

Probekapitel

Stahlbau-Kalender 2010

Schwerpunkte: Verbundbau, Bauen im Bestand

Herausgeber: Ulrike Kuhlmann

Copyright © 2010 Ernst & Sohn, Berlin

ISBN: 978-3-433-02939-8

2010

STAHLBAU KALENDER



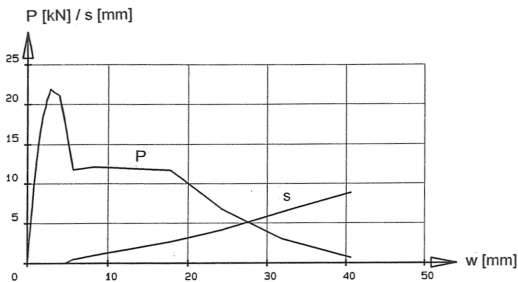
Verbundbau

 **Ernst & Sohn**
A Wiley Company

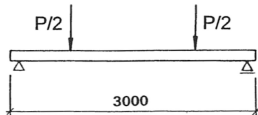


Wilhelm Ernst & Sohn
Verlag für Architektur und
technische Wissenschaften
GmbH & Co. KG
Rotherstraße 21, 10245 Berlin
Deutschland
www.ernst-und-sohn.de

 **Ernst & Sohn**
A Wiley Company



System:



Querschnitt:

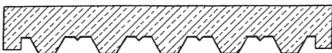


Bild 12. Tragverhalten spröder Verbunddecken

dem Tragverhalten (w = Durchbiegung, s = Schlupf). Zunächst steigen beide Last-Verformungs-Kurven steil an, ein Zeichen für die starre Verdübelung infolge des Haftverbunds zwischen Profilblech und Beton. Bei Eintreten des ersten Endschlupfs wird dieser Haftverbund schlagartig zerstört und der Flächenverbund wird für die Schubkraftübertragung aktiviert. Bei der duktilen Verbunddecke in Bild 11 ist die Längsschubtragfähigkeit der Verbundfuge so stark, dass die Prüflast – ohne merklichen Lastabfall bei Schlupfbeginn – bis zum Erreichen der Traglast sehr deutlich gesteigert werden kann. Im Fall der spröden Verbunddecke in Bild 12 fällt die aufnehmbare Prüflast bei

Schlupfbeginn plötzlich sehr stark ab. Auch mit größeren Relativverschiebungen in der Verbundfuge kann die Prüflast nicht mehr auf das Niveau vor Schlupfbeginn gesteigert werden, sondern fällt auf eine wesentlich geringere Resttragfähigkeit ab. Die schwache mechanische Verdübelung des in diesem Fall verwendeten Trapezprofilbleches mit Stegrillen ist nicht in der Lage, eine Verbundwirkung aufzubauen, die annähernd so leistungsfähig ist wie die bloße Adhäsion zwischen Stahlblech und Aufbeton.

Das Tragverhalten von Verbunddecken im negativen Momentenbereich entspricht im Wesentlichen dem von Stahlbetondecken (Bild 13). Bei den für durchlaufende Verbunddecken üblichen Stützbewehrungsgraden wird ein Biegezugbruch mit Vorankündigung maßgebend, d. h., dass in allen Fällen das Fließen der Biegezugbewehrung Ursache des Versagens ist. Die wichtigsten Einflussfaktoren auf die Rotationsfähigkeit im negativen Momentenbereich sind der Bewehrungsgrad, die Form der Betondruckzone (d. h. die Geometrie des Profilbleches) und die Duktilität der Bewehrung.

2.3.4 Konstruktionsgrundsätze

2.3.4.1 Mindestabmessungen

Die Gesamtdicke h von Verbunddecken im Endzustand muss mindestens 80 mm betragen, und die Dicke des Betons oberhalb der Profilblechrippen h_c darf 40 mm nicht unterschreiten (Bild 14). Wenn die Verbunddecke gleichzeitig Gurt eines Verbundträgers ist oder zur Aussteifung herangezogen wird, darf die Gesamtdicke nicht geringer als 90 mm sein und h_c 50 mm nicht unterschreiten.

2.3.4.2 Zuschlagstoffe

Der zulässige Größtkorndurchmesser der Zuschlagstoffe wird durch die kleinsten Bauteilabmessungen nach Bild 14 bestimmt. Er darf $0,4 h_c$, $b_d/3$ und 31,5 mm nicht überschreiten.

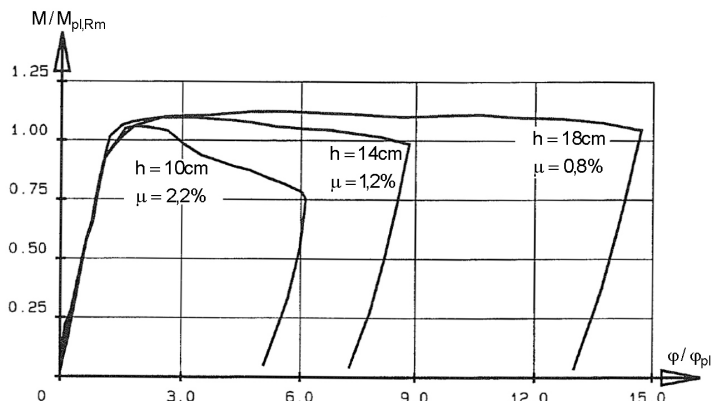
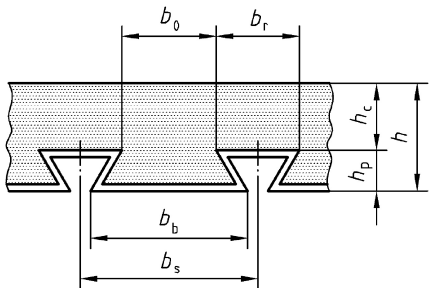


Bild 13. Verbunddecken im negativen Momentenbereich

hinterschnittene Profilblechgeometrie



offene Profilblechgeometrie

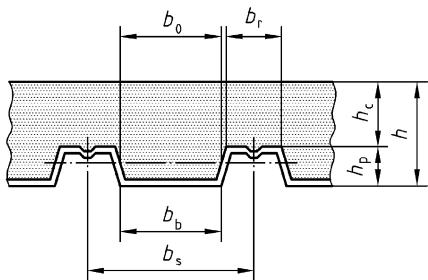


Bild 14. Abmessungen des Bleches und der Decke [10]

2.3.4.3 Betonstahlbewehrung

Die in Eurocode 4 und DIN 18800-5 enthaltenen Vorgaben zur statisch erforderlichen und konstruktiven Betonstahlbewehrung sind in Tabelle 2 zusammengefasst.

2.3.4.4 Mindestauflagertiefe

Durch eine ausreichende Auflagertiefe ist sicherzustellen, dass ein Versagen des Bleches und der Unterkonstruktion verhindert wird. Die Auflagertiefen sind im Allgemeinen so zu wählen, dass Verbindungsmittel zur Befestigung der Bleche auf der Unterkonstruktion angeordnet werden können und dass beim Verlegen der Bleche infolge unplanmäßiger Verschiebungen kein Versagen des Auflagerpunktes eintreten kann.

Im Bau- und Endzustand (Ausnahme: schwimmende Auflagerung gemäß Abschn. 2.3.8.3) dürfen für die Auflagertiefen l_{bs} und l_{bc} nach Bild 15 die nachfolgend angegebenen Mindestwerte nicht unterschritten werden:

- Auflagerung auf Stahl oder Beton:
 $l_{bs} = 50 \text{ mm}$ und $l_{bc} = 75 \text{ mm}$
- Auflagerung auf anderen Werkstoffen:
 $l_{bs} = 70 \text{ mm}$ und $l_{bc} = 100 \text{ mm}$

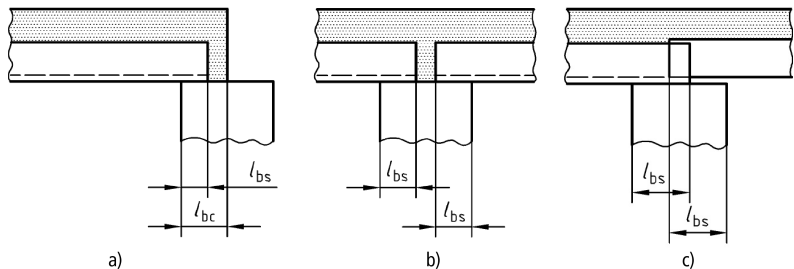


Bild 15. Mindestauflagertiefen [10]

Tabelle 2. Vorgaben zur Betonstahlbewehrung

Art der Belastung	Bewehrungsvorgaben
gleichmäßig verteilte Belastung:	konstruktive Mindestbewehrung von $0,8 \text{ cm}^2/\text{m}$ (Schwindbewehrung) max. Stababstand: $2h$ oder 350 mm
konzentrierte Belastung: Einzellasten $\leq 7,5 \text{ kN}$ Flächenlasten $\leq 5,0 \text{ kN/m}^2$	konstruktive Querbewehrung von $0,2 \% \cdot h_c \cdot b$
sonst: Schnittgrößenermittlung unter Berücksichtigung der Anisotropie der Decke und Nachweis der Querbewehrung	max. Stababstand gemäß DIN 1045-1 [1] oder NA zu Eurocode 2, DIN EN 1992-1-1 [9]: Hauptbewehrung: 250 mm bei $h \geq 250 \text{ mm}$ 150 mm bei $h \leq 150 \text{ mm}$ dazwischen lineare Interpolation Querbewehrung: 250 mm

Bildet die Verbunddecke gleichzeitig den Obergurt eines Verbundträgers, bei dem eine zweireihige Dübelanordnung erforderlich ist, kann es aufgrund der geringen Gurtbreite des Stahlprofils eventuell schwierig werden, diese Mindestauflagertiefen einzuhalten. In solchen Fällen wird das Profilblech durchlaufend angeordnet. Die Kopfbolzendübel für den Trägerverbund stehen dann entweder in vorgestanzten Löchern oder werden durch das Profilblech durchgeschweißt. Für das Durchschweißen von Kopfbolzendübeln müssen gemäß DIN 18800-5 jedoch relativ strenge Bedingungen eingehalten werden (s. auch Abschn. 2.5.4).

2.3.5 Schnittgrößenermittlung

Bei über mehrere Felder durchlaufenden Verbunddecken wird die Profilblechdicke i. d. R. durch den Bauzustand bestimmt, in dem das Profilblech die Betonierlasten allein übernimmt. Im Endzustand als Verbunddecke ist man daher bestrebt, die Tragfähigkeit des als Feldlängsbewehrung wirkenden Profilbleches weitgehend auszunutzen und durch Berücksichtigung von Momentenumlagerungen entsprechend niedrigere Bewehrungsmengen über den Innenstützen einzulegen. Für die Ermittlung der Schnittgrößen von durchlaufenden Verbunddecken dürfen sowohl gemäß Eurocode 4 Teil 1-1 [10] als auch nach DIN 18800-5 [4] die folgenden Berechnungsverfahren verwendet werden [71]:

- linear-elastische Berechnung ohne oder mit Momentenumlagerung,
- Berechnung als Kette von Einfeldplatten, d. h. Vernachlässigung der Durchlaufwirkung,
- Fließgelenktheorie,
- Fließzonentheorie unter Berücksichtigung des nicht-linearen Materialverhaltens.

Voraussetzung für die Anwendung von Berechnungsverfahren mit Momentenumlagerungen bis hin zur Fließgelenktheorie ist eine ausreichende Rotationsfähigkeit in den kritischen Querschnitten.

Eurocode 4 stellt keine Rotationsanforderungen für die linear-elastische Berechnung und erlaubt eine Reduktion der Biegemomente an den Innenstützen um bis zu 30 %, sofern die Auswirkungen der Rissbildung des Betons bei der Berechnung vernachlässigt werden. Das Fließgelenkverfahren darf ohne Kontrolle des Rotationsvermögens angewendet werden, wenn hochduktiler Bewehrungsstahl verwendet wird und die Spannweite kleiner als 3,0 m ist.

Umfangreiche experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag- und Versagensverhalten von durchlaufenden Verbundplatten zeigten jedoch, dass nicht nur die Deckenspannweite und die Duktilität der Stützbewehrung von ausschlaggebender Bedeutung für eine ausreichende Rotationsfähigkeit sind [68, 72]. Weitere wichtige Einflussfaktoren auf die Rotationskapazität sind die Verbundcharakteristik, die Form der Betondruckzone im negativen Momentenbereich (d. h. die Profilgeometrie), der Bewehrungsgrad über den Innenstützen, die Plattendicke, aber auch das Last-

bild. Insbesondere bei Trapezprofil-Verbunddecken mit schmalen Tiefsicken besteht im Stützbereich die Gefahr des vorzeitigen Versagens der schmalen, kammartigen Betondruckzone, sodass auch bei kurzen Spannweiten nur sehr geringe Momentenumlagerungen möglich sind. Das bedeutet, dass bei Anwendung der in Eurocode 4 enthaltenen Regelungen Überschätzungen der Tragfähigkeit auftreten können, da starke Schnittgrößenumlagerungen gestattet werden, ohne dass entsprechende Anforderungen an die Rotationskapazität gestellt werden.

DIN 18800-5 [4] trägt den o. g. Untersuchungsergebnissen dadurch Rechnung, dass durch den Bezug auf DIN 1045-1 [1] für die kritischen Querschnitte – je nach gewähltem Berechnungsverfahren – entsprechende Mindestanforderungen an die Rotationskapazität definiert werden. Nach [1] ist bei der linear-elastischen Berechnung das zulässige Verhältnis des umgelagerten Moments zum elastischen Ausgangsmoment abhängig von der bezogenen Betondruckzonenhöhe x/d , der Duktilität der Bewehrung und der Betonfestigkeit. Die maximal zulässige Momentumlagerung beträgt 30 %.

Das Fließgelenkverfahren ist gemäß DIN 18800-5 ohne direkte Kontrolle der Rotationsfähigkeit nur unter folgenden Voraussetzungen zulässig:

- hochduktiler Stützbewehrung,
- Verwendung von Profilblechen mit hinterschnittener Geometrie und mechanischem Verbund (relativ große Druckzonbreite im negativen Momentenbereich, leistungsfähiger Verbund),
- Stützweite maximal 6,0 m.

DIN 18800-5 erweitert damit auf der Basis aktueller Forschungsergebnisse [68] für diese Profilbleche gegenüber Eurocode 4 sogar noch den zulässigen Spannweitenbereich für das Fließgelenkverfahren ohne direkte Kontrolle der Rotationsfähigkeit.

Die Beurteilung der oben vorgestellten Rechenmodelle durch Vergleich der resultierenden Bemessungslasten ist selbstverständlich abhängig vom gewählten Verhältnis von Stütz- zu Feldtragfähigkeit. Bei Verbunddecken mit hohen Bewehrungsgraden im Stützbereich und geringer Längsschubtragfähigkeit im Feldbereich führt die Elastizitätstheorie mit begrenzter Momentenumlagerung zu sehr guten Ergebnissen, bei Platten mit Mindestbewehrung am Innenaufleger und guten Verbundeigenschaften im Feld ist die Bemessung als Kette von Einfeldträgern das günstigere Verfahren. Das Fließgelenkmodell ist jedoch in jedem Fall die wirtschaftlichste Alternative, allerdings muss dazu ein ausreichendes Rotationsvermögen des Stützbereiches gewährleistet werden.

Einzellasten oder Linienlasten, die in Deckenspannrichtung angeordnet sind, dürfen entsprechend Bild 16 unter Annahme einer Lastausbreitung von 45° auf eine Breite b_m gemäß Gl. (2) verteilt werden, die unmittelbar über den Rippen des Bleches gemessen wird.

$$b_m = b_p + 2 \cdot (h_c + h_r) \quad (2)$$

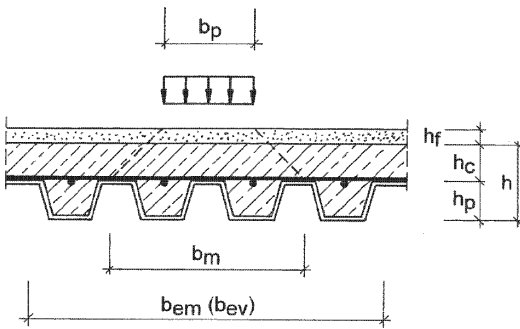


Bild 16. Verteilung von konzentriert angreifenden Lasten

Für konzentrierte Linienlasten, die quer zur Spannrichtung angeordnet sind, darf Gl. (2) für b_m verwendet werden, wenn für b_p die Länge der Linienlast eingesetzt wird.

Die Breite der Platte, die für die Schnittgrößenermittlung und für die Querschnittstragfähigkeit als mittragend angenommen werden darf, sollte sowohl nach Eurocode 4 als auch nach DIN 18880-5 die folgenden Werte nicht überschreiten:

Biegung und Längsschub:

Einfeldplatten und Endfelder durchlaufender Platten (nach [4] mit $b_m \leq 0,8 L$):

$$b_{em} = b_m + 2 \cdot L_p \cdot (1 - L_p/L) \leq b \quad (3)$$

Innenfelder durchlaufender Platten:

$$b_{em} = b_m + 1,33 \cdot L_p \cdot (1 - L_p/L) \leq b \quad (4)$$

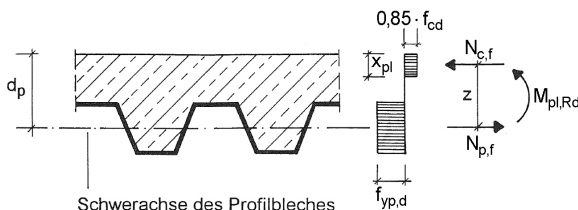
Querkkräfte (nach [4] mit $b_m \leq 0,4 L$):

$$b_{ev} = b_m + L_p \cdot (1 - L_p/L) \leq b \quad (5)$$

mit

L_p Abstand des Schwerpunktes der Last zum näher gelegenen Auflager

Um die Verteilung von Einzel- oder Linienlasten auf diese erhöhten mittragenden Breiten zu gewährleisten, ist eine ausreichende Querbewehrung auf oder über dem Profiblech erforderlich. In den in Tabelle 2 genannten Grenzen für die charakteristischen Einzellasten ist die konstruktive Querbewehrung ohne weiteren Nachweis ausreichend. Ansonsten ist die Querbewehrung für die vorhandene Querbiegung unter Berücksichtigung der Anisotropie der Decke zu bemessen.



2.3.6 Grenzzustand der Tragfähigkeit

2.3.6.1 Querschnittstragfähigkeit

Bei Verbunddecken wird bei der Berechnung der Querschnittstragfähigkeit anstelle des Parabel-Rechteck-Diagramms im Allgemeinen ein Spannungsblock als vereinfachte rechnerische Betondruckspannungsverteilung angesetzt.

Bei Verbunddecken mit relativ niedrigen Profiblechquerschnitten liegt die plastische Nulllinie im Aufbeton oberhalb der Profiblechrippen. Für diese Verbunddecken darf bei positiver Momentenbeanspruchung (Profiblech in der Zugzone) das Grenzmoment bei vollständiger Verdübelung $M_{pl,Rd}$ sowohl nach Eurocode 4 als auch nach DIN 18880-5 vollplastisch berechnet werden (Bild 17). Vollständige Verdübelung bedeutet dabei, dass durch die Verbundwirkung die vollplastische Normalkraft $N_{p,f}$ im Profiblech aufgebaut werden kann. Die Biegetragfähigkeit errechnet sich allein aus dem Kräftepaar der vollplastischen Blechzugkraft und der gleich großen, entgegengesetzten Betondruckkraft $N_{c,f}$.

$$M_{pl,Rd} = |N_{c,f}| \cdot (d_p - 0,5 \cdot x_{pl}) \quad (6)$$

mit

$$|N_{c,f}| = N_{p,f} = A_{pe} \cdot f_{yp,d}$$

$$x_{pl} = \frac{|N_{c,f}|}{b \cdot (0,85 \cdot f_{cd})}$$

Bei der Ermittlung der wirksamen Querschnittsfläche des Profibleches A_{pe} dürfen die Flächenanteile der Quersicken und Noppen im Blech nur dann berücksichtigt werden, wenn dies für das Profiblech im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung ausdrücklich erlaubt ist.

Liegt bei großen Profilhöhen die plastische Nulllinie im Profiblech, so darf das Grenzmoment $M_{pl,Rd}$ ebenfalls vollplastisch ermittelt werden, wobei nach Eurocode 4 der Tragfähigkeitsanteil des Betons im Bereich der Profiblechsicken vernachlässigt wird (Bild 18). Vollständige Verdübelung bedeutet in diesem Fall, dass der Verbund in der Lage ist, die vollplastische Betondruckkraft $N_{c,f}$ aufzubauen, die kleiner als die vollplastische Zugkraft des Profibleches ist. Das Profiblech ist daher durch die resultierende Zugkraft nicht voll ausgenutzt und kann unter Berücksichtigung der M-N-Interaktion ein Restbiegemoment M_{pr} aufnehmen. Die Biegetragfähigkeit setzt sich nun aus dem Kräftepaar und einem zusätzlichen Momentenanteil des Profibleches zusammen.

Bild 17. Grenzmoment bei vollständiger Verdübelung und positiver Momentenbeanspruchung (Nulllinie im Aufbeton)

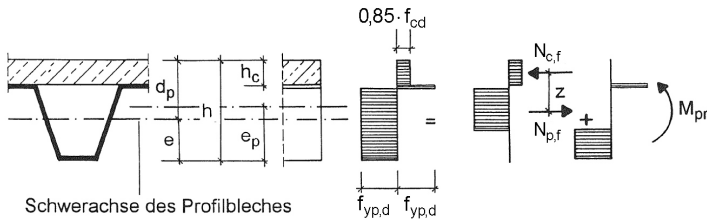


Bild 18. Grenzmoment bei vollständiger Verdübelung und positiver Momentenbeanspruchung (Nulllinie im Profilblech)

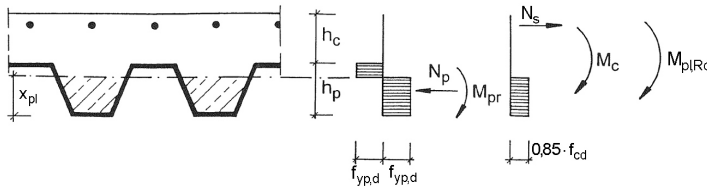


Bild 19. Grenzmoment bei negativer Momentenbeanspruchung

$$M_{pl,Rd} = |N_{c,f}| \cdot z + M_{pr} \quad (7)$$

mit

$$|N_{c,f}| = h_c \cdot b \cdot (0,85 \cdot f_{cd})$$

$$z = h - 0,5 \cdot h_c - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{|N_{c,f}|}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}$$

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot \left[1 - \frac{|N_{c,f}|}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}} \right] \leq M_{pa}$$

e Abstand der Schwerlinie des Profilbleches von dessen Unterkante

e_p Abstand der plast. Nulllinie des Bleches von dessen Unterkante

Wenn die plastische Nulllinie innerhalb des Profilbleches liegt, muss bei der Ermittlung der vollplastischen Momenten Tragfähigkeit das örtliche Beulen gedrückter Stahlquerschnittsteile durch wirksame Breiten in Rechnung gestellt werden, die die doppelten Werte der Querschnitts klasse 1 für beidseitig gelagerte Plattenstreifen nicht überschreiten dürfen (s. auch DIN EN 1993-1-1, Tabelle 5.2 [8]).

Das Grenzmoment bei negativer Momentenbeanspruchung darf vollplastisch unter Berücksichtigung des Profilbleches ermittelt werden (Bild 19), sofern das Blech durchlaufend ist und das örtliche Beulen wie

oben berücksichtigt wird. Das Grenzmoment setzt sich aus drei Anteilen zusammen: den Biegetragfähigkeiten des Profilbleches und des bewehrten Aufbetons, jeweils unter Berücksichtigung der M-N-Interaktion, und dem Moment infolge des Kräftepaars der resultierenden Normalkräfte.

$$M_{pl,Rd} = M_{pr} + M_c + |N_p| \cdot z \quad (8)$$

2.3.6.2 Längsschubtragfähigkeit nach dem m+k-Verfahren

In Eurocode 4 und zahlreichen nationalen Normen stellt die m+k-Methode das Standard-Verfahren für die Berechnung der Längsschubtragfähigkeit von Verbunddecken dar. Dabei handelt es sich um ein halbempirisches Verfahren auf der Basis von experimentellen Untersuchungen, dem kein mechanisches Modell zugrunde liegt.

Zur Ermittlung eines Bemessungsdiagramms werden für jeden Verbunddeckentyp mindestens sechs Verbunddeckenversuche mit Längsschubversagen benötigt, und zwar jeweils drei mit langer (Gruppe A) und drei mit kurzer (Gruppe B) Schublänge L_s . Die charakteristischen Werte der Versuchsergebnisse für jede dieser beiden Versuchsgruppen legen die Position der sog. m+k-Geraden (Bild 20) fest, wobei die Koef-

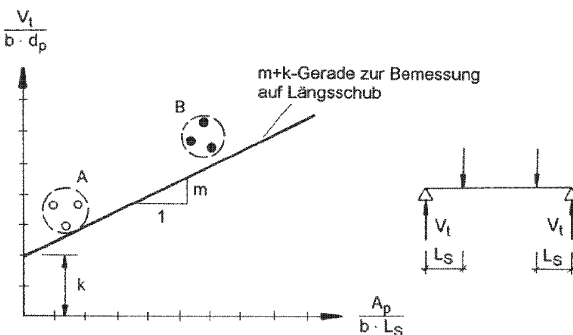


Bild 20. Auswertung der Versuchsergebnisse nach der m+k-Methode

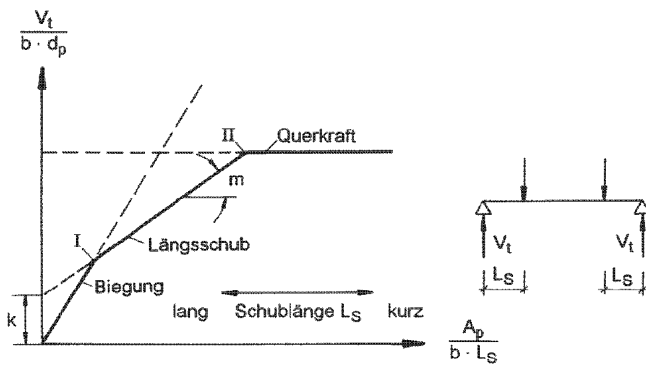


Bild 21. Hintergrund des m+k-Verfahrens

fizienten m und k als Steigung und als Achsabschnitt dieser Geraden definiert werden.

In Bild 21 ist der Hintergrund des m+k-Verfahrens dargestellt. Auf der Abszisse ist der Kehrwert der Schublänge L_s aufgetragen und auf der Ordinate die Querkraft am Auflager (jeweils als normierte Werte). Je größer die Schublänge ist, desto eher kann vollständige Verdübelung erreicht werden und es tritt Biegeversagen auf. Bei sehr kurzer Schublänge versagt die Verbunddecke infolge Querkrafteinwirkung. Dazwischen liegt der Bereich des Längsschubversagens.

Es ist nachzuweisen, dass der Bemessungswert der Querkraft V_{Ed} die aus der Gleichung der m+k-Geraden ermittelbare Grenzquerkraft $V_{l,Rd}$ nicht überschreitet:

$$V_{l,Rd} = b \cdot d_p \cdot \left[\frac{m \cdot A_p}{b \cdot L_s} + k \right] \cdot \frac{1}{\gamma_{vs}} \quad (9)$$

mit

γ_{vs} profilspezifischer Teilsicherheitsbeiwert für das m+k-Verfahren (i. d. R. $\gamma_{vs} = 1,25$)

A_p Nennwert der Querschnittsfläche des Profilbleches in mm^2

Die m+k-Methode stellt für den Anwender ein sehr einfaches Bemessungsverfahren dar, das allerdings nicht zum Verständnis des Tragverhaltens von Verbunddecken beiträgt, da kein mechanisches Modell zugrunde liegt. So ist es auch nur schwer möglich, den Anwendungsbereich über den durch die Versuche abgesteckten Rahmen hinaus zu erweitern. Das betrifft die Berücksichti-

gung von Zulagebewehrung oder Endverankerungsmaßnahmen, von stark unsymmetrischen Belastungsanordnungen sowie von großen Abweichungen der Plattendicke oder der Werkstoffeigenschaften. In all diesen Fällen müssen zusätzliche Verbunddeckenversuche durchgeführt werden, da sich die Auswirkung dieser Abweichungen von den Versuchsbedingungen nicht mit der m+k-Methode bestimmen lässt.

Die Schublänge L_s ist im Deckenversuch durch die Aufbringung von zwei symmetrisch angeordneten, über die Plattenbreite gleichmäßig verteilten Einzellasten eindeutig festgelegt. Die Bemessung für Gleichstreckenlasten wird mit einer Schublänge von $L_s = L / 4$ durchgeführt, denn bei einer Gleichstreckenbelastung mit $q = 2 \cdot V / L$ ist der Flächeninhalt unter der Querkraftlinie und damit die resultierende Schubkraft genauso groß wie für den Fall symmetrischer Einzellasten V in den Viertelpunkten (Bild 22). Für den Nachweis beliebiger Belastungsanordnungen ergibt sich die maßgebende Schublänge bei Einfeldträgern aus dem maximalen Moment dividiert durch den größeren Wert der Querkräfte an den benachbarten Auflagern. Wenn Decken als durchlaufende Verbunddecken bemessen werden, darf der Nachweis der Längsschubtragfähigkeit gemäß DIN 18800-5 an äquivalenten Einfelddecken mit einer Stützweite L_{eff} entsprechend der jeweiligen Länge des positiven Momentenbereichs erfolgen. Nach Eurocode 4 darf mit folgenden Ersatzstützweiten gerechnet werden: 0,8 L für Innenfelder und 0,9 L für Endfelder.

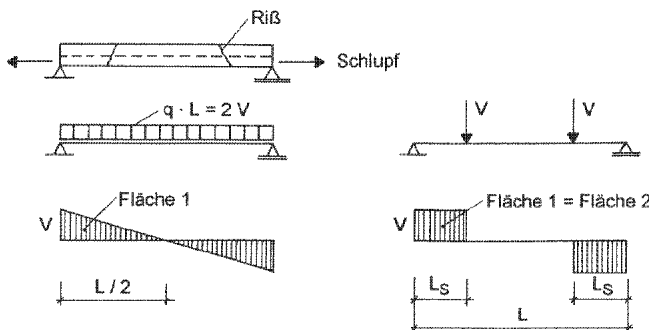


Bild 22. Ermittlung der Schublänge für Gleichstreckenbelastung beim m+k-Verfahren

2.3.6.3 Längsschubtragfähigkeit nach dem Teilverbundverfahren

Bemessungswert der Verbundfestigkeit

Für den Nachweis nach der Teilverbundmethode muss als einziger Parameter die Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ anhand von Versuchen ermittelt werden. Darin sind sowohl die Leistungsfähigkeit des Flächenverbundes (mechanische Verdübelung, Reibungsverbund bei hinterschnittener Profilform) als auch die zusätzlich durch die Querpressung am Auflager hervorgerufenen Reibungseffekte (Coulomb'sche Reibung) enthalten.

Für jeden Profilblechtyp sind zur Bestimmung der Verbundfestigkeit mindestens 4 Versuche mit symmetrisch belasteten Verbunddecken erforderlich. Versuche mit kurzer Schublänge und dickeren Platten zeigen ein weniger duktileres Tragverhalten und ergeben aufgrund größerer Querpressungen im Auflagerbereich und der damit deutlich verstärkten Reibungskomponente höhere Werte für die Verbundfestigkeit als Versuche mit langer Schublänge und geringerer Plattendicke. Für die Ermittlung des Bemessungswertes der Verbundfestigkeit werden daher 3 Deckenversuche mit möglichst großer Schubschlankheit L_s/h – aber immer noch mit Längsschubversagen – durchgeführt. Der vierte Versuch mit kürzerer Schublänge dient zur Klassifizierung des Verbundverhaltens, d. h. der Feststellung, ob sich der untersuchte Verbunddeckentyp in allen Schublängenbereichen duktil verhält. Der aus den Versuchsergebnissen mittels einer statistischen Auswertung bestimmte, profilblechspezifische Bemessungswert für die Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ ist der jeweiligen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung zu entnehmen.

Bei der Ermittlung der Verbundfestigkeit wird die Betondruckfestigkeit nicht berücksichtigt. Die Zerlegung von Versuchskörpern mit Normalbeton und Blechen mit mechanischer Verdübelung zeigt, dass die in den Beton eingeprägten Noppen nach Beendigung der experimentellen Untersuchungen unzerstört sind, d. h., die Verschiebungen in der Verbundfuge werden allein durch die Verformbarkeit des Profilbleches gewährleistet und sind damit unabhängig von den Betoneigen-

schaften. Allerdings ist dazu nach [68, 73] mindestens ein Beton C12/15 erforderlich. Bei noch geringerer Betonfestigkeit wurden bei der Versuchskörperzerlegung Schleifspuren auf dem Beton in Schlupfrichtung festgestellt. Die allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen [32–40] fordern ohnehin für Verbunddecken mit mechanischer Verdübelung oder mit Endverankerungen durch Kopfbolzendübel mindestens einen Beton C20/25.

Nachweis der Längsschubtragfähigkeit

Die Teilverbundtheorie liefert für Verbunddecken mit duktilem Tragverhalten ein übersichtliches und verständliches Bemessungsverfahren nach Art der Momentendeckung. Dabei stellt die Teilverbundkurve die Grenzkurve für die Beanspruchbarkeit der Verbunddecke dar (s. Bild 10). Es ist nachzuweisen, dass die Beanspruchung M_{Ed} an jeder Stelle kleiner oder gleich der Beanspruchbarkeit M_{Rd} ist. Für den Nachweis wird die Momentenbeanspruchung in das Bemessungs-Teilverbund-Diagramm eingetragen (Bild 23). Der Maßstab für die Auftragung der Beanspruchung ist durch die Stelle $L_x = L_{Sf}$ gegeben, bei der rechnerisch die volle Verdübelung ($\eta = 1,0$) erreicht wird:

$$L_{Sf} = \frac{|N_{c,f}|}{\tau_{u,Rd} \cdot b} \quad (10)$$

Die Schublänge L_{Sf} (erf. Schublänge für vollen Verbund) ist charakteristisch für das jeweilige Profilblech. Sie ist vergleichbar mit der Verankerungslänge im Stahlbetonbau. Bei den neu zugelassenen hinterschnittenen Verbunddeckenprofilen mit zusätzlichen Noppen (Cofrastra [34], Cofrastra 56S [35], SuperHolorib [33], SteelComp [38]) liegt L_{Sf} zwischen 1 m und 2 m. Bei den glatten hinterschnittenen Profilblechen der Holorib-Verbunddecke [32], die lediglich einen schwachen Reibungsverbund hat, beträgt L_{Sf} mehr als 10 m. Bei $L_x \geq L_{Sf}$ wird die volle Biegetragfähigkeit für die Bemessung maßgebend, während für den Bereich $L_x < L_{Sf}$ nur teilweise Verdübelung vorliegt, sodass die Tragfähigkeit von der Verbundfestigkeit bestimmt

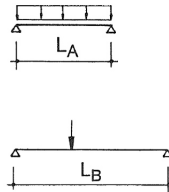
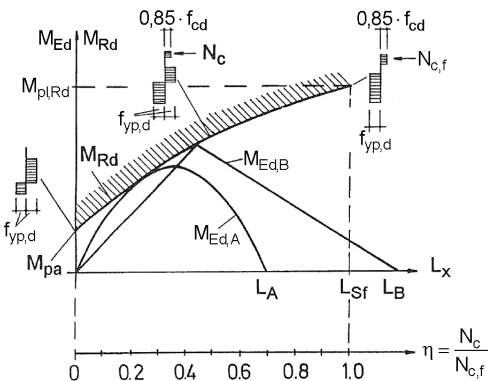


Bild 23. Bemessung mit Teilverbundverfahren

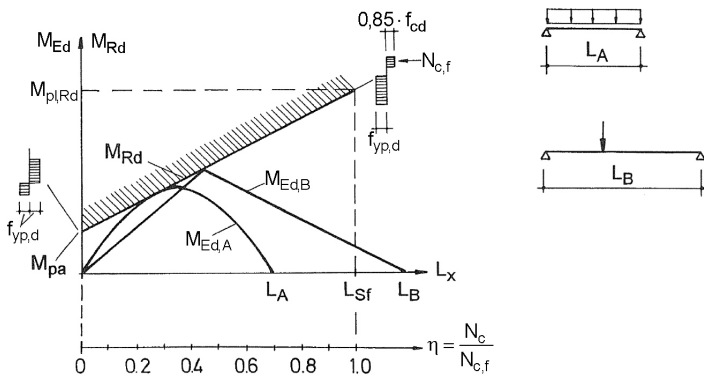


Bild 24. Vereinfachte Bemessung mit der Interaktionsgeraden

wird. Der Bemessungswert für die Verbundfestigkeit $\tau_{u,Rd}$ ist der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für das jeweilige Profilblech zu entnehmen.

Bild 23 zeigt, dass dieses auf der Teilverbundmethode basierende Bemessungsverfahren nicht nur bei Gleichstreckenlasten und symmetrischen Einzellasten anwendbar ist, sondern dass die Grenztragfähigkeit auch für beliebige Lastanordnungen ermittelt werden kann. Das Teilverbundverfahren hat gegenüber der m+k-Methode weiterhin den Vorteil, dass veränderte Materialfestigkeiten oder Plattengeometrien rechnerisch berücksichtigt werden können. Aus diesem Grund hat sich das Teilverbundverfahren in den allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen als Standardverfahren für die Bemessung von duktilen Verbunddecken etabliert.

Vereinfachend und auf der sicheren Seite liegend darf für die Bemessung anstelle der gekrümmten Grenzkurve auch die Interaktionsgerade verwendet werden, für die lediglich die plastischen Grenzmomente des Profilbleches und des Gesamtquerschnitts ermittelt werden müssen (Bild 24).

Das Auffinden des Berührungspunktes zwischen Momentenzustandslinie und der Grenzkurve oder der Grenzgerade ist nur dann erforderlich, wenn die maximale Beanspruchbarkeit ermittelt werden soll (z. B. zur Erstellung wirtschaftlicher Bemessungstabellen für Profilbleche). Für vorgegebene Belastungen ist es ausreichend, zu zeigen, dass die Momentenbeanspruchung unterhalb der Grenzkurve liegt.

Nachweis bei zusätzlichen Endverankerungen

Durch zusätzliche Endverankerungsmaßnahmen werden größere Relativverschiebungen zwischen Profilblech und Aufbeton verhindert, die Längsschubtragfähigkeit wird deutlich erhöht und das Tragverhalten wird insbesondere bei Blechen mit schwacher mechanischer Verdübelung verbessert. Das in Bild 25 dargestellte Last-Verformungs-Diagramm enthält exemplarisch für das trapezförmige Cofradal-Profilblech drei typische Last-Durchbiegungs-Verläufe. Ohne Endver-

ankerung liegt ein deutlich sprödes Tragverhalten vor: nach der Zerstörung des Haftverbundes ist die schwache mechanische Verdübelung nicht in der Lage, das Lastniveau vor Schlupfbeginn wieder zu erreichen. Schon durch eine Endverankerung mit drei durchgeschweißten Kopfbolzendübeln $\varnothing 19$ mm wird das Tragverhalten duktil und die Tragfähigkeit kann nennenswert gesteigert werden. Durch die Endverankerung mit fünf Kopfbolzendübeln kann die Tragfähigkeit nochmals deutlich verbessert werden.

Endverankerungsmaßnahmen und der Flächenverbund des Profilbleches nehmen gemeinsam den Längsschub in der Verbundfuge auf. Eine Addition der Längs-

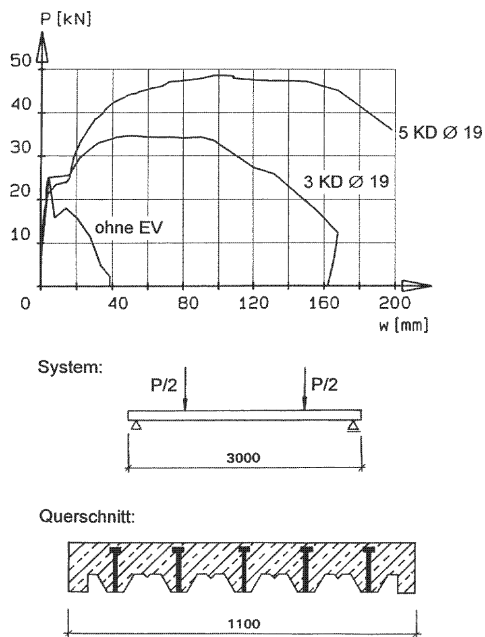


Bild 25. Tragverhalten einer Trapezprofil-Verbunddecke mit und ohne Endverankerungen

schubtragfähigkeiten ist jedoch nur dann möglich, wenn die maximalen Tragfähigkeiten der Endverankerung und des Profilverbundes ungefähr bei dem gleichen Schlupf erreicht werden, d. h., wenn eine Affinität zwischen den beiden Verformungscharakteristiken besteht.

Ist die Tragfähigkeit einer Endverankerung mit Kopfbolzendübeln und deren Zusammenwirken mit dem Flächenverbund eines Profilbleches beispielsweise im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung geregelt, so brauchen die Kopfbolzen lediglich für die anteilige Blechzugkraft bemessen zu werden, die nicht durch den Flächenverbund aufgenommen werden kann. Die Bemessung der endverankerten Verbunddecke kann dann mit dem Teilverbundverfahren durchgeführt werden.

Ist das Zusammenwirken mit dem Flächenverbund nicht geregelt, so sind die Kopfbolzendübel für die größte Zugkraft im Profilblech nachzuweisen. Das entspricht einer Bemessung mit dem Bogen-Zugband-Modell.

Die Grenztragfähigkeit von durchgeschweißten Kopfbolzendübeln entspricht dem Minimum aus der Grenzscherkraft des Kopfbolzens, wobei entweder der Bolzenschaft oder der umgebende Beton versagen kann, und der Grenzlochleibungskraft des Profilbleches [4, 10].

Grenzscherkraft (wie bei Verbundträgern):
Bolzenschaft:

$$P_{Rd} = 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (11)$$

Beton nach Eurocode 4:

$$P_{Rd} = 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (12)$$

Beton nach DIN 18800-5:

$$P_{Rd} = 0,25 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \sqrt{f_{ck} \cdot E_{cm}} \cdot \frac{1}{\gamma_v} \quad (13)$$

$$\alpha = 0,2 \cdot (h_{sc}/d + 1) \quad \text{für } 3 < h_{sc}/d < 4$$

$$\alpha = 1,0 \quad \text{für } h_{sc}/d \geq 4$$

Grenzlochleibungskraft:

$$P_{pb,Rd} = k_{\varphi} \cdot d_{do} \cdot t \cdot f_{yp,d} \quad (14)$$

$$k_{\varphi} = 1 + \frac{a}{d_{do}} \leq 6,0 \quad \text{wobei } a \geq 1,5 \cdot d_{do}$$

mit

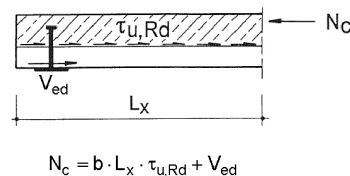
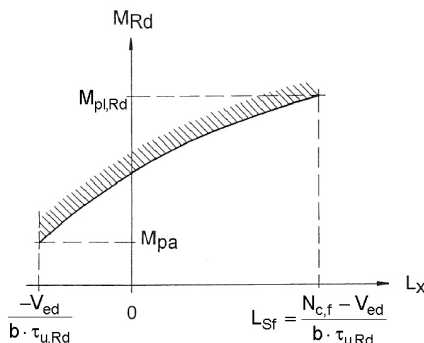
- f_u spezifizierte Zugfestigkeit des Bolzenmaterials
- d Schaftdurchmesser des Kopfbolzens
- h_{sc} Gesamthöhe des Kopfbolzens
- d_{do} Durchmesser des Kopfbolzenschweißwulstes
- E_{cm} Mittelwert des Sekantenmoduls des Betons
- t Dicke des Profilbleches
- a Randabstand des Kopfbolzens

Werden Kopfbolzendübel gleichzeitig sowohl als Endverankerung für Verbunddecken als auch zur Gewährleistung des Trägersverbundes herangezogen, so ist für diese zweifache Beanspruchung zusätzlich ein Interaktionsnachweis zu führen.

Als weitere Endverankerungsmaßnahmen kommen beispielsweise Blechverformungsanker oder Setzbolzen infrage, allerdings nur, wenn diese im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung gesondert geregelt sind.

Neu hinzugekommen ist die Möglichkeit der Berücksichtigung von Reibungskräften an den Auflagern als zusätzliche Endverankerungskräfte. Die aus einer Auflagerkraft R_{Ed} resultierende Reibungskraft $V_{ed} = \mu \cdot R_{Ed}$ darf als Endverankerungskraft angerechnet werden, sofern dies für das Profilblech ebenfalls gesondert geregelt ist.

Der Nachweis für Verbunddecken mit zusätzlichen Endverankerungsmaßnahmen wird wieder nach dem Prinzip der Momentendeckung geführt. Die in der Verbundfuge übertragbare Schubkraft N_c setzt sich aus dem Anteil des Flächenverbundes (Profilfläche multipliziert mit der Verbundfestigkeit) und der Längsschubtragfähigkeit der Endverankerung zusammen. Dem Einfluss der Endverankerung wird im Bemessungs-Teilverbund-Diagramm dadurch Rechnung getragen, dass die Grenzkurve der Beanspruchbarkeit entsprechend dem Anteil der Endverankerung an der gesamten Längsschubtragfähigkeit entlang der Abs-



$$N_c = b \cdot L_x \cdot \tau_{u,Rd} + V_{ed}$$

Bild 26. Teilverbunddiagramm einer Verbunddecke mit Endverankerung

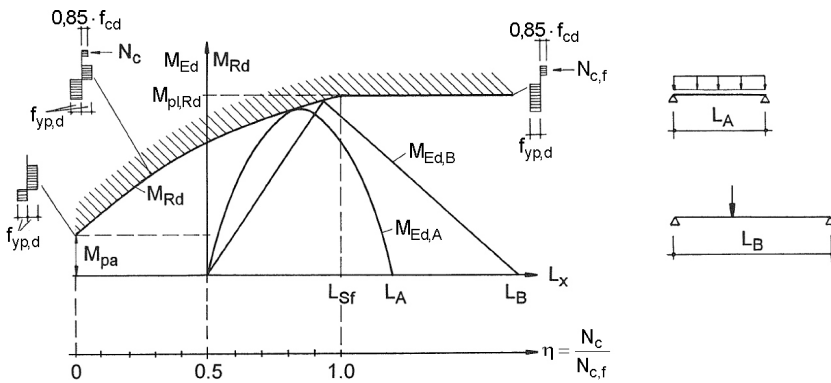


Bild 27. Bemessung mit dem Teilverbundverfahren bei Verbunddecken mit Endverankerung

zisse verschoben wird (Bild 26). Damit ist bereits an der Stelle $L_x = 0$ eine deutlich höhere Momenten Tragfähigkeit vorhanden, die nicht mehr allein aus dem plastischen Grenzmoment des Profilbleches resultiert. Durch die an der Endverankerung aufnehmbare Schubkraft kann dort bereits ein zusätzliches Moment aus Blechzugkraft und Betondruckkraft aufgebaut werden.

Der Nachweis erfolgt, indem gezeigt wird, dass die Momentenbeanspruchung M_{Ed} in jedem beliebigen Querschnitt kleiner oder höchstens gleich der nun durch die verschobene Grenzkurve festgelegten Beanspruchbarkeit M_{Rd} ist. Durch die in Bild 27 gewählte Endverankerung von 50 % der plastischen Blechnormalkraft kann die Grenztragfähigkeit bei der unsymmetrischen Belastung um ca. 45 % gesteigert werden und bei der Gleichstreckenlast sogar um ca. 60 %. Letzteres liegt auch daran, dass der kritische Querschnitt durch die Endverankerung fast in der Feldmitte liegt, während bei der unverankerten Verbunddecke der maßgebende Querschnitt näher am Auflager ist.

Nachweis bei zusätzlicher Bewehrung

Zusätzlich eingelegte Betonstahlbewehrung, die ggf. aus Gründen des Brandschutzes ohnehin vorhanden ist, kann beim Teilverbundverfahren als additives Glied bei der Ermittlung von M_{Rd} berücksichtigt werden. Die Momenten Tragfähigkeit der Verbunddecke setzt sich dann aus drei Anteilen zusammen: dem Kräftepaar aus der Normalkraft im Profilblech und dem entsprechenden Anteil der Betondruckkraft, dem Kräftepaar

aus der Zugkraft in der Bewehrung und der zugehörigen Betondruckkraft sowie das unter Berücksichtigung der Momenten-Normalkraft-Interaktion reduzierte plastische Grenzmoment des Profilbleches M_{pr} (Bild 28):

$$M_{Rd} = N_p \cdot z_p + N_s \cdot z_s + M_{pr} \quad (15)$$

mit

$$N_p = b \cdot L_x \cdot \tau_{u,Rd}$$

$$N_s = A_s \cdot f_{sd}$$

$$z_p = h - 0,5 \cdot x_{pl} - e_p + (e_p - e) \cdot \frac{N_p}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}}$$

$$z_s = d_s - 0,5 \cdot x_{pl}$$

$$x = \frac{N_p + N_s}{b \cdot (0,85 \cdot f_{cd})}$$

$$M_{pr} = 1,25 \cdot M_{pa} \cdot \left[1 - \frac{N_p}{A_{pe} \cdot f_{yp,d}} \right] \leq M_{pa}$$

- e Abstand der Schwerlinie des Profilbleches von dessen Unterkante
- e_p Abstand der plast. Nulllinie des Bleches von dessen Unterkante

Das in Bild 29 dargestellte Teilverbunddiagramm verdeutlicht, dass durch eine entsprechend gewählte Zulaubewehrung und die damit verbundene Biegetragfähigkeit des bewehrten Aufbetons M_c die Tragfähigkeit – insbesondere bei niedrigen Verdübelungsgraden – deutlich verbessert werden kann.

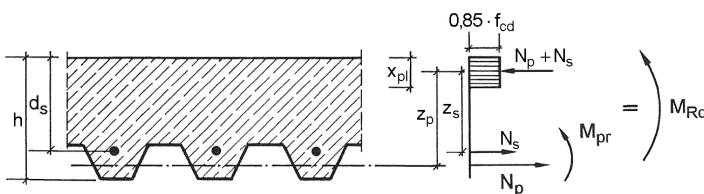


Bild 28. Verbunddecken mit Zulaubewehrung

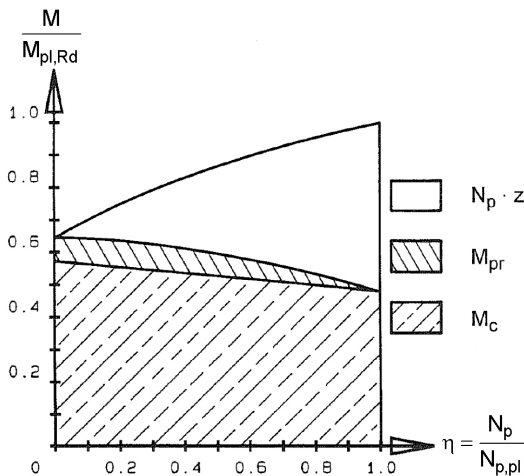


Bild 29. Teilverbunddiagramm bei Berücksichtigung von Zulagebewehrung

Die Bemessung erfolgt wieder über den Nachweis der Momentendeckung mit dem entsprechend modifizierten Teilverbunddiagramm. Voraussetzung ist, dass die Zulagebewehrung voll wirksam ist. Das bedeutet nicht nur, dass eine ausreichende Verankerungslänge zur vollständigen Aktivierung der Bewehrung erforderlich ist, sondern auch, dass die Bewehrung in dem für die Bemessung kritischen Querschnitt die Streckgrenze erreichen muss. Dies wird nach DIN 18800-5 durch die beiden folgenden Bedingungen erreicht: die plastische Nulllinie darf nicht im Bereich des Profilbleches liegen und $N_s/N_p \leq 0,7$ muss erfüllt sein.

2.3.6.4 Querkrafttragfähigkeit

Die Grenzkraft $V_{v,Rd}$ ist nach den Stahlbetonnormen Eurocode 2 [7] oder DIN 1045-1 [1] zu ermitteln. Dabei wird die Verbunddecke als Stahlbetondecke mit kammartigem Querschnitt ohne rechnerisch erforderliche Schubbewehrung betrachtet. Der Beitrag des Profilbleches wird vernachlässigt. Als kleinste Querschnittsfläche b_w innerhalb der Nutzhöhe d_p ist b_0 gemäß Bild 14 anzusetzen.

Neuere Untersuchungen an Leichtbetonen haben gezeigt, dass bei Betonen mit besonders ungünstigem Verhältnis von Zug- und Druckfestigkeit ein frühzeitiges Schubversagen eintreten kann [88]. Dabei geht ein Biegeriss in einen Schubriss über und es kommt zu einer horizontalen Einschnürung und Separierung der Betondruckzone. Dabei treten nennenswerte vertikale Verschiebungen der Rissufer auf. Bei der Verwendung von Betonen mit ungünstigem Verhältnis von Zug- und Druckfestigkeit (z. B. Leichtbetone, Hochleistungsbetone) ist deshalb darauf zu achten, dass dieses Tragverhalten durch die gängigen, an Normalbetonen kalibrierten Bemessungsregeln nicht voll umfänglich abgedeckt ist.

2.3.6.5 Durchstanzen

Die Grenztragfähigkeit gegen Durchstanzen $V_{p,Rd}$ ist ebenfalls nach den Stahlbetonnormen Eurocode 2 oder DIN 1045-1 zu ermitteln. Wenn kein genauere Nachweis geführt wird, darf der Betonquerschnitt in den Rippen bei der Ermittlung der Tragfähigkeit nicht berücksichtigt werden, sondern nur die Höhe des Aufbetons h_c .

2.3.7 Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit

2.3.7.1 Beschränkung der Rissbreite

Im Bereich negativer Momente durchlaufender Platten ist die Rissbreite gemäß den Stahlbetonnormen Eurocode 2 [7] oder DIN 1045-1 [1] zu beschränken. Dazu muss eine ausreichende Mindestbewehrung zur Vermeidung des Fließens der Zugbewehrung beim Erreichen der Risslast vorhanden sein. Ohne direkte Berechnung kann die Rissbildung durch Begrenzung der Abstände und/oder der Durchmesser der Bewehrungsstäbe der statisch erforderlichen Bewehrung begrenzt werden. Bei Platten in Innenräumen mit normaler Luftfeuchte (Expositionsklasse XC1), die durch Biegung ohne wesentlichen zentrischen Zug beansprucht werden, sind keine besonderen Maßnahmen zur Beschränkung der Rissbildung erforderlich, wenn die Gesamtdicke 200 mm nicht übersteigt. Schließlich kann die Rissbreite nach den Stahlbetonnormen auch explizit berechnet werden.

Werden durchlaufende Verbunddecken als Kette von Einfeldplatten bemessen, so ist eine konstruktive Mindestbewehrung anzuordnen. Dabei muss für Decken beim Betonieren ohne Hilfsstützen (Verkehrsverbund) die Querschnittsfläche der konstruktiven oberen Bewehrung über den Innenstützen mindestens 0,2 % und beim Betonieren mit Hilfsstützen (Eigengewichtsverbund) mindestens 0,4 % der Querschnittsfläche des Betons oberhalb des Profilbleches betragen. Diese Mindestbewehrung bewirkt die Aufnahme eines gewissen negativen Moments im Stützbereich und muss deshalb nicht nur entsprechend verankert, sondern auch mit einer ausreichenden Länge über die Stütze hindurchgeführt werden. In [74] wird daher eine Mindestlänge der Stützbewehrung von 0,3 L je Feld empfohlen.

2.3.7.2 Verformungsbegrenzung

Bei einfeldrigen Verbunddecken und in den Endfeldern von Durchlaufdecken kann der Schlupf zwischen Profilblech und Beton zu einer Vergrößerung der Verformungen führen. Dieser Einfluss darf vernachlässigt werden, wenn in den Regelungen für das Profilblech (allgemeine bauaufsichtliche Zulassung) keine abweichenden Angaben enthalten sind. Gemäß Eurocode 4 braucht der Schlupf nicht berücksichtigt zu werden, wenn er im Bauteilversuch erst bei einer Prüflast beginnt, die die 1,2-fache Bemessungslast im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit überschreitet. Als

Schlupfbeginn gilt dabei ein Schlupf am Plattenende von 0,5 mm. Tritt ein größerer Endschlupf unter einer Last auf, die kleiner als die 1,2-fache Bemessungslast im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit ist, sollten Endverankerungen angeordnet werden. Alternativ müssten die Durchbiegungen unter Berücksichtigung des Schlupfes in der Verbundfuge berechnet werden. Durchbiegungsberechnungen dürfen entfallen, wenn der Schlupf vernachlässigbar ist und die zulässigen Grenzwerte der Biegeschlankheit nach Eurocode 2 oder nach DIN 1045-1 eingehalten werden. DIN 1045-1 [1] enthält für Deckenplatten des üblichen Hochbaus aus Normalbeton die allgemein bewährten Verhältnisse von Ersatzstützweite zu Nutzhöhe von $L_i/d \leq 35$ oder $L_i/d \leq 150/L_i$ bei höheren Anforderungen. Eurocode 2 [7] enthält derzeit zwar differenziertere aber auch wesentlich strengere Anforderungen. Insbesondere wird der versteifende Einfluss von Durchlaufwirkungen (Einspannungen) als weniger wirksam angesehen. Dies würde zu deutlich größeren Deckendicken als bisher führen.

2.3.8 Sonderfälle

2.3.8.1 Bleche für große Spannweiten im Bauzustand

In der Regel weisen Verbundbleche Profilhöhen von bis zu 70 mm auf. Mit ihnen lassen sich Montagestützweiten von ca. 2 bis 3 m ohne Unterstützung während des Betonierens realisieren. Eine etwa doppelt so große Stützweite im Bauzustand wird mit dem 210 mm hohen Verbundblech Comflor 210 (s. Tabelle 1 und Bild 4) erreicht. Damit ist es für große Einbauhöhen (ab ca. 5 m) wirtschaftlich interessant, da dann statt kostengünstiger Jochreihen aufwendige Rüsttürme eingesetzt werden müssten, sodass sich die Kosten für die Unterstützungsmaßnahmen im Bauzustand vervielfachen würden. Ein weiterer Anwendungsbereich dieses Bleches sind leichte, weit gespannte Decken, bei denen die Verbundbleche mit in der Decke integrierten Stahlprofilen kombiniert werden.

2.3.8.2 Verwendung von Leichtbeton

Das Tragverhalten von Verbunddecken mit konstruktivem Leichtbeton wird maßgeblich von dem im Vergleich zu Normalbeton geringeren E-Modul bestimmt [75]. Dadurch kann der Reibungsverbund weniger stark aktiviert und der mechanische Verbund leichter überwunden werden. Der Reibungsverbund beruht auf einer Behinderung der Profilverformung durch den umgebenden Beton. Zur Überwindung des mechanischen Verbundes wird beim Schlupf das Profilblech im Bereich der Noppen vom Beton weggedrückt, was mit Profilverformungen im Obergurt und in den oberen Stegbereichen verbunden ist, denen wiederum der Beton entgegen wirkt. Dieser Widerstand nimmt mit geringer werdendem E-Modul ab, sodass bei

Leichtbeton mit einer Abminderung der Längsschubtragfähigkeit zu rechnen ist. In [73] wird für hinterschnittene Profilbleche mit zusätzlichen Noppen vorgeschlagen, die anhand von Verbunddeckenversuchen mit Normalbeton ermittelten Längsschubtragfähigkeiten bei der Verwendung von Leichtbeton auf 80 % zu reduzieren. In Deutschland muss jedoch die Verwendung von Leichtbeton bei Verbunddecken entweder im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung oder durch eine Zustimmung im Einzelfall geregelt werden.

2.3.8.3 Schwimmende Auflagerung

Im Geschossbau werden i. d. R. die aussteifenden Stahlbetonkerne vor den Decken mit Gleit- oder Kletterschalung hergestellt, sodass die Profilbleche nicht unmittelbar auf die Kernwände aufgelegt werden können. Für den nachträglichen Anschluss der Decken an die Wände wird dann ein Übergreifungsstoß zwischen dem Profilblech und der Wandanschlussbewehrung erforderlich.

In [54] werden Versuche zur Ermittlung der erforderlichen Übergreifungslänge bei Vollstoß zwischen Profilblech und Betonstahl beschrieben. Alle Versuchskörper verhielten sich ausgesprochen duktil, das Versagen kündigte sich durch große Durchbiegungen an. Es trat ein Biegebruch außerhalb des Übergreifungsbereichs bei Erreichen des vollplastischen Moments auf. Allerdings zeigte es sich, dass die erforderliche Übergreifungslänge des Profilbleches größer ist, als die Schublänge L_{sf} für volle Verdübelung. Die fehlende Auflagerpressung am Blechende im Übergreifungsbereich führt zu einer etwas geringeren Verbundfestigkeit (s. auch Abschn. 2.3.6.3).

Auch die Übergreifung zwischen Profilblech und Betonstahl muss in Deutschland entweder im Rahmen einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung (z. B. [33]) oder durch eine Zustimmung im Einzelfall geregelt werden.

2.3.8.4 Nicht vorwiegend ruhende Beanspruchung

Bisher sind lediglich die Holorib- [32] und die Super-Holorib-Verbunddecken [33] für die Anwendung bei nicht vorwiegend ruhender Belastung bauaufsichtlich zugelassen.

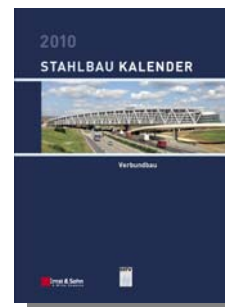
Der Nachweis gegen Ermüdung orientiert sich an DIN 1045-1 [1]. Zu beachten ist, dass der Anteil aus der Zugkraft in der Profiltafel, der aus der nicht vorwiegend ruhenden Beanspruchung resultiert, allein durch Endverankerungsmaßnahmen (Kopfbolzendübel im Durchschweißverfahren, Blechverformungsanker, Setzbolzen oder gewindefurchende Schrauben) aufgenommen werden muss. Weder der durch die hinterschnittene Profilgeometrie hervorgerufene Reibungsverbund noch der Flächenverbund durch eingewalzte Noppen dürfen in Rechnung gestellt werden.

Kuhlmann, Ulrike (Hrsg.)

Stahlbau-Kalender 2010

Schwerpunkt: Verbundbau

835 Seiten, 753 Abbildungen, 127 Tabellen, Hardcover.



Für die neue Ausgabe des Stahlbau-Kalenders wurde ein Schwerpunkt gesetzt, der in der Planungspraxis zunehmend eine Rolle spielt. Die Verbundbauweise bietet innovative Tragwerkslösungen für den Hoch- und Industriebau. Die erfolgreiche Verbreitung im Hochhaus- und Geschossbau in den letzten 20 Jahren ist den zahlreichen Vorteilen dieser Bauweise geschuldet: Wirtschaftlichkeit durch kurze Montagezeiten mit fortschrittlicher Anschlusstechnik, mehr Gestaltungs"freiraum" mit großen Spannweiten und geringen Bauhöhen. Gegenüber dem reinen Stahlbau ermöglicht der Verbund von Stahl und Beton intelligente ganzheitliche Lösungen durch integrierten Brandschutz. Für den jüngeren Gebäudebestand mit Stahl-Glas-Fassaden ergeben sich vor dem Hintergrund der Energieeinsparverordnung (EnEV) Fragen und nicht selten die Notwendigkeit von energetischen Sanierungsmaßnahmen. Zukünftig Sanierungsfälle vermeiden und den Bestand untersuchen hilft die neue DAST-Richtlinie 022 "Feuerverzinken von tragenden Stahlbauteilen", deren Hintergründe ausführlich erläutert werden.

Aus dem Inhalt

- Stahlbaunormen - Kommentierte Stahlbauregelwerke (Sascha Hothan, Karsten Kathage, Christoph Ortmann)
- Stahlbaunormen - Verbundtragwerke aus Stahl und Beton - Bemessung und Konstruktion; Kommentar zu DIN 18800-5 (Gerhard Hanswille, Markus Schäfer, Marco Bergmann)
- Verbundstützen (Norbert Sauerborn, Joachim Kretz)
- Verbundträger und Deckensysteme (Wolfgang Kurz, Norbert Sauerborn, Ingeborg Sauerborn, Martin Mensinger, Christian Kohlmeyer)
- Verbundanschlüsse nach Eurocode (Lars Rölle, Ulrike Kuhlmann)
- Sandwichelemente im Hochbau (Jörg Lange, Klaus Berner)
- Sanierung von Vorhangfassaden der 1950er bis 1970er Jahre (Bernhard Weller, Sven Jakubetz, Friedrich May, Anja Meier)
- Feuerverzinken von tragenden Stahlbauteilen nach DAST-Richtlinie 022 und Bewertung verzinkter Stahlkonstruktionen (Markus Feldmann, Dirk Schäfer, Gerhard Sedlacek)

Bestellfax: +49 (0)30 47031 240- Ernst & Sohn, Berlin

Anzahl	Bestell-Nr.	Titel	Einzelpreis*
	978-3-433-02939-8	Stahlbau-Kalender 2010	☐ € 135,- ☐ € 115,- (Fortsetzungsbezugpreis**)
		monatlicher Ernst & Sohn E-Mail Newsletter	kostenlos
	2092	Probeheft der Zeitschrift Stahlbau	kostenlos

Liefer- und Rechnungsanschrift: ☐ privat ☐ geschäftlich

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

Ernst & Sohn
A Wiley Company

Datum / Unterschrift

**Beim Fortsetzungsbezug erhalten Sie die jährliche Ausgabe direkt nach Erscheinen (April) zum günstigeren Fortsetzungspreis zugesandt. Die automatische Belieferung können Sie jederzeit jährlich bis zum 30. Januar 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: April 2010 (homepage_Leseprobe)