechnung gestellt werden.

Abweichend davon dürfen nach DIN 1045-1 bei der Bemessung 60 % des tragenden Wandquerschnitts in Rechnung gestellt werden, wenn im anschließenden Wandfuß und Wandkopf eine Querbewehrung (Bild 199) angeordnet wird, die mindestens folgende Bemessungszugkraft aufnimmt:

$$a_{sw} = h/8$$

a_{sw} in cm^2/m , h in cm

Der Abstand der Querbewehrung s_w muss in Richtung der Wandlängsnachse

$$s \leq \begin{cases} h \\ 200 \text{ mm} \end{cases}$$

(der kleinere Wert ist maßgebend)

und der Durchmesser d_s der Längsbewehrung A_{sl} am Wandfuß mindestens 6 mm betragen.

Ein höherer Querschnittsanteil als 60 % kann dann berücksichtigt werden, wenn dieses durch Versuchsergebnisse, die die Auflagerbedingungen wirklichkeitsgetreu wiedergeben, nachgewiesen wird [226].

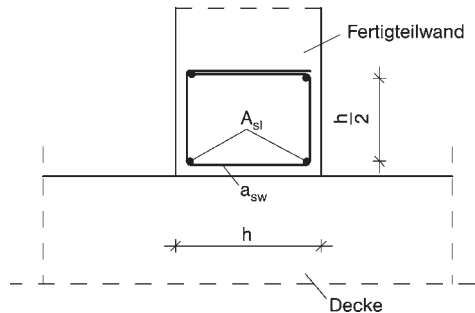


Bild 199. Zusätzliche Querbewehrung bei Wandstößen

3.1.2 Lagerungsbereiche nach DIN 1045-1

In DIN 1045-1, Abs. 13.8.4 werden unter der Überschrift „Lagerungsbereiche“ nicht die Lager selbst, sondern die bauliche Durchbildung der Lagerungsbereiche von Deckenplatten und Trägern behandelt. Nähere Ausführungen finden sich in DAfStb Heft 525. Neben dieser konstruktiven Gestaltung der Lagerungsbereiche sind für die Festlegungen einer Auflagerung

- die Dimensionierung der Bewehrung in den angrenzenden Bauteilen,
- die Begrenzung der Auflagerpressungen und
- die Wahl eines geeigneten Lagers

erforderlich.

Im englischen Text des EC2 wurde zwischen „isolated members“ und „non isolated members“ unterschieden. Unter Letzterem versteht man Bauteile, wie z. B. Hohl- oder Massivplatten, die im Falle eines Lagerausfalls zusätzliche Tragreserven aus dem Querabtrag der Lasten aufweisen, die z. B. durch einen Verguss der Längsfugen möglich

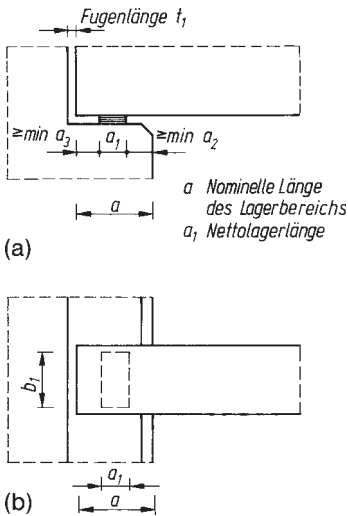


Bild 200. Auflagerbereich; a) Ansicht, b) Grundriss

sind. „Isolated members“ wie z. B. Dachbinder oder Unterzüge weisen demgegenüber eine solche Eigenschaft nicht auf.

Die Auflagertiefe (Bild 200) setzt sich aus dem Grundwert der Lagerlänge a_1 und den Vorhaltemaßen a_2 und a_3 zur Verhinderung des Abplatzens des Betons im unterstützten und stützenden Bauteil zusammen. Dabei werden die Vorhaltemaße auf beiden Seiten des Lagers nicht addiert, sondern statistisch verknüpft. Für weitere Festlegungen siehe DAfStb-Heft 525.

Bei verschieblichen Lagern muss der Lagerbereich a ggf. vergrößert werden. Ebenso muss im Falle, wo ein Träger nicht in der Ebene des Lagers horizontal gehalten wird (Bild 201), der Fugenabstand t_1 , vergrößert werden, um der Auswirkung einer Rotation um den Anschlusspunkt zu entsprechen.

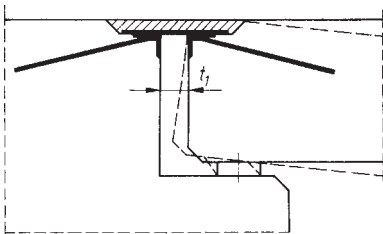


Bild 201. Horizontale Lagerung eines Trägers außerhalb der Lagerebene

3.1.3 Elastomerlager nach DIN 4141

In [213] wird über die Einführung der neuen Lagernorm berichtet. Da dies bis zur Drucklegung noch nicht erfolgte und wesentliche der nachfolgend beschriebenen Zusammenhänge technischer Natur und daher unabhängig von einer Norm sind, sollen die Bemessungsvorschriften nach DIN 4141 im Weiteren dargestellt werden.

Nach DIN 4141 Teil 3, Lagerung für Hochbauten, werden Lager in zwei Lagerungsklassen eingeteilt. Werden die angrenzenden Bauteile außer durch die jeweils rechnerische Pressung in der Lagerfuge nur unwesentlich durch andere Lagerreaktionen beansprucht und die Standsicherheit des Bauwerkes bei Überbeanspruchung des Lagers oder Ausfall der Lagerfunktion nicht gefährdet, so entspricht die Lagerung den Voraussetzungen der Lagerungsklasse 2. Lagerungsklasse 1 umfasst dagegen alle rechnerisch nachzuweisenden Lagerungen, bei denen im Falle des Versagens oder der Überbeanspruchung des Lagers eine Gefährdung der Standsicherheit möglich ist.

Lagerungsklasse 2 gilt in den meisten Fällen des üblichen Fertigteilhochbaues für die Auflagerung von Deckenplatten und -trägern, besonders wenn der Anteil der ständigen Last über 75 % liegt, wobei in vielen Fällen ein Teil der Verkehrslast als quasi-ständige Last betrachtet werden kann. Als Zwischenlagen kommen Weichfaserplatten, Neobest und unbewehrte Elastomerplatten infrage.

Elastomerlager [208] sind dann erforderlich, wenn bei der Übertragung von Auflagerkräften gleichzeitig auch noch geringe Bewegungen zwischen den angrenzenden Bauteilen ausgeglichen werden müssen, also eine zwängungsarme Verbindung erreicht werden soll. Verdrehungen und Verschiebungen werden dabei durch elastische Verformung des Lagerwerkstoffes aufgenommen, weshalb man Elastomerlager auch als Verformungslager bezeichnet (s. DIN 4141, Lager im Bauwesen, Teil 1).

Elastomerlager bestehen aus synthetischem Kautschuk hoher Alterungsbeständigkeit (Markennamen: Neopren, Baypren). Als unbewehrte und bewehrte Lager sind sie in vielen Lieferformen erhältlich und bauaufsichtlich zugelassen.

Elastomerlager können unter Beachtung der zulässigen Beanspruchungen Vertikallasten, Verdrehungen der Auflagerflächen und Bauwerksbewegungen infolge Zwang oder äußere Lasten aufnehmen. Sind die Bewegungen klein, so reichen dünne, unbewehrte Lager aus. Bei größeren Bewegungen werden dickere Lager benötigt, die unbewehrt allerdings auch größere Querkzugkräfte verursachen.

Bewehrte Elastomerlager besitzen korrosions-sicher einvulkanisierte Stahlblechscheiben, die Querkzugkräfte innerhalb des Lagers aufnehmen, sodass die anschließenden Auflagerteile auf Querkzug nur durch Teilflächenbelastung, aber nicht durch das Lager selber beansprucht werden.

a) Unbewehrte Elastomerlager

Unbewehrte Elastomerlager verdanken ihre zunehmende Verbreitung im Hochbau und Industriebau neben ihrer Wirtschaftlichkeit ihrem dauerhaft elastischen Verhalten. Sie können begrenzte Horizontalverschiebungen und geringe Verdrehungen der Lagerfugen aufnehmen und kleine örtliche Unebenheiten ausgleichen.

Unbewehrte Elastomerlager sind wesentlich günstiger als bewehrte und haben diesen gegenüber den Vorteil, dass man nicht auf bestimmte Lieferformen angewiesen ist, sondern die benötigten Lager für den jeweiligen Zweck formgerecht auch mit Aussparungen, z. B. für Dollen, aus großformatigen Platten zuschneiden kann. Sie werden in zunehmendem Maße auch für Deckenauflagerungen verwendet. Unbewehrte Elastomerlager dürfen nur bei vorwiegend ruhender Belastung eingesetzt werden, da bei dynamischer Belastung die Gefahr des Wanderns besteht.

Elastomerlager dürfen in einem Temperaturbereich zwischen -25°C und $+50^{\circ}\text{C}$ verwendet werden. Für die Beurteilung des Verhaltens im Brandfall ist jedoch mehr die Größe, die Einbaulage und die Fugendicke wichtig. Bei einer 3 cm dicken Fuge beträgt die Abbrandgeschwindigkeit bis $0,35\text{ mm/min}$. Daraus ergeben sich Mindestabmessungen der Lager, wenn sie eine bestimmte Feuerwiderstandsdauer erreichen sollen.

Kann das Verhalten ungeschützter Lager nicht beurteilt werden, besteht die Möglichkeit, die Lager durch Dämmschichten vor der Brandeinwirkung zu schützen.

Die Bemessung von unbewehrten Elastomerlagern ist in DIN 4141-15 geregelt [214]. In [223] finden sich einige zusätzliche Erläuterungen hierzu.

Die Norm behandelt Lager, deren Abmessungen den folgenden Bedingungen entsprechen:

$$\text{Lagerdicke: } 5\text{ mm} \leq \frac{a}{30} \leq t \leq \frac{a}{10} \leq 12\text{ mm}$$

$$\text{Lagergröße: } 70\text{ mm} \leq a \leq 200\text{ mm}$$

Bei Gewährleistung geringerer Ebenheitstoleranzen ($1,5\text{ mm}$) darf die Dicke bis auf 4 mm reduziert werden. Grundregel bei der Bemessung der Dicke ist, dass eine direkte Berührung zwischen den Betonteilen auf jeden Fall, auch bei Auflagerverdrehung, vermieden werden muss.

Als Material für unbewehrte Elastomerlager dürfen nur Vulkanisate auf der Basis Chloroprenkautschuk (CR) verwendet werden. Unter Berücksichtigung der zulässigen Teilflächenpressung der angrenzenden Bauteilflächen dürfen Elastomerlager mit einer mittleren Lagerpressung von

$$\sigma_m \leq 1,2 \cdot G \cdot S \quad (52)$$

beansprucht werden, wobei der Schubmodul $G = 1\text{ N/mm}^2$ ist und der Formfaktor S bei Rechtecklagern

$$S = \frac{a \cdot b}{2(a+b) \cdot t} \quad (b \leq 2a) \quad (53)$$

und runden Lagern

$$S = \frac{D}{4 \cdot t} \quad (D = \text{Durchmesser}) \quad (54)$$

beträgt. Bohrungen, z. B. für Dollen, dürfen bis zu 10% der Lagerfläche unberücksichtigt bleiben.

Bei üblichen Lagergeometrien ergeben sich damit Druckspannungen σ_m von 10 bis 12 N/mm^2 . Unter Beachtung der in [216] angegebenen speziellen Anwendungsbedingungen bei Stützenstößen mit „reiner Druckbelastung“ können Druckspannungen bis 20 N/mm^2 zugelassen werden.

Bei Lagerungsklasse 2 sind die infolge Querdehnungsbehinderung des Elastomers entstehenden Querkzugkräfte Z , bei einer Auflagerkraft F zu berücksichtigen mit

$$Z_q = 1,5 \cdot F \cdot t \cdot a \cdot 10^{-5}$$

Dabei sind a und t in mm einzusetzen.

Bei Lagerungsklasse 1 kann die Querkzugkraft, sofern kein genauere Nachweis, z. B. durch Ver-

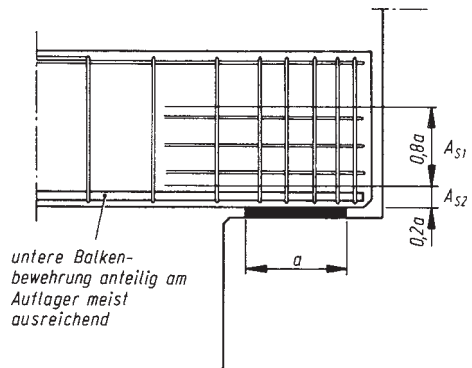


Bild 202. Bewehrungsanordnung im Bereich eines Balkenaufagers (Beispiel nach DIN 4141-5)

suche erfolgt, mithilfe der Angaben in [216] ermittelt werden. Die Bewehrung für die Querkzugkraft ist so nahe wie möglich am Lager anzuordnen.

Die Spaltzugkraft Z_s kann nach der einschlägigen Literatur (z. B. nach F. Leonhardt, Vorlesungen über Massivbau, 2. Teil) ermittelt werden. Da die Ermittlungen nur grobe Vereinfachungen sind, sollte man bei der sich ergebenden Bewehrung nicht zu sparsam sein.

Die Bewehrungsanordnung sollte für beide Einflüsse aus Z_q und Z_s erfolgen. Die erforderliche Bewehrung für Spaltzug und Querkzug ergibt sich zu:

$$\text{erf } A_{s1} > 1,5 \cdot (0,8 \cdot Z_s) / f_{yd}$$

$$\text{erf } A_{s2} > 1,5 \cdot (0,2 Z_s + Z_q) / f_{yd}$$

mit $Z_s \geq 0,1 \times F$

Meist reicht die über das Auflager ohnehin geführte Unterzugbewehrung in Längsrichtung für die in der Tiefe von 0,2 a anzuordnende Bewehrung für die Querkzugkraft aus. Für die Spaltzugkraft sind Zulagen erforderlich, die Bewehrung in Querrichtung erreicht man durch Verringerung des Bügelabstandes.

Beanspruchung parallel zur Lagerebene aus ständigen Lasten (z. B. Lotabweichung, Erddruck usw.) sind unzulässig.

Für Beanspruchungen aus Zwang und kurzzeitigen äußeren Lasten ist bei Lagerungsklasse 1 (nicht bei Lagerungsklasse 2, wo ein Durchrutschen des Lagers nicht zu erwarten oder unschädlich ist) folgender Nachweis zu führen:

$$F_x \cdot F_y = H_1 + H_2 \leq 0,05 F \quad (55)$$

mit

H_1 äußere Horizontalkraft

H_2 Zwängungskraft

Damit ist indirekt auch der Nachweis erbracht, dass die zulässige Schubverformung eingehalten wird.

Für Lager der Lagerungsklasse 1 ist außerdem nachzuweisen, dass der Verdrehungswinkel α (Bild 203) des Lagers infolge elastischer und

plastischer Verformung der Bauteile zuzüglich der Anteile aus Unebenheit und Schiefwinkligkeit der Auflagerflächen der folgenden Bedingung genügt:

$$\text{zul } \alpha \leq \frac{t}{2a} \quad (56)$$

Falls kein genauere Nachweis erbracht wird, darf α durch Addition folgender Einflüsse ermittelt werden:

1. Wahrscheinliche Bauteilverformung unter Gebrauchslast.
2. 2/3 der wahrscheinlichen Bauteilverformungen aus Schwinden und Kriechen.
3. Schiefwinkligkeit mit 0,01.
4. Unebenheit mit $0,625/a$ (a in mm).

Ausführlichere Angaben zu der Größe der aufgezählten Einflüsse finden sich in [215, 217]. Der Drehwinkel α ist so zu beschränken, dass eine direkte Berührung der Betonteile vermieden wird, als Grenzwert sollte da, wo sich die Betonteile am nächsten kommen, immer noch ein Mindestabstand von 3 mm vorhanden sein (Bild 203).

Die sich aus der Verdrehung ergebende Exzentrizität ist für Lagerungsart 1 bei der Bemessung der angrenzenden Bauteile ggf. mit

$$e = \frac{a^2}{2t} \cdot \alpha \quad (57)$$

zu berücksichtigen.

Ein evtl. Einfluss durch Stauchung des Lagers braucht nur in Ausnahmefällen nachgewiesen zu werden. Da die Verformungskennlinien nicht linear sind, ist der Stauchungsanteil der Verkehrslast kleiner als der Anteil der Gesamtlast.

Extrem glatte Begrenzungsflächen wirken sich bei Elastomerlagern schädlich aus, weil dann kein Reibschluss zwischen den unterschiedlichen Baustoffen möglich ist; Schalöl u. Ä. verschlechtern ihn noch.

Die Besonderheiten im Trag- und Verformungsverhalten erfordern also konstruktive Maßnahmen, die bei Verwendung anderer Lagermaterialien in diesem Maße nicht erforderlich sind. Außer der schon erwähnten Aufnahme der Querkzugkräfte nahe der Auflagerfläche als Folge der Querdehnungsbehinderung in den Kontaktflächen erfordert die Sicherung der Kanten bei voll ausgenutzten zulässigen Lagerpressungen besondere Sorgfalt. Hierzu sind folgende aus [218] entnommene Empfehlungen zu beachten:

- Kanten sollten grundsätzlich gebrochen hergestellt werden, da so dem Elastomerlager im Falle übermäßigen Ausquellens nur wenig Angriffsfläche im unbewehrten Kantenbereich geboten wird.

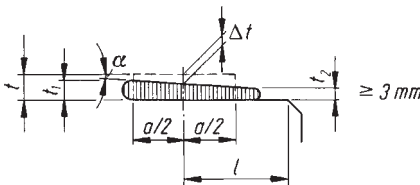


Bild 203. Druck- und Drehbeanspruchung auf ein Elastomerlager

- Die Querkzugbewehrung (Ermittlung z. B. nach [219]) sollte nicht viel tiefer als ca. 30 mm unter der Auflagerfläche liegen.
- Unter dem Lager ist der in Bild 204 skizzierte Bereich durch Bewehrung zu sichern. Das angepasste Maß r_1 gestattet die schadlose Vergrößerung der Aufstandsfläche beim Ausquetschen des Lagers unter Vertikallast und Verdrehung, bei Horizontalverschiebungen und bei ungenauem Lagereinbau. Die Bewehrung ist nach einem der dargestellten Vorschläge zu führen. Sofern die Bewehrung gleichzeitig als Biegezugbewehrung einer Konsole dient, bleibt die zusätzliche Forderung nach einer ausreichenden Endverankerung von diesen Angaben unberührt (vgl. Abschn. 2.6.2).
- Starke Bewehrungskonzentrationen nahe der Auflagervorderfläche sind zu vermeiden, da sie den Verbund der Betondeckung an den tragenden Beton schwächen und schalenförmige Ablösungen zur Folge haben können.
- Auf genaues Ablängen, Biegen und Verlegen der Kantenbewehrung ist sorgfältig zu achten.
- Abgebogene Bewehrungsstäbe aus Stützen-Längsbewehrungen oder aus Konsolen-Biegebewehrungen sind zum Kantenschutz wegen der großen Biegerollenradien und der ungünstigen Verteilung in Auflagerquerrichtung i. Allg. ungeeignet. Dagegen ermöglichen horizontal liegende Schlaufen oder engmaschige Matten eine wirkungsvolle und zugleich wirtschaftliche Bewehrungsführung.
- Unabhängig von einer Oberflächenbewehrung ist stets auch eine geeignete Spaltzugbewehrung in einem entsprechenden Abstand von der Oberfläche und in einer den Spaltzugkräften angepassten Größe und Verteilung anzuordnen (Bild 202).

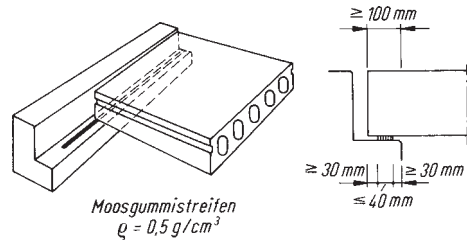


Bild 205. Auflagerung von Spannbetonhohlplatten (nach [221])

b) Sonderformen unbewehrter Elastomerlager

Durch Lochung, Noppung oder sonstige Querschnittsgestaltung – auch Moosgummi (s. u.) muss hier eingeordnet werden – lässt sich das Druckstauchungs-Verhalten von Elastomerlagern beeinflussen [220]. Angestrebt wird dabei eine gleichmäßigere Spannungsverteilung auch bei größeren Unebenheiten. Das Lager gibt bei Belastung aufgrund der Hohlräume zunächst weich nach, setzt dann jedoch, wenn das Lagermaterial zunehmend diese Hohlräume ausfüllt, der Verformung progressiv einen höheren Widerstand entgegen.

Die Norm behandelt diese Lager wie normale massive Lager, wenn die Dicke t durch den rechnerischen Wert t_r für eine massive Platte gleichen Volumens und gleicher Grundfläche ersetzt wird.

Während die Norm sich auf quadratische, rechteckige oder runde Lager beschränkt, soll nachfolgend noch ein in [221] veröffentlichter Bemessungsvorschlag für streifenförmige Gummilager für Spannbetonhohlplatten beschrieben werden (Bild 205).

Für diese Platten wird eine Mindestauflagertiefe nach Abschnitt 3.1.2, jedoch mindestens 1/125 der Stützweite gefordert. Unter Beachtung eines Abstandes des Lagerrandes von 30 mm von den Betonrändern, um ein Abplatzen der Kanten zu vermeiden, ergibt sich im Hinblick auf die oben angegebene Mindestauflagertiefe eine Breite der Zwischenschicht von ca. 40 mm. Aufgrund von Versuchen mit Spannbeton-Hohlplatten üblicher Abmessungen und Spannweiten sowie mit Gummistreifen der Shorehärten 40 und 60 und Moosgummi mit einer Dichte von 0,5 g/cm³ wird empfohlen, Letzteren in Dicken von $t = 8$ bis 10 mm und einer Streifenbreite von 20 mm als Streifenlager zu verwenden. Damit wird einer Zusammenrückung von 3 bis 4 mm infolge Last und zum Ausgleich von Unebenheiten ein verbleibender Fugenspalt unter Vollast von mindestens 2 bis 3 mm erreicht. Das als Zwischenlager empfohlene Moosgummi wird in Rollen geliefert und gibt es auch als Chloroprenkautschuk.

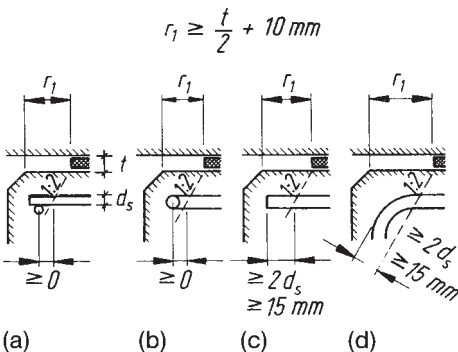


Bild 204. Bewehrungsführung im Auflagerbereich bei unbewehrtem Elastomerlager (nach [218])

c) Gleitlager

Sollen Relativbewegungen zwischen zwei Bauteilen möglich sein, so kann dies, falls sie klein sind, durch entsprechend dick gewählte unbewehrte oder bewehrte Elastomerlager geschehen. Für größere Bewegungen gibt es eine große Anzahl von Hochbau-Gleitlagern, die allerdings keine bauaufsichtliche Zulassung besitzen, sondern deren Herstellung in einigen Fällen auf freiwilliger Basis einer amtlichen Güteüberwachung unterliegt. Die Hochbau-Gleitlager bestehen aus geschmiert oder ungeschmiert aufeinander gleitenden Folien von 0,2 bis 0,5 mm Dicke. Als Material für diese Folien wird Polyäthylen (PE), Polypropylen (PP), Polyvinylchlorid (PVC), Polyamide (PA) oder Polytetrafluoräthylen (PTFE) verwendet, wobei das Letztere am besten geeignet, allerdings auch am teuersten ist (Markennamen: Teflon, Hostaflon usw.).

Da die Folien zu dünn sind, um Unebenheiten auszugleichen oder bei Drehwinkeln unzulässig hohe Kantenpressungen zu verhindern, werden sie außen mit Schaumstoff oder Elastomer kaschiert. Als Zwischenlage zwischen Fertigteilen sollten nur ausreichend (mindestens insgesamt 4 mm) mit Elastomer kaschierte Gleitlager verwendet werden: Statt eines reinen Gleitlagers handelt es sich bei solchen Lagern eigentlich immer um „Verformungsgleitlager“. Als Mittelwert für die zulässige Pressung kann ca. 3 N/mm² angegeben werden. Der Reibungswert ist abhängig von Pressung, Material, Temperatur, Schmierung, Gleitgeschwindigkeit, Randverklebung und der Anzahl der Bewegungen, also von einer Vielzahl von Parametern. Die von den Herstellern oft nur unter Laborbedingungen ermittelten Reibungsbeiwerte weichen von denen, die für die Praxis geeignet sind, zum Teil ganz erheblich ab. Als vorsichtiger Rechenwert kann $\mu = 0,10$ angesetzt werden [222].

d) Bewehrte Elastomerlager

Bewehrte Elastomerlager für höher beanspruchte Lager sind im Grundriss viereckig oder kreisrund. Sie haben ebene, in gleichem Abstand voneinander und symmetrisch zur Ebene in mittlerer Höhe angeordnete Bewehrungseinlagen aus Stahlblech, die durch Warmvulkanisation mit den Elastomerschichten verbunden werden.

Bevor man aber ein aufwendigeres, bewehrtes Elastomerlager wählt, sollte man immer prüfen, ob die Anforderungen, die an das Lager gestellt werden, nicht auch von einem unbewehrten Elastomerlager erfüllt werden können, was bei den meisten Auflagerproblemen des Fertigteilbaus der Fall ist.

Die Anwendung der bewehrten Elastomerlager, mit Ausnahme der kippweichen Lager, wird durch

DIN 4141 Teil 14, Bewehrte Elastomerlager, sowie durch bauaufsichtliche Zulassungen geregelt. Weitere Angaben zu bewehrten Elastomerlagern finden sich in [208].

Bewehrte Elastomerlager unterscheiden sich in folgenden Punkten von unbewehrten Elastomerlagern:

- Während unbewehrte Elastomerlager aus Platten dem jeweiligen Zweck angepasst formgerecht zugeschnitten werden können, gibt es bei bewehrten Elastomerlagern nur die in DIN 4141-14 aufgeführten Regellagergrößen oder die in den bauaufsichtlichen Zulassungen enthaltenen Lagergrößen.
- Die zulässigen Pressungen sind von der Lagergröße abhängig und liegen zwischen 10 N/mm² bei den kleinen und 15 N/mm² bei den großen Lagern. Die bei bewehrten Lagern im Vergleich mit den unbewehrten höheren Werte haben ihre Begründung darin, dass Ausquetschungen der Lager durch Behinderung der Querdehnung durch einvulkanisierte Bleche verhindert werden.
- Die zulässigen Schubverformungen, bezogen auf die Schichtdicke t , sind gleich groß wie bei unbewehrten Elastomerlagern. Da bei bewehrten Lagern aber dickere Lager mit $T = n \cdot t$ zulässig sind, sind bei gleichem t auch die zulässigen Schubverformungen n -fach.
- Bei den Verdrehungen gilt entsprechend die Gesamtverdrehung $\vartheta = n \cdot \alpha$, wenn α der Drehwinkel je Elastomerschicht ist.
- Außer den Spaltzugkräften infolge Teilflächenbelastung sind bei bewehrten Elastomerlagern keine weiteren Querkzugkräfte zu berücksichtigen.

3.1.4 Elastomerlager nach DIN EN 1337 (Entwurf)

Im vorhergehenden Abschnitt sind Elastomerlager nach der derzeit noch gültigen DIN 4141 beschrieben. Diese soll in Kürze zurückgezogen und durch die neue Lagernorm DIN EN 1337 ersetzt werden. Die neue Norm besteht aus insgesamt 11 Teilen, von denen der Teil 3 die Elastomerlager betrifft (vgl. auch [213]).

Mit der Entwicklung von Elastomerlagern, deren zulässige Pressungen oberhalb von 12 N/mm² liegen und einem Tragverhalten, das zunehmend von den Regelungen der DIN 4141 abweicht, wurde auch eine neue normative Regelung erforderlich. Im Zuge der Europäisierung der neuen Normengeneration hat man über mehrere Jahre eine neue Lagernorm entwickelt. Nicht zuletzt die vielen verschiedenen technischen Entwicklungen und die unterschiedlichsten Anforderungen an Lager haben zu folgender Regelung geführt:

a) Es wird künftig keine Lagerungsklassen mehr geben. Die dann gültige *DIN EN 1337-3:2005-07 (Lager im Bauwesen – Teil 3: Elastomerlager)* regelt unbewehrte Elastomerlager aus CR (Chloroprenkautschuk) und NR (Naturkautschuk) für relativ geringe Auflasten (bis ca. 8 N/mm²) und vorwiegend ruhende Einwirkungen. Infolge der begrenzten Beanspruchungen ist die Nachweisführung für die Ermittlung der Pressungen dieser Lager in der Norm sehr vereinfacht.

$$\sigma_{Edm} = \frac{F_{zd}}{A} \leq 1,4 \cdot G_d \cdot S \leq 7 \cdot G_d \quad (58)$$

mit

F_{zd} Bemessungswert der vertikalen Last

A Grundfläche des Lagers

G_d Bemessungsschubmodul des Elastomers

S Formfaktor des Elastomerkörpers

Die Ermittlung der Lagerkräfte und Lagerbewegungen als charakteristische Werte erfolgt mit der seltenen Einwirkungskombination nach DIN 1055-100. Für die Ermittlung der daraus resultierenden Bemessungswerte der Bewegungen – Verschiebungen und Verdrehungen – und der Kräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit werden die charakteristischen Werte aus den einzelnen Einwirkungen mit den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten vergrößert.

b) Alle Lager, die nicht nach a) bemessen werden können, benötigen eine bauaufsichtliche Zulassung. Dies ist z. B. der Fall, wenn Lager nach a) für höhere Beanspruchungen eingesetzt werden sollen, andere Lagertypen oder andere Materialien (EPDM, Etylen-Propylen-Dienterpolymere) verwendet werden. Neben der Zulassung ist für diese Lager ein Bemessungskonzept erforderlich. Derzeit wird hierfür eine sog. Anwendungsnorm erarbeitet, die eine erweiterte Nachweisführung vorgibt. Die Anwendungsnorm muss im Rahmen von zwei Grenzwerten arbeiten: Den unteren Grenzwert bildet die DIN EN 1337-3 und den oberen die gegenwärtige Erfahrungsgrenze von 20 N/mm² Pressung. Bei den klimatischen Einwirkungen wird zwischen Bauteilen im Inneren von gedämmten Gebäudehüllen und Bauteilen, zu denen die Außenluft häufig oder ständig Zugang hat, unterschieden.

Die Nachweise des Lagers erfolgen anstelle von DIN EN 1337-3 auf der Grundlage eines verformungsbezogenen Nachweiskonzepts. Dabei wird zwischen einem genauem und einem einfachen Nachweis unterschieden.

Die mittlere Lagerpressung wird begrenzt, um die seitliche Ausbreitung bzw. Einsenkung der Lager in Grenzen zu halten:

$$\sigma_{Ed,m} = \frac{F_{zd}}{A} \leq \sigma_{Rd,m}$$

Der Bemessungswert der aufnehmbaren mittleren Lagerpressung $\sigma_{Rd,m}$ ist den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen oder der DIN EN 1337-3 zu entnehmen. Bei der Verdrehung am Lager $\alpha_{Ed,tot}$ sind sowohl der Auflagerdrehwinkel des Bauteils als auch eine geometrische Imperfektion zu berücksichtigen.

$$\alpha_{Ed,tot} = \alpha_{Ed,Bauteil} + \alpha_{imp}$$

Der Drehwinkel $\alpha_{Ed,tot}$ des Lagers ist so zu begrenzen, dass unter den Bemessungswerten kein Kantenkontakt auftritt. Da die Lager selbst sehr große Pressungen bzw. Deformationen ertragen können, ohne dass das Elastomer dadurch zerstört wird, stellt die Vermeidung von Schäden an den angrenzenden Bauteilen den eigentlichen Grenzzustand dar.

Die Exzentrizität infolge des Rückstellmoments aus der Lagerverdrehung ist bei der Bemessung der angrenzenden Bauteile zu berücksichtigen. Sie ist künftig den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen der Lager zu entnehmen.

Die Schubverzerrungen im Lager aus den Bauteilverschiebungen und infolge von kurzzeitigen äußeren Lasten $\tan \gamma_{Ed}$ sind wie folgt zu begrenzen:

$$\tan \gamma_{Ed} \leq \tan \gamma_{Rd} \leq 1,0$$

Zusätzlich ist der Nachweis zur Vermeidung eines Gleitens für nicht verankerte Lager zu führen.

Die Anwendungsnorm und die künftigen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen für Elastomerlager im Hochbau sind aufeinander abgestimmt.

3.2 Zugverbindungen

3.2.1 Schweißverbindungen

Da inzwischen nur noch schweißgeeignete Betonstähle auf den Markt kommen, und die im Stahlbau nach DIN 18 800-1 zugelassenen Stähle sowie Rohrstähle für nahtlose und geschweißte Hohlprofile ebenfalls alle schweißgeeignet sind, werden im Fertigteilbau häufig die tragenden Verbindungen im Endzustand als Schweißverbindung ausgeführt.

Grundlage für die Planung, Herstellung und Überwachung von Schweißverbindungen im Stahlbetonbau ist neben der DIN 1045-1 maßgeblich die DIN EN ISO 17 660:2006-12 Teil 1 + 2, Schweißen von Betonstahl. Teil 1 regelt die tragenden Schweißverbindungen, während Teil 2 die nicht tragenden Verbindungen, also Verbindungen, die nur zum Transport oder der Montage erforderlich sind, regelt. Ein Beispiel für Letzteres sind die Listmatten, die mit einem Kreuzungsstoß ausgeführt werden.

9.3.3 Spannungs-Dehnungs-Linie für die Querschnittsbemessung

(1) Die Bemessung ist auf der Grundlage der Nennquerschnittsfläche des Spannstahls unter Ansatz der rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linie in Bild 29 durchzuführen.

(2) Vereinfachend darf ein horizontaler oberer Ast der Spannungs-Dehnungs-Linie nach Bild 29 angenommen werden.

(3) Für die Querschnittsbemessung ist die Stahldehnung ε_p auf den Wert $(\varepsilon_p^{(0)} + 0,025)$ zu begrenzen. Dabei ist $\varepsilon_p^{(0)}$ die Vordehnung des Spannstahls.

(4) Die Spannungs-Dehnungs-Linie in Bild 29 ist für Temperaturen von -40°C bis $+100^\circ\text{C}$ gültig.

(5) Soweit in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen nicht abweichend festgelegt, dürfen für die Bemessung folgende physikalische Eigenschaften des Spannstahls angenommen werden:

- Wärmedehnzahl: $\alpha = 10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$
- Elastizitätsmodul: $E_p = 195\,000 \text{ N/mm}^2$
(Litzen) = $205\,000 \text{ N/mm}^2$
(Stäbe und Drähte)

Im Temperaturbereich zwischen -40°C und $+100^\circ\text{C}$ dürfen die vorgenannten Werte als charakteristische Werte verwendet werden.

10 Nachweise in den Grenzzuständen der Tragfähigkeit

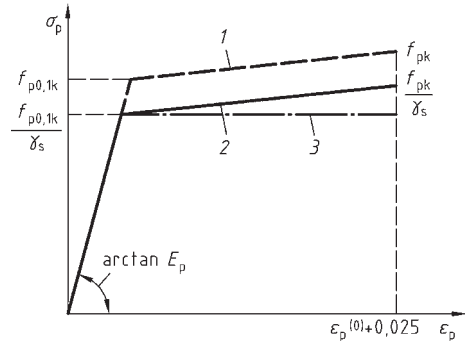
10.1 Allgemeines

(1) In 10.2 bis 10.4 werden Festlegungen für die ungestörten Bereiche von Balken, Platten und ähnlichen Bauteilen getroffen, in denen ein Ebenbleiben der Querschnitte angenommen werden darf. Die Störbereiche dieser Bauteile sowie wandartige Träger und andere Bauteile mit nicht eben bleibenden Querschnitten dürfen nach 10.6 bemessen und konstruktiv durchgebildet werden.

10.2 Biegung mit oder ohne Längskraft und Längskraft allein

(1) Bei der Bestimmung der Grenztragfähigkeit von bewehrten Querschnitten gelten folgende Annahmen:

- Ebenbleiben der Querschnitte,
- starrer Verbund zwischen Beton und im Verbund liegender Bewehrung,
- Nichtberücksichtigung der Zugfestigkeit des Betons,
- Verteilung der Betondruckspannungen entsprechend der rechnerischen Spannungs-Dehnungs-Linien nach 9.1.6,



Legende

- 1 idealisierter Verlauf
- 2 Verlauf für die Bemessung
- 3 vereinfachte Annahme für die Bemessung

Bild 29. Rechnerische Spannungs-Dehnungs-Linie des Spannstahls für die Querschnittsbemessung

- Spannungs-Dehnungs-Linien für Betonstahl nach 9.2.4 und für Spannstahl nach 9.3.3,
- Berücksichtigung der Vordehnung $\varepsilon_p^{(0)}$ bei der Festlegung der Spannung in den Spanngliedern.

(2) Bei unbewehrten Querschnitten gelten die folgende Annahmen und Grundsätze:

- Ebenbleiben der Querschnitte.
- Die Betonzugspannungen dürfen im Allgemeinen nicht angesetzt werden.⁹⁾
- Die Betondruckspannungen können wahlweise aus den für die Bemessung maßgebenden Spannungs-Dehnungs-Linien in 9.1.6 abgeleitet werden.
- Rechnerisch darf keine höhere Festigkeitsklasse des Betons als C35/45 oder LC20/22 ausgenutzt werden.

(3) Die Dehnungen des Betons sind auf ε_{c2u} oder ε_{lc2u} nach Tabelle 9 bzw. Tabelle 10 und die Dehnungen des Betonstahls und des Spannstahls auf $\varepsilon_{su} = +0,025$ bzw. $(\varepsilon_p^{(0)} + 0,025)$ zu begrenzen (siehe Bild 30).

(4) Bei vollständig überdrückten Querschnitten, darf die Dehnung im Punkt C höchstens ε_{c2} oder ε_{lc2} nach Tabelle 9 bzw. Tabelle 10 betragen.

(5) Bei geringen Ausmitten bis $e_d/h \leq 0,1$ darf für Normalbeton die günstige Wirkung des Kriechens des Betons vereinfachend durch die Wahl von $\varepsilon_{c2} = -0,0022$ berücksichtigt werden.

⁹⁾ Ausnahmen wie z. B. Fundamente sind mit $f_{ctd} = f_{ctk; 0,05}/\gamma_c$ (mit γ_c für unbewehrten Beton nach 5.3.3 (8)) zu bemessen (siehe auch 10.3.3 (2)).

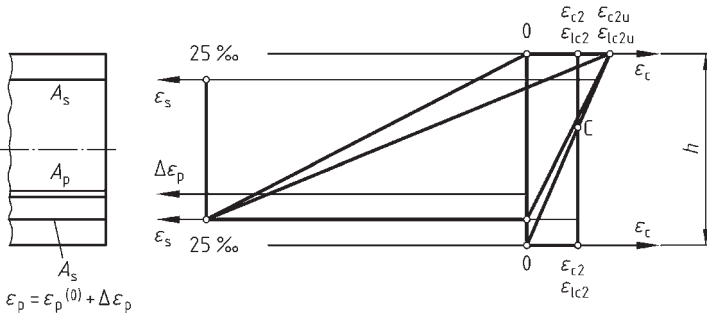


Bild 30. Mögliche Dehnungsverteilungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit (bei im Verbund liegenden Betonstahl und Spannstahl)

(6) In vollständig überdrückten Platten von Plattenbalken, Kastenträgern oder ähnlichen gegliederten Querschnitten ist die Dehnung in der Plattenmitte auf ε_{c2} oder ε_{lc2} nach Tabelle 9 bzw. Tabelle 10 zu begrenzen. Die Tragfähigkeit des Gesamtquerschnitts braucht nicht kleiner angesetzt zu werden, als diejenige der Stege mit der Höhe h und der Dehnungsverteilung nach Bild 30.

(7) Bei Tragwerken mit exzentrisch geführten internen Spanngliedern ohne Verbund darf der Spannungszuwachs $\Delta\sigma_p$ in diesen Spanngliedern vereinfacht mit 100 N/mm^2 angesetzt werden.

(8) Die Biegezugbewehrung ist unter Beachtung von 10.3.4 (9) zu ermitteln.

10.3 Querkraft

10.3.1 Nachweisverfahren

(1) Die Tragfähigkeit für Querkraft wird durch verschiedene Versagensmechanismen begrenzt. Deshalb gelten folgende Bemessungswerte der aufnehmbaren Querkraft:

$V_{Rd,ct}$ Bemessungswert der aufnehmbaren Querkraft eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung

$V_{Rd,sy}$ Bemessungswert der durch die Tragfähigkeit der Querkraftbewehrung begrenzten aufnehmbaren Querkraft

$V_{Rd,max}$ Bemessungswert der durch die Druckstrebenfestigkeit begrenzten maximal aufnehmbaren Querkraft

(2) Jeder Querschnitt, in dem der Bemessungswert der Querkraft $V_{Ed} \leq V_{Rd,ct}$ ist, erfordert rechnerisch keine Querkraftbewehrung (siehe 10.3.3). Bei Balken und einachsrig gespannten Platten mit $b/h < 5$ ist jedoch stets eine Mindestquerkraftbewehrung nach 13.2.3 bzw. 13.3.3 erforderlich.

(3) In Querschnitten, in denen V_{Ed} den Wert $V_{Rd,ct}$ überschreitet, ist eine Querkraftbewehrung derart vorzusehen, dass $V_{Ed} \leq V_{Rd,sy}$ ist (siehe 10.3.4) und die Regeln für die erforderliche Mindestquerkraftbewehrung nach 13.2.3 und 13.3.3 eingehalten sind.

(4) Der Bemessungswert der einwirkenden Querkraft $V_{Ed} > V_{Rd,ct}$ darf in keinem Querschnitt des Bauteils den Wert $V_{Rd,max}$ überschreiten (siehe 10.3.4).

(5) Die Querkraftnachweise dürfen bei zweiachsig gespannten Platten in den Spannrichtungen x und y mit den jeweiligen Einwirkungs- und Widerstandskomponenten getrennt geführt werden. Wenn Querkraftbewehrung erforderlich wird, ist diese aus beiden Richtungen zu addieren.

(6) Vorgespannte Elementdecken werden in allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen geregelt.

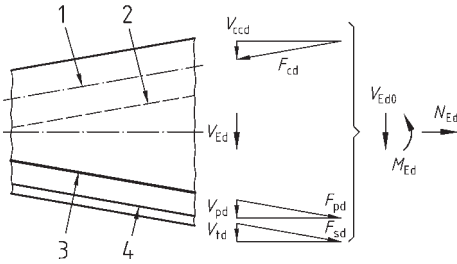
10.3.2 Bemessungswert der einwirkenden Querkraft

(1) Bei gleichmäßig verteilter Last und direkter Auflagerung (vgl. 7.3.1 (7)) darf für den Nachweis eines Bauteils ohne Querkraftbewehrung und für die Ermittlung der Querkraftbewehrung der Bemessungswert V_{Ed} aufgrund der direkten Einleitung auflagennaher Lastanteile in das Auflager in einer Entfernung d vom Auflager ermittelt werden.

(2) Der Anteil der Querkraft einer im Abstand $x \leq 2,5 d$ vom Auflager wirkenden Einzellast darf bei direkter Auflagerung mit dem Beiwert β abgemindert werden:

$$\beta = x/(2,5 d) \quad (68)$$

(3) Beim Nachweis von $V_{Rd,max}$ dürfen die Abminderungen nach den Absätzen (1) und (2) nicht vorgenommen werden.



Legende

- 1 Wirkungsline der Betondruckkraft
- 2 Nulllinie
- 3 Schwerachse der Spannglieder
- 4 Schwerachse der Betonstahlbewehrung
- V_{Ed} Bemessungswert der einwirkenden Querkraft
- V_{Ed0} Grundbemessungswert der auf den Querschnitt einwirkenden Querkraft
- V_{ccd} Bemessungswert der Querkraftkomponente in der Druckzone
- V_{td} Bemessungswert der Querkraftkomponente der Betonstahlzugkraft
- V_{pd} Querkraftkomponente der Spannstahlkraft F_{pd} im Grenzzustand der Tragfähigkeit inklusive zugehörigem M_{Ed} und N_{Ed} (siehe 8.7.5 , aber $F_{pd} \leq A_p \cdot f_{p0,1k} / \gamma_s$)

Bild 31. Querkraftanteile bei veränderlicher Querschnittshöhe

(4) In Bauteilen mit veränderlicher Nutzhöhe oder mit geneigter Spanngliederführung ergibt sich der Bemessungswert der Querkraft V_{Ed} unter Berücksichtigung der Kraftkomponenten des Druck- und Zuggurtes rechtwinklig zur Bauteilachse aus Gleichung (69) und Bild 31:

$$V_{Ed} = V_{Ed0} - V_{ccd} - V_{td} - V_{pd} \quad (69)$$

10.3.3 Bauteile ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung

(1) Der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct}$ biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung ist im Allgemeinen nach Gleichung (70) zu ermitteln.

$$V_{Rd,ct} = \left[\frac{0,15}{\gamma_c} \cdot \kappa \cdot \eta_1 \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,12 \sigma_{cd} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (70)$$

Dabei darf jedoch ein Mindestwert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,ct,min}$ biegebewehrter Bauteile ohne Querkraftbewehrung nach Gleichung (70a) angesetzt werden.

$$V_{Rd,ct,min} = [\eta_1 \cdot v_{min} - 0,12 \sigma_{cd}] \cdot b_w \cdot d \quad (70a)$$

mit

$$v_{min} = \left[\frac{\kappa_1}{\gamma_c} \cdot \sqrt{\kappa^3 \cdot f_{ck}} \right] \quad (70b)$$

Dabei ist

γ_c der Teilsicherheitsbeiwert für bewehrten Beton nach 5.3.3 (6), Tab. 2

κ ein Maßstabsfaktor mit

$$\kappa = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (71)$$

$\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton; für Leichtbeton nach Tabelle 10

ρ_l der Längsbewehrungsgrad mit $\rho_l = A_{sl} / (b_w \cdot d) \leq 0,02$

A_{sl} die Fläche der Zugbewehrung, die mindestens um das Maß d über den betrachteten Querschnitt hinaus geführt und dort wirksam verankert wird (siehe Bild 32). Bei Vorspannung mit sofortigem Verbund darf die Spannstahlfläche voll auf A_{sl} angerechnet werden

b_w die kleinste Querschnittsbreite innerhalb der Zugzone des Querschnitts in mm

d die statische Nutzhöhe der Biegebewehrung im betrachteten Querschnitt in mm

f_{ck} der charakteristische Werte der Betondruckfestigkeit in N/mm^2

σ_{cd} der Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts mit $\sigma_{cd} = N_{Ed} / A_c$ in N/mm^2

N_{Ed} der Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkungen oder Vorspannung ($N_{Ed} < 0$ als Längsdruckkraft)

$$\kappa_1 = \begin{cases} 0,0525 & \text{für } d \leq 600 \text{ mm} \\ 0,0375 & \text{für } d \geq 800 \text{ mm} \end{cases}$$

Im Bereich $600 \text{ mm} < d < 800 \text{ mm}$ darf κ_1 linear interpoliert werden

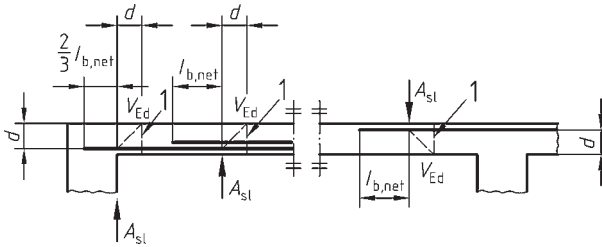
(2) Wenn nachgewiesen wird, dass die Betonzugspannungen im Grenzzustand der Tragfähigkeit stets kleiner sind als $f_{ctk,0,05} / \gamma_c$ (mit γ_c für unbewehrten Beton nach 5.3.3 (8)), darf die Querkrafttragfähigkeit in den auflagennahen Bereichen von Stahlbeton- und Spannbetonbauteilen unter vorwiegend ruhenden Beanspruchungen nach Gleichung (72) berechnet werden:

$$V_{Rd,ct} = \frac{I \cdot b_w}{S} \cdot \sqrt{\left(\frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \right)^2 - \alpha_1 \cdot \sigma_{cd}} \cdot \frac{f_{ctk,0,05}}{\gamma_c} \quad (72)$$

Dabei ist

I das Flächenmoment 2. Grades des Querschnitts

S das Flächenmoment 1. Grades des Querschnitts bezogen auf dessen Schwerpunkt (Statisches Moment)



Legende
1 betrachteter Schnitt

Bild 32. Definition von A_{sl} für die Ermittlung von ρ_1 in Gleichung (70)

- α_l = $l_x / l_{bpd} \leq 1,0$ bei Vorspannung mit sofortigem Verbund
= 1 in den übrigen Fällen
- l_x der Abstand des betrachteten Querschnitts vom Beginn der Verankerungslänge des Spannglieds nach 8.7.6
- l_{bpd} der obere Bemessungswert der Übertragungslänge des Spannglieds nach 8.7.6 (6)
- $f_{ctk;0,05}$ der untere Quantilwert der Betonzugfestigkeit nach Tabelle 9 oder Tabelle 10, jedoch $f_{ctk;0,05} \leq 2,7 \text{ N/mm}^2$
- γ_c der Teilsicherheitsbeiwert für unbewehrten Beton nach 5.3.3 (8)
- b_w die kleinste Querschnittsbreite
- σ_{cd} der Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts mit $\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c$ in N/mm^2

Dieser Nachweis darf für Querschnitte, die näher als $h/2$ zur Auflagervorderkante liegen, entfallen.

10.3.4 Bauteile mit rechnerisch erforderlicher Querkraftbewehrung

(1) Die Querkraftbemessung biegebewehrter Bauteile mit Querkraftbewehrung erfolgt auf der Grundlage eines Fachwerkmodells (siehe Bild 33). Die Neigung θ der Druckstreben des Fachwerks ist nach Absatz (3) zu begrenzen.

(2) Beim Nachweis der Querkrafttragfähigkeit darf im Allgemeinen näherungsweise der Wert $z = 0,9 d$ angenommen werden. Dabei wird vorausgesetzt, dass bei Bauteilen mit geeigneten Spanngliedern in der vorgedrückten Zugzone Längsbewehrung aus Betonstahl vorhanden ist, die zur Aufnahme der Längszugkräfte infolge Querkraft ausreichend ist, und dass die Bügel nach 12.7 (2) in der Druckzone verankert sind.

Es darf für z jedoch kein größerer Wert angesetzt werden, als sich aus $z = d - 2 c_{v,l} \geq d - c_{v,l} - 30 \text{ mm}$ ergibt (mit Verlegemaß $c_{v,l}$ der Längsbewehrung in der Betondruckzone).

Bei einem Querschnitt, der vollständig unter Zugspannungen steht, darf für z der Abstand der Zugbewehrungen angesetzt werden, wenn Bügel die Längszugbewehrungen umfassen.

(3) Die Neigung θ der Druckstreben des Fachwerks ist wie folgt zu begrenzen:

$$0,58 \leq \cot \theta \leq \frac{1,2 - 1,4 \sigma_{cd} / f_{cd}}{1 - V_{Rd,c} / V_{Ed}} \quad (73)$$

$$\begin{cases} \leq 3,0 & \text{für Normalbeton} \\ \leq 2,0 & \text{für Leichtbeton} \end{cases}$$

mit

$$V_{Rd,c} = c_j \cdot 0,48 \cdot \eta_1 \cdot f_{ck}^{1/3} \left(1 + 1,2 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \right) \cdot b_w \cdot z \quad (74)$$

Dabei ist

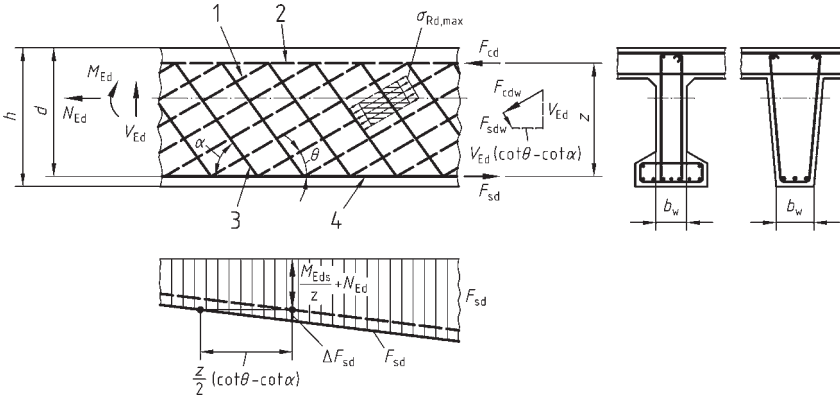
- $c_j = 0,50$
- $\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton; für Leichtbeton nach Tabelle 10
- σ_{cd} der Bemessungswert der Betonlängsspannung in Höhe des Schwerpunkts des Querschnitts mit $\sigma_{cd} = N_{Ed}/A_c$ in N/mm^2
- N_{Ed} der Bemessungswert der Längskraft im Querschnitt infolge äußerer Einwirkungen oder Vorspannung ($N_{Ed} < 0$ als Längsdruckkraft)

Druckstrebenwinkel größer als 45° ($\cot \theta < 1,0$) sollten nur in Ausnahmefällen (z. B. bei geeigneter Querkraftbewehrung) verwendet werden. Bei Längszugbelastung sollte ($\cot \theta = 1$) eingehalten werden.

(4) Der Bemessungswert $V_{Rd,sy}$ ist bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse nach Gleichung (75) zu ermitteln:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{s_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot \cot \theta \quad (75)$$

Dabei ist s_w der Abstand der zur Bauteilachse rechtwinkligen Bewehrung in Richtung der Bauteilachse gemessen.



Legende

- 1 Druckstrebe
- 2 Druckgurt
- 3 Zugstrebe; Querkraftbewehrung
- 4 Zuggurt; Längsbewehrung
- alpha Winkel zwischen Querkraftbewehrung und Bauteilachse
- theta Winkel zwischen den Betondruckstreben und der Bauteilachse
- F_{sd} Bemessungswert der Zugkraft in der Längsbewehrung
- F_{cd} Bemessungswert der Betondruckkraft in Richtung der Bauteilachse
- b_w kleinste Querschnittsbreite zwischen den Schwerpunkten des Zug- und Druckgurtes
- z innerer Hebelarm im betrachteten Bauteilabschnitt
- Delta F_{sd} Zugkraftanteil in der Längsbewehrung infolge Querkraft mit $\Delta F_{sd} = 0,5 IV_{Edl} (\cot \theta - \cot \alpha)$

Bild 33. Fachwerkmodell und Benennungen für querkräftbewehrte Bauteile

(5) Vereinfachend dürfen für $\cot \theta$ in Gleichung (75) die folgenden Werte angesetzt werden:

- reine Biegung: $\cot \theta = 1,2$
- Biegung und Längsdruckkraft: $\cot \theta = 1,2$
- Biegung und Längszugkraft: $\cot \theta = 1,0$

(6) Der Bemessungswert der maximalen Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,max}$ ist bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung rechtwinklig zur Bauteilachse nach Gleichung (76) zu ermitteln:

$$V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta} \quad (76)$$

Dabei ist

- alpha_c der Abminderungsbeiwert für die Druckstrebenfestigkeit
- alpha_c = 0,75 eta_1 mit eta_1 = 1,0 für Normalbeton; für Leichtbeton nach Tabelle 10

(7) Bei Bauteilen mit geneigter Querkraftbewehrung sind die Bemessungswerte der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,sy}$ und $V_{Rd,max}$ unter Berücksichtigung des Winkels alpha der Querkraftbewehrung zur Bauteilachse nach Gleichungen (77) und (78) zu ermitteln:

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{S_w} \cdot f_{yd} \cdot z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha \quad (77)$$

$$V_{Rd,max} = b_w \cdot z \cdot \alpha_c \cdot f_{cd} \cdot \frac{\cot \theta + \cot \alpha}{1 + \cot^2 \theta} \quad (78)$$

Dabei ist

- alpha_c = 0,75 eta_1 mit eta_1 = 1,0 für Normalbeton; für Leichtbeton nach Tabelle 10

S_w der Abstand der geneigten Querkraftbewehrung in Richtung der Bauteilachse gemessen

(8) Enthält der betrachtete Querschnitt nebeneinander liegende verpresste Spannglieder mit einer Durchmesserumme $\Sigma d_h > b_w/8$, muss der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit $V_{Rd,max}$ nach Gleichung (76) oder Gleichung (78) auf der Grundlage des Nennwerts $b_{w,nom}$ der Querschnittsbreite für die ungünstigste Spanngliedlage berechnet werden:

$$b_{w,nom} = b_w - 0,5 \Sigma d_h \quad (79)$$

bis C50/60 oder LC50/55

$$b_{w,nom} = b_w - 1,0 \Sigma d_h \quad (80)$$

ab C55/67 oder LC55/60

Dabei ist d_h der äußere Hüllrohrdurchmesser.

Für nebeneinanderliegende nicht verpresste Spannglieder oder solche ohne Verbund gilt:

$$b_{w,nom} = b_w - 1,3 \Sigma d_h \quad (81)$$

(9) Der Zugkraftanteil ΔF_{sd} in der Längsbewehrung infolge Querkraft, der zusätzlich zu dem aus Biegebeanspruchung auftritt, ist nach Bild 33 zu berücksichtigen. Alternativ darf dieser auch nach 13.2.2 (3) berücksichtigt werden.

10.3.5 Schubkräfte zwischen Balkensteg und Gurten

(1) Der Anschluss von Druck- und Zuggurten ist an einem Fachwerkmodell nachzuweisen.

(2) Der Bemessungswert der einwirkenden Längsschubkraft darf ermittelt werden aus:

$$V_{Ed} = \Delta F_d \quad (82)$$

Dabei ist ΔF_d die Längskraftdifferenz in einem einseitigen Gurtabschnitt mit der Länge a_w , in dem die Längsschubkraft als konstant angenommen werden darf (siehe Bild 34).

Für a_w darf höchstens der halbe Abstand zwischen Momentennullpunkt und Momentenhöchstwert angenommen werden. Bei nennenswerten Einzelasten sollten die jeweiligen Abschnittslängen nicht über die Querkraftsprünge hinausgehen.

(3) Der Nachweis der Querkrafttragfähigkeit darf nach 10.3.4 geführt werden. Dabei ist in den Gleichungen (75) bis (81) $b_w = h_f$ und $z = a_w$ zu setzen. Für σ_{cd} darf die mittlere Betonlängsspannung im anzuschließenden Gurtabschnitt mit der Länge a_w angesetzt werden. Vereinfachend darf in Zuggurten $\cot\theta = 1,0$ und in Druckgurten $\cot\theta = 1,2$ gesetzt werden.

(4) Sofern kein genauere Nachweis erfolgt, darf bei kombinierter Beanspruchung durch Schubkräfte zwischen Gurt und Steg und durch Querbiegung der größere erforderliche Stahlquerschnitt je Seite, der sich entweder nach diesem Abschnitt oder aus der Bemessung für Querbiegung ergibt, angeordnet werden. Dabei sind Biegedruckzone und

Biegezugzone getrennt unter Ansatz von jeweils der Hälfte der für die Schubbeanspruchung allein ermittelten Querkraftbewehrung zu betrachten.

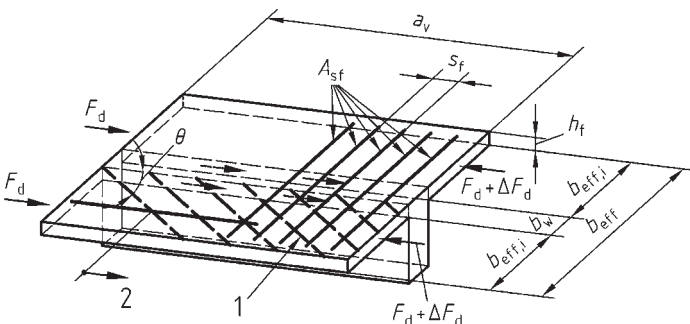
(5) Wenn Querkraftbewehrung in der Gurtplatte erforderlich wird, sollte der Nachweis der Druckstreben in beiden Beanspruchungsrichtungen des Gurtes (Scheibe und Platte) in linearer Interaktion geführt werden:

$$\left(\sqrt{V_{Ed,Platte}} / \sqrt{R_{d,max,Platte}} \right) + \left(\sqrt{V_{Ed,Scheibe}} / \sqrt{R_{d,max,Scheibe}} \right) \leq 1,0.$$

10.3.6 Schubkraftübertragung in Fugen

(1) Die Übertragung von Schubkräften in den Fugen zwischen nebeneinanderliegenden Fertigteilen oder zwischen Ortbeton und einem vorgefertigten Bauteil sowie zwischen nacheinander betonierten Ortbetonabschnitten wird durch die Rauigkeit und Oberflächenbeschaffenheit der Fuge bestimmt. Für den Nachweis der Tragfähigkeit gelten folgende Definitionen:

- sehr glatt: die Oberfläche wurde gegen Stahl, Kunststoff oder glatte Holzschalung betoniert. Unbehandelte Fugenoberflächen sollten bei der Verwendung von Beton im ersten Betonierabschnitt mit fließfähiger bzw. sehr fließfähiger Konsistenz (Ausbreitmaßklasse \geq F5) als sehr glatte Fugen eingestuft werden.
- glatt: die Oberfläche wurde abgezogen oder im Gleit- bzw. Extruderverfahren hergestellt, oder sie blieb nach dem Verdichten ohne weitere Behandlung,
- rau: eine Oberfläche mit mindestens 3 mm durch Rechen erzeugte Rauigkeit mit ungefähr 40 mm Abstand, oder erzeugt durch entsprechendes Freilegen der Gesteinskörnungen oder durch andere Methoden, die ein äquivalentes Tragverhalten herbeiführen; alternativ



Legende

- 1 Druckstreben
- 2 Längsbewehrung im Gurt muss ab diesem Punkt verankert sein

Bild 34. Anschluss zwischen Gurten und Steg

darf die Oberfläche eine definierte Rauigkeit aufweisen,¹⁰⁾

- verzahnt: wenn die Geometrie der Verzahnung den Angaben in Bild 35a) entspricht. Wenn eine Gesteinskörnung mit $d_g \geq 16$ mm verwendet und das Korngerüst mindestens 6 mm tief freigelegt wird, darf die Fuge als verzahnt eingestuft werden.¹⁰⁾

(2) Der Bemessungswert der in der Kontaktfläche zwischen Ortbeton und Fertigteil oder in nachträglich ergänzten Querschnitten zu übertragenden Schubkraft je Längeneinheit darf nach Gleichung (83) ermittelt werden:

$$V_{Ed} = \frac{F_{cdj}}{F_{cd}} \cdot \frac{V_{Ed}}{z} \quad (83)$$

Dabei ist

F_{cdj} der Bemessungswert des über die Fuge zu übertragenden Längskraftanteils

F_{cd} der Bemessungswert der Gurtlängskraft infolge Biegung im betrachteten Querschnitt mit $F_{cd} = M_{Ed}/z$

Für den inneren Hebelarm darf $z = 0,9 d$ angesetzt werden. Ist die Verbundbewehrung jedoch gleichzeitig Querkraftbewehrung, muss die Ermittlung des inneren Hebelarms nach Abschnitt 10.3.4 (2) erfolgen.

(3) Der Bemessungswert der aufnehmbaren Schubkraft in Fugen von Verbundbauteilen einschließlich der Fugen zwischen Decken- und Wandelementen darf additiv aus mehreren Traganteilen nach Gleichung (84) ermittelt werden:

$$V_{Rdj} = [\eta_1 \cdot c_j \cdot f_{ctd} - \mu \cdot \sigma_{Nd}] \cdot b + V_{Rdj,sy} \leq V_{Rdj,max} \quad (84)$$

mit

$$V_{Rdj,sy} = a_s \cdot f_{yd} (1,2\mu \cdot \sin\alpha + \cos\alpha) \quad (85)$$

Dabei ist

$\eta_1 = 1,0$ für Normalbeton; für Leichtbeton nach Tabelle 10

c_j der Rauigkeitsbeiwert nach Tabelle 13

f_{ctd} der Bemessungswert der Betonzugfestigkeit des 1. oder 2. Betonierabschnitts (der kleinere Wert ist maßgebend)
mit $f_{ctd} = f_{ctk;0,05} / \gamma_c$ in N/mm²
mit γ_c für unbewehrten Beton nach 5.3.3 (8)

¹⁰⁾ Bezüglich der Definition der Oberflächenrauigkeit siehe auch DAfStb-Heft 525. Die Rauigkeitsparameter für die Zuordnung der Kategorie „rau“ sollten als mittlere Rautiefe nach dem Sandflächenverfahren von Kaufmann $R_t \geq 1,5$ mm bzw. als maximale Profilkuppenhöhe $R_p \geq 1,1$ mm betragen. Die Rauigkeitsparameter für die Zuordnung der Kategorie „verzahnt“ sollten als mittlere Rautiefe $R_t \geq 3,0$ mm bzw. als maximale Profilkuppenhöhe $R_p \geq 2,2$ mm betragen. Die Werte sollten als Mittelwerte von mindestens drei Messungen nachgewiesen werden.

Tabelle 13. Beiwerte c_j, μ

Zeile	Spalte	1	2
	Oberflächenbeschaffenheit nach 10.3.6 (1)	c_j	μ
1	verzahnt	0,50	0,9
2	rau	0,40 ^{a)}	0,7
3	glatt	0,20 ^{a)}	0,6
4	sehr glatt	0	0,5

a) In den Fällen, in denen die Fuge infolge Einwirkungen rechtwinklig zur Fuge unter Zug steht, ist bei glatten oder rauhen Fugen $c_j = 0$ zu setzen. Dies gilt auch bei Fugen zwischen nebeneinander liegenden Fertigteilen ohne Verbindung durch Mörtel- oder Kunstharzfugen wegen des nicht vorhandenen Haftverbundes.

μ der Reibungsbeiwert nach Tabelle 13

σ_{Nd} die Normalspannung senkrecht zur Fuge ($\sigma_{Nd} < 0$ als Betondruckspannung),
 $\sigma_{Nd} = n_{Ed}/b \geq -0,6 f_{cd}$ in N/mm²

n_{Ed} der untere Bemessungswert der Normalkraft senkrecht zur Fuge je Längeneinheit (siehe Bild 35a))

b die Breite der Kontaktfläche (z. B. Breite einer Horizontalfuge)

a_s der Querschnitt der die Fuge kreuzenden Bewehrung je Längeneinheit

α der Winkel der die Fuge kreuzenden Bewehrung (siehe Bild 35a)), mit $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$

$V_{Rdj,max}$ die maximale aufnehmbare Schubkraft nach Absatz (4).

(4) Die maximale aufnehmbare Schubkraft in der Fuge beträgt:

$$V_{Rdj,max} = 0,5 \cdot \eta_1 \cdot v \cdot f_{cd} \cdot b \quad (86)$$

Dabei ist

v ein Abminderungsbeiwert für die Betondruckfestigkeit abhängig von der Oberflächenbeschaffenheit

Dabei gilt:

$v = 0,70$ für verzahnte Fugen

$v = 0,50$ für raue Fugen

$v = 0,20$ für glatte Fugen

$v = 0$ für sehr glatte Fugen (der Reibungsanteil $\mu \cdot \sigma_{Nd}$ in Gleichung (84) darf ausgenutzt werden; jedoch darf V_{Rdj} den Wert $V_{Rdj,max}$ für glatte Fugen nicht überschreiten)

(5) Ist die Verbindung zwischen den beiden Betonflächen durch Bewehrung sichergestellt, darf für den Traganteil der Bewehrung $v_{Rd,sy}$ die Summe der Traganteile der Einzelelemente der Bewehrung mit $45^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$ angesetzt werden.

(6) Bei biegebeanspruchten Bauteilen darf eine abgestufte Verteilung entsprechend der Schubkraftlinie (siehe Bild 35b), bei Bauteilen mit Scheibenbeanspruchung eine konzentrierte Bewehrung an den Enden der Fuge ausgeführt werden. Die Verbundbewehrung der Fuge muss auf beiden Seiten der Kontaktfläche nach den Regeln dieser Norm verankert sein.

(7) Bei Scheiben mit Ringanker- und Pfostenbewehrung nach 13.12.3 (4) darf der Nachweis der Fugen unter Ansatz der Beiwerte c_j und μ nach Tabelle 13 geführt werden, jedoch sollte für v_{Rd} bei Scheiben kein größerer Wert als

- $(b \cdot 0,15 \text{ N/mm}^2)$ für raue und glatte Fugen
- $(b \cdot 0,10 \text{ N/mm}^2)$ für sehr glatte Fugen

angesetzt werden.

(8) Wenn an Fertigteilplatten mit Ortbetonergänzung planmäßig und dauerhaft Lasten angehängt werden, sollte die Verbundsicherung im unmittelbaren Lasteinleitungsbereich nachgewiesen werden.

(9) Bei dynamischer oder Ermüdungsbeanspruchung darf der Adhäsionstraganteil des Betonverbundes nicht berücksichtigt werden ($c_j = 0$ in Tabelle 13).

(10) Für die Verbundbewehrung bei Ortbetonergänzungen sollten die Konstruktionsregeln für die Querkraftbewehrung nach 13.2.3 eingehalten werden.

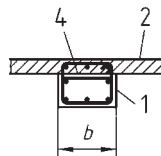
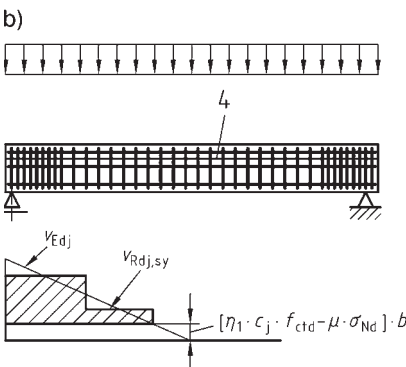
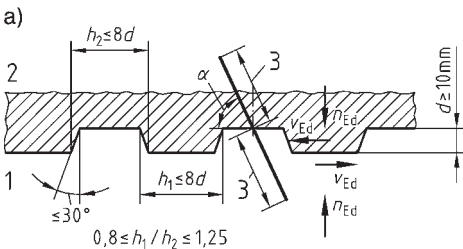
(11) Für Verbundbewehrung bei Ortbetonergänzungen in Platten ohne rechnerisch erforderliche Querkraftbewehrung dürfen nachfolgende Konstruktionsregeln angewendet werden.

Für die maximalen Abstände der Verbundbewehrung gilt

- in Spannrichtung: $2,5 h \leq 300 \text{ mm}$
- quer zur Spannrichtung: $5 h \leq 750 \text{ mm}$
($\leq 375 \text{ mm}$ zum Rand)

Wird die Verbundbewehrung zugleich als Querkraftbewehrung eingesetzt, gelten die Konstruktionsregeln für Querkraftbewehrung nach 13.3.3. Für aufgebogene Längsstäbe mit angeschweißter Verankerung in Platten mit $h \leq 200 \text{ mm}$ darf jedoch als Abstand in Längsrichtung ($\cot \theta + \cot \alpha$) $\cdot z \leq 200 \text{ mm}$ gewählt werden.

Quer zur Spannrichtung beträgt in Bauteilen mit erforderlicher Querkraftbewehrung der maximale Abstand 400 mm für Deckendicken bis 400 mm . Für größere Deckendicken gilt 13.3.3 (4).



Legende

- 1 1. Betonierabschnitt
- 2 2. Betonierabschnitt
- 3 Verankerung der Bewehrung
- 4 Fuge

Bild 35. Fugenausbildung; a) Verzahnung, b) Schubkraftdeckungsdiagramm zur Verteilung der erforderlichen Fugenbewehrung

(12) Die Verbundbewehrung darf als Querkraftbewehrung nach 10.3.4 angerechnet werden, wenn sie alle dazu gehörigen Bewehrungs- und Konstruktionsregeln einhält. Wird die Verbundbewehrung nicht als Querkraftbewehrung verwendet, kann sie beidseitig der Fuge entsprechend Bild 35a) einfach verankert werden.

(13) Bei überwiegend auf Biegung beanspruchten Bauteilen mit Fugen rechtwinklig zur Systemachse wirkt die Fuge wie ein Biegeriss. In diesem Fall sind die Fugen rau oder verzahnt auszuführen. Der Nachweis sollte deshalb entsprechend den Abschnitten 10.3.3 und 10.3.4 geführt werden. Dabei sollte sowohl $V_{Rd,ct}$ nach Gleichung (70) als auch $V_{Rd,c}$ nach Gleichung (74) als auch $V_{Rd,max}$ nach Gleichung (76) bzw. Gleichung (78) im Verhältnis $c_1/0,50$ abgemindert werden. Bei Bauteilen mit Querkraftbewehrung ist die Abminderung mindestens bis zum Abstand von $\ell_e = 0,5 \cdot \cot \theta \cdot d$ beiderseits der Fuge vorzunehmen.

10.3.7 Unbewehrte Bauteile

(1) In unbewehrten Bauteilen darf die Betonzugfestigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit für Querkraft berücksichtigt werden, sofern nachgewiesen werden kann, dass diese nicht infolge von Rissbildung ausfällt.

(2) Ein unbewehrtes Bauteil darf hierbei als ungerissen angesehen werden, wenn es im Grenzzustand der Tragfähigkeit für alle relevanten Bemessungssituationen vollständig unter Druckbeanspruchung steht oder die Hauptzugspannung im Beton die Größe von $1,0 \text{ N/mm}^2$ nicht überschreitet.

(3) Kann nicht von einem ungerissenen Bauteil ausgegangen werden, ist der Bemessungswert der Querkrafttragfähigkeit V_{Rd} am ungerissenen Restquerschnitt zu berechnen. Dieser ist aus dem Spannungszustand des Querschnitts für die ungünstigste Bemessungssituation zu ermitteln.

(4) Die Querkrafttragfähigkeit von unbewehrten Bauteilen mit kombinierter Querkraft-, Biege- und Längskraftbeanspruchung darf unter den in 10.3.3 (2) genannten Voraussetzungen nach Gleichung (72) mit $\alpha_1 = 1$ ermittelt werden.

10.4 Torsion

10.4.1 Allgemeines

(1) Wenn das statische Gleichgewicht eines Tragwerks von der Torsionstragfähigkeit seiner einzelnen Bauteile abhängt, ist eine Torsionsbemessung erforderlich, die sowohl den Grenzzustand der Tragfähigkeit als auch den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit umfasst.

(2) Wenn in statisch unbestimmten Tragwerken Torsion nur aus Einhaltung der Verträglichkeitsbedingungen auftritt, darf auf eine Berücksichtigung der Torsionssteifigkeit bei der Schnittgrößenermittlung verzichtet werden. Dabei ist eine konstruktive Bewehrung in Form von Bügeln und Längsbewehrung vorzusehen, um eine übermäßige Rissbildung zu vermeiden. Die Anforderungen nach 11.2 und 13.2.4 sind im Allgemeinen für diesen Zweck ausreichend.

(3) Die Torsionstragfähigkeit eines Querschnitts kann unter Annahme eines dünnwandigen, geschlossenen Querschnitts nachgewiesen werden, in dem das Gleichgewicht durch einen geschlossenen Schubfluss erfüllt wird. Vollquerschnitte können hierzu durch gleichwertige dünnwandige Querschnitte ersetzt werden (siehe Bild 36b). Bei Hohlquerschnitten darf die Ersatzwanddicke die wirkliche Wanddicke nicht überschreiten. Querschnitte von komplexer Form, wie z. B. T-Querschnitte, können in Teilquerschnitte aufgeteilt werden. Die Gesamttorsionstragfähigkeit berechnet sich dann als Summe der Tragfähigkeiten der Einzelelemente.

(4) Die Aufteilung des angreifenden Torsionsmomentes auf die einzelnen Querschnittsteile darf im Allgemeinen im Verhältnis der Steifigkeiten der ungerissenen Teilquerschnitte erfolgen.

(5) Die Bemessung darf für jeden Teilquerschnitt getrennt erfolgen.

(6) Für einen näherungsweise rechteckigen Vollquerschnitt ist außer der Mindestbewehrung nach 13.2.3 (5) keine Querkraft- und Torsionsbewehrung erforderlich, wenn die folgenden Bedingungen eingehalten sind:

$$T_{Ed} \leq \frac{V_{Ed} \cdot b_w}{4,5} \quad (87)$$

$$V_{Ed} \left[1 + \frac{4,5 \cdot T_{Ed}}{V_{Ed} \cdot b_w} \right] \leq V_{Rd,ct} \quad (88)$$

10.4.2 Nachweisverfahren

(1) Die Schubkraft $V_{Ed,T}$ in einer Wand des Nachweisquerschnittes infolge eines Torsionsmomentes T_{Ed} ist mit Gleichung (89) zu ermitteln:

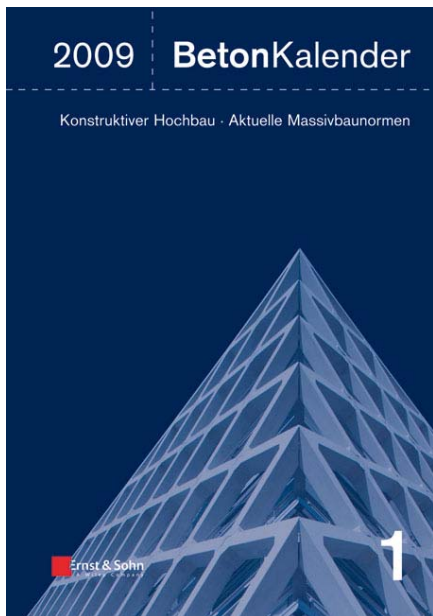
$$V_{Ed,T} = \frac{T_{Ed} \cdot z}{2 \cdot A_k} \quad (89)$$

Dabei ist

A_k die durch die Mittellinien der Wände eingeschlossene Fläche

z die Höhe der Wand, definiert durch den Abstand der Schnittpunkte der Wandmittellinie mit den Mittellinien der angrenzenden Wände

Die Mittellinien der Wände sind durch Achsen der Längsstäbe in den Ecken definiert (siehe Bild 36b).



Bergmeister, K. / Wörner, J.-D. / Fingerloos, F. (Hrsg.)

Beton-Kalender 2009

Schwerpunkte: Konstruktiver Hochbau - Aktuelle Massivbaunormen

Beton-Kalender (Concrete Yearbook)

Unter dem Schwerpunktthema Konstruktiver Hochbau behandelt der Beton-Kalender alle wichtigen Elemente der Tragwerksplanung von Gebäuden einschließlich Bauen mit Fertigteilen, Verankerung von Fassaden, konstruktiver Brandschutz und Gründungen.

Das Bauen im Bestand bildet einen wesentlichen Anteil der planerischen Tätigkeit, daher werden die Tragwerksplanung im Bestand, Schadensanalyse, Ertüchtigung und Monitoring ausführlich dargestellt.

Von hohem Aktualitätsgrad im Bereich der Massivbaunormen ist die vollständig abgedruckte konsolidierte Fassung von DIN 1045 von August 2008 einschließlich DIN EN 206-1 mit Einarbeitung aller Berichtigungen und Änderungen. Zusammen mit den DAfStb-Richtlinien 'Massige Bauteile aus Beton?' und 'Belastungsversuche an Betonbauwerken?' steht dem Nutzer das komplette aktuelle Regelwerk mit Kommentar zur Verfügung. (XXXVII, 1420 Seiten, 1078 Abb., davon 3 in Farbe, 297 Tab.. Gebunden.

Erschienen)

Aus dem Inhalt:

TEIL 1

- I Beton (Harald S. Müller, Hans-Wolf Reinhardt)
- II Bauen mit Betonfertigteilen im Hochbau (Hubert Bachmann, Alfred Steinle, Volker Hahn)
- III Elementbauweise mit Gitterträgern (Johannes Furche, Ulrich Bauermeister)
- IV Konstruktiver Brandschutz im Übergang von DIN 4102 zu den Eurocodes (Dietmar Hossler, Ekkehard Richter)
- V Teilsicherheitskonzept für Gründungen im Hochbau (Jürgen Grünberg, Norbert Vogt)

- VII System- und Schadensidentifikation von Betontragstrukturen (Alfred Strauss, Konrad Bergmeister, Simon Hoffmann, Roman Wendner)
- VIII Monitoring im Betonbau (Konrad Zilch, Hermann Weiher, Christian Gläser)
- IX Ertüchtigung im Bestand - Verstärkungen mit Kohlenstofffasern (Konrad Bergmeister)
- X Integrale Konstruktionen aus Beton (Josef Taferner, Manfred Keuser, Konrad Bergmeister)
- XI Verankerungs- und Befestigungstechnik für Fassaden (Hannes Spieth, Konrad Bergmeister, Alfred Stein, David Lehmann, Raimund Hilber, Roland Unterweger, Joachim Lehmann, Paul Schmieder)
- XII Normen und Regelwerke (Frank Fingerloos)

TEIL 2

- VI Tragwerksplanung im Bestand (Frank Fingerloos, Jürgen Schnell)

Link Online-Bestellung

per Fax bestellen +49(0)30 47031 240

Anzahl	Bestell-Nr.	Titel	Einzelpreis
	978-3-433-01854-5	Beton-Kalender 2009	<input type="checkbox"/> € 165,- / sFr 261,- (Einmalbezugspreis) <input type="checkbox"/> € 145,- / sFr 229,- (Liefen Sie den Beton-Kalender jährlich nach Erscheinen zum Fortsetzungsbezugspreis*)
	904852	Gesamtverzeichnis Verlag Ernst & Sohn	kostenlos

Liefer- und Rechnungsanschrift:

privat

geschäftlich

Bestell-Code: 100 773

Firma			
Ansprechpartner			Telefon
UST-ID Nr./VAT-ID No.			Fax
Straße/Nr.			E-Mail
Land	-	PLZ	Ort

Wilhelm Ernst & Sohn
 Verlag für Architektur und
 technische Wissenschaften GmbH & Co. KG
 Rotherstraße 21
 10245 Berlin
 Deutschland
 www.ernst-und-sohn.de

Datum/Unterschrift

*Fortsetzungsbezug: Sie sparen € 20,- / sFr 31,-. Beim Fortsetzungsbezug erhalten Sie die jährliche Ausgabe direkt nach Erscheinen (November) zum günstigeren Fortsetzungspreis zugesandt. Die automatische Belieferung können Sie jederzeit jährlich bis zum 30. September für die folgende Ausgabe stoppen.
 *€-Preise gelten ausschließlich in Deutschland. Alle Preise enthalten die gesetzliche Mehrwertsteuer. Die Lieferung erfolgt zuzüglich Versandkosten. Es gelten die Lieferungs- und Zahlungsbedingungen des Verlages. Irrtum und Änderungen vorbehalten. Stand: 23.01.09 (homepage_Leseprobe)