

Verbunddübel für Konstruktionen mit Stahl/Beton-Verbund

Autor(en): **Crisinel, Michel / Clénin, David**

Objektyp: **Article**

Zeitschrift: **Schweizer Ingenieur und Architekt**

Band (Jahr): **103 (1985)**

Heft 39

PDF erstellt am: **26.04.2024**

Persistenter Link: <https://doi.org/10.5169/seals-75890>

Nutzungsbedingungen

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

Haftungsausschluss

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

Zweischalen-Mauerwerk mit Faserdämmstoffplatten
80 mm mit Dampfsperre aus Polyäthylenfolie 0,2 mm Fr. 172.-/m²
Zweischalen-Mauerwerk mit Kunststoff-Hartschaumplatten
80 mm inkl. Dampfsperre und Ausschäumen der Fugen Fr. 186.-/m²
Zweischalen-Mauerwerk mit Foamglas-Board-Platten
80 mm Fr. 188.-/m²

Damit ist das Zweischalen-Mauerwerk mit Foamglas-Board-Wärmedämmung etwa 10% teurer als die Variante mit Faserdämmstoff mit Dampfsperre. Die Gesamtbaukosten im Wohnungsbau dürften durch die Verwendung von Foamglas-Board als Kerndämmung im Zweischalenmauerwerk etwa 1,5% höher liegen. Als Gegenleistung erhält man ein Mauerwerk mit unter allen Umständen und langfristig konstantem k-Wert sowie kleinstmöglichem Bauschadenrisiko.

Zusammenfassung

Feuchtigkeit im Innern eines Zweischalen-Mauerwerkes kann zu Bauschäden führen. Diese sind am ehesten in Ecken, bei Anschlüssen oder Durch-

dringungen zu erwarten. Die an diesen Stellen kondensierende Feuchtigkeit kann jedoch nicht rechnerisch zum Voraus bestimmt werden. Die Forderung nach Konstruktionen ohne Kondensation im Innern, auch bei tiefen Temperaturen, scheint daher sinnvoll. Die so gewonnene zusätzliche Sicherheit verhindert Bauschäden auch dann, wenn Planung und Bauausführung an einzelnen Stellen nicht ganz optimal sind. Die Kondensationsfreiheit an kritischen Stellen kann rechnerisch – allerdings mit erheblichem Aufwand – ermittelt werden.

Die aufgestellte Forderung kann erreicht werden, indem Faserdämmstoffe mit einer Dampfsperre mit dichten Fugen und Anschlüssen an andere Bauteile eingebracht werden, wobei der Bauvorgang klug gewählt werden muss. Werden Kunststoff-Hartschaumplatten als Wärmedämmung verwendet, so sind deren Fugen mit Nut und Kamm zu versehen und, wo diese fehlen, an Anschlüssen auszuschäumen. Diese Ausführung eliminiert die Wasserdampfkondensation nicht ganz, aber zu einem wesentlichen Teil. Auf einfache Art und Weise können die Forderungen erreicht werden, indem Foamglas als Wärmedämmstoff verwendet wird. Dieser ist zwar etwas teurer, lässt sich

aber auf der Baustelle sehr leicht und bei fast jeder Witterung verarbeiten. Die so errichteten Mauerwerke weisen ein minimales wärme- und feuchtigkeitstechnisches Bauschadenrisiko auf.

Adresse des Verfassers: *Heinz Wieland*, dipl. Bauing. ETH, Im Städtli, 7304 Maienfeld.

Literaturverzeichnis

- [1] SIA 177/1, Ausgabe 1983
- [2] Vorlesung ETH Abt. 2 SS/84 Baustatik, ausgewählte Kapitel: Mauerwerksbau von Prof. Dr. B. Thürlimann, Dr. R. Furler, H. R. Ganz, W. Santi
- [3] SIA 180, Ausgabe 1970
- [4] SIA 180/1, Ausgabe 1980
- [5] DIN 4108 Teil 3 und 5, Ausgabe 1981
- [6] Informationsstelle der Schweizerischen Ziegelindustrie: Element 23
- [7] Eine neue Methode zur einfachen Diffusionskontrolle bei Aussenwänden R. Saggelsdorf in SIA 37/84
- [8] Kapillarer und dampfförmiger Feuchte-transport in mehrschichtigen Bauteilen. Dissertation von Kurt Kiessel, Essen 1983
- [9] Tabellarium aller wichtigen Grössen für den Wärme- und Kälteschutz von Dr. J. S. Cammerer, 11. Auflage 1973

Verbunddübel für Konstruktionen mit Stahl/Beton-Verbund

Michel Crisinel und David Clénin, Lausanne

In Stahl/Beton-Verbundträgern ist eine zuverlässige Verbindung zwischen dem Stahlelement und dem Betonelement des Trägers erforderlich. Das herkömmliche Aufschweissen von Kopfdübeln auf den Stahlträger verursacht Schwierigkeiten auf der Baustelle, besonders wenn die Schweissung durch ein Profilblech des Betonelements hindurch erfolgen muss. Der neue HVB-Verbunddübel wird mittels eines Bolzenschiessgerätes ohne Schweissen fest mit dem Stahlträger verbunden. Die Tragfähigkeit solcher Verbindungen wurde in ausgedehnten Versuchsreihen untersucht.

Einleitung

Stahl/Beton-Verbundträger sind tragende, auf Biegung beanspruchte Elemente, die aus einem Stahlträger und einer Betonplatte bestehen. Die beiden Materialien sind mechanisch miteinander verbunden, um die Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton einzuschränken und damit eine Verbundwirkung zwischen den beiden Komponenten

zu erzielen. Im Hochbau wird der Verbund meist mittels Kopfbolzendübel hergestellt. Dabei handelt es sich um zylindrische Stahlteile mit Kopf, die auf den Flansch des Stahlprofils geschweisst werden.

Die Schweissung erfolgt normalerweise halbautomatisch mit Hilfe einer Pistole. Wenn die Konstruktion der Betonplatte mit Profilblech (Verbunddecke) ausgebildet ist, kann das Aufschweissen

der Kopfbolzendübel durch das Profilblech hindurch zu Schwierigkeiten führen. Folgende Einflüsse müssen für eine einwandfreie Schweissung berücksichtigt werden: Beschaffenheit der Oberfläche des Stahlträgers (Rost, Farbanstrich, Wasser, Schmutz), Beschichtung des Profilbleches (Galvanisierung, Lack), Feuchtigkeitsgehalt und Temperatur der Luft, Stromversorgung der Schweisspistole (Stromstärke und Gleichmässigkeit des Stromes). Probleme bezüglich der Schweissung von Kopfbolzendübeln können zum Verzicht auf eine Verbundkonstruktion führen. Deshalb wird jeder Versuch, solche Schweissprobleme zu umgehen, vom Ingenieur wie auch vom Stahlbauunternehmer aufmerksam verfolgt.

Die Firma Hilti entwickelte daher einen neuen Verbunddübel HVB, der jegliche Schweissung erübrigt. Das Versetzen dieser Dübel erfordert somit keine Stromversorgung, und die mit der Schweissung auf der Baustelle verbundenen Probleme werden eliminiert.

Der HVB-Verbunddübel (Bild 1) besteht aus einem L-förmigen, kaltver-

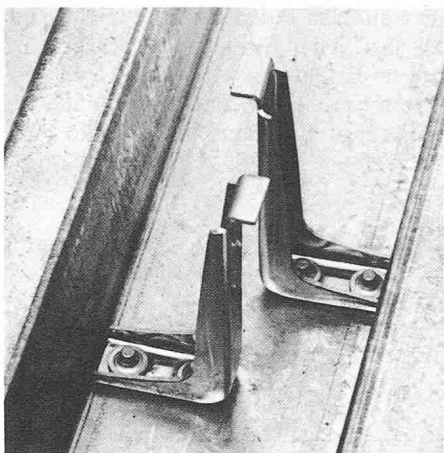


Bild 1. Hilti-Verbunddübel. Höhe des Dübels 80 mm (HVB 80) oder 105 mm (HVB 105)

formten Metallstück, dessen Querschnitt $\square$ -förmig ausgebildet ist. Die Befestigung basiert auf dem bekannten DX-Direktbefestigungsverfahren dieser Firma; mit Hilfe eines mit einer Treibladung betätigten Bolzensetzgerätes werden hochfeste Hilti-Nägel in den Flansch des Trägers eingetrieben. Damit gelingt es, Verbunddübel und allenfalls vorhandenes Profilblech schubfest und korrosionsgeschützt mit dem Träger zu verbinden.

Die Entwicklung dieses neuen Dübels erforderte eine Vielzahl von Versuchen, welche im folgenden Abschnitt beschrieben werden [1].

Versuche

Die durchgeführten Versuche dienten der Ermittlung des Tragverhaltens der Hilti-Verbunddübel (Tragwiderstand, Relativverschiebung zwischen Stahl und Beton, Arbeitsvermögen, Versagensart). Sie wurden an einem Probekörper, bestehend aus einem Walzprofil, an dessen beiden Flanschen je eine Betonplatte mit je vier Hilti-Verbunddübeln angebracht waren, durchgeführt. Belastet wurde die Probe durch eine mittig am Walzprofil angreifende Längskraft, welche über die Verbunddübel und die Betonplatten auf die Unterlage übertragen wurde (Bild 2). Diese Versuchsanordnung ist als sogenannter Push-out-Versuch bekannt.

Das Ziel der Push-out-Versuche war die Ermittlung des charakteristischen Tragwiderstandes von zwei Dübelabmessungen (HVB 80 und HVB 105) sowie des Einflusses der Profilblechgeometrie auf das Tragverhalten. Ergänzende Versuche wurden zur Bestimmung des Einflusses der Dübelanordnung (Abstand, Beanspruchungsrichtung), von vorgängigen Belastungszyklen und der Betonfestigkeit durchgeführt. In der Tabel-

le 1 sind die wichtigsten Ergebnisse zusammengefasst.

Versagensarten

Aus dem während des Versuchs aufgenommenen Last-Verschiebungsdiagramm (Relativverschiebung zwischen Stahlprofil und Betonplatten) lassen sich Rückschlüsse auf das Tragverhalten und den Versagensmechanismus der Verdübelung ziehen. Dabei lassen sich drei typische Tragverhalten unterscheiden, welche den drei beobachteten Versagensarten entsprechen.

1. Versagen zwischen Verbunddübeln und Befestigungsnägeln.
2. Örtlicher Bruch des Betons im Bereich der Dübel.
3. Vollständiger Bruch des Betons durch Abscheren.

Die Bilder 3, 4 und 5 zeigen diese drei typischen Verhaltensweisen anhand von Kraft-Verschiebungsdiagrammen und schematischen Zeichnungen des Bruchverhaltens.

Verhalten des Hilti-Verbunddübels

Eine Konstruktion aus Stahlträger und Betonplatte wirkt nur dann als Verbundträger, wenn beide Materialien schubfest miteinander verbunden sind.

Die Verbunddübel sollten flexibel sein, um im Bruchzustand eine genügend grosse Verschiebung zwischen Stahlträger und Betonplatte zu ermöglichen, ohne dabei an Schubfestigkeit einzubüssen. Eine solche Flexibilität erlaubt eine Umlagerung der Schubkräfte und damit eine plastische Berechnung des Verbundträgers [2]. Die Versuche mit den Hilti-Dübeln sollten zeigen, ob die Dübel die Voraussetzungen für eine plastische Berechnung erfüllen.

Vollplatte aus Stahlbeton

Die Push-out-Versuche mit Betonplatte ohne Profilblech zeigten ein deutlich duktileres Verhalten der Hilti-Dübel, ähnlich demjenigen von Kopfbolzendübeln. Der Bruch erfolgt nach Versagensart 1 (Bild 3) durch Überzug der Dübel über den Nagelkopf nach einer grossen Relativverschiebung von über 15 mm. Dieses duktile Verhalten, welches in allen push-out-Versuchen ohne Profilblech festgestellt wurde, lässt es zu, einen mit Hilti-Dübeln realisierten Verbundträger plastisch zu berechnen.

Der Tragwiderstand für eine plastische Berechnung kann aus den Versuchen abgeleitet werden. Nach einer statistischen Auswertung der Versuchsergebnisse entspricht der Tragwiderstand R_d

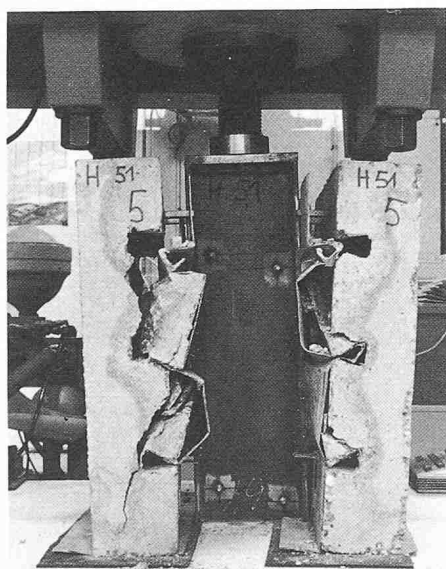


Bild 2. Versuchsaufbau. Die Längskraft wird mittels Hydraulikzylinder auf das Stahlprofil aufgebracht und über die Verbunddübel in die beiden Betonplatten eingeleitet, welche über eine Gummimatte auf dem Boden abgestützt sind, um die Last gleichmässig auf die beiden Platten zu verteilen

Tabelle 1. Versuchsserien und Resultate

SERIE NR.	PROBEKÖRPER ANZAHL	VERBUNDUEBEL (8 DUEBEL PRO PROBE)	WALZTRAEGER	PROFILBLECH	VERSUCHSERGEBNISSE		UNTERSUCHTE PARAMETER
					VERSAGENSART	F_u [kN]	
1.1	3	HVB 80	IPE 180	HOLORIB 38	1	288	PROFILBLECH-TYP
1.2	3	HVB 80	IPE 180	HOLORIB 51	2	200	
1.3	3	HVB 80	IPE 180	MONTARIB 58	3	140	
1.4	3	HVB 80	IPE 180	HI-BOND 55	2 - 3	100	
1.5	3	HVB 80	IPE 180	-	1	232	
2.1	3	HVB 105	HEB 240	COFRASTRA 70	3	154	
2.2	3	HVB 105	HEB 240	COBACIER 80	2	226	
2.3	3	HVB 105	HEB 240	MONTARIB 58	2	250	
2.4	3	HVB 105	HEB 240	HI-BOND 55	2	208	
2.5	3	HVB 105	HEB 240	-	1	284	
3.1	3	HVB 80	HEB 240	HOLORIB 51	2	200	SEITLICHER ABSTAND DER DUEBEL
3.2	3	HVB 80	HEB 240	HOLORIB 51	2	203	
4	3	HVB 80	IPE 180	HOLORIB 51	2	210	BELASTUNGSZYKLEN
5	3	HVB 80	IPE 180	-	1	198	
6.1	3	HVB 80	IPE 180	HOLORIB 51	2	187	BETONDRUCK-FESTIGKEIT
6.2	3	HVB 80	IPE 180	HOLORIB 51	3	185	

eines Hilti-Dübels in einer Vollplatte aus Beton BH 30 den folgenden Werten:

HVB 80: $R_d = 23 \text{ kN}$

HVB 105: $R_d = 31 \text{ kN}$

Für die elastische Berechnung des Tragwiderstandes eines Verbundquerschnittes wird die Relativverschiebung zwischen Stahlträger und Betonplatte auf 0,5 mm beschränkt. Dadurch wird auch der Tragwiderstand des Dübels reduziert. Diese Werte R_d des Hilti-Dübels müssen für eine elastische Berechnung mit einem Reduktionsfaktor von 0,7 abgemindert werden.

Betonplatte und Profilblech

Profilbleche beeinflussen den Tragwiderstand der Verdübelung und verändern das Tragverhalten. Bei ungünstiger Geometrie kann der Versagensmechanismus geändert und die Traglast vermindert werden. Eine Grosszahl von Versuchen diente der Bestimmung dieses Profilblech-Einflusses. Dabei wurde der von den Kopfbolzendübeln her bekannte Effekt des Verhältnisses von Sickenweite zu Sickenhöhe (w/e) sowie der Differenz zwischen Dübelhöhe und Sickenhöhe ($h_D - e$) festgestellt. Wenn diese Differenz zu klein oder die Sickenweite zu eng ist, wird die Betonplatte um den Dübel herum abgeschernt und das Tragverhalten wird spröde. Die an 24 Probekörpern mit zwei Dübeltypen und sechs verschiedenen Profilblechtypen durchgeführten Versuche haben gezeigt, dass für ein genügend duktiles Verhalten die folgenden Regeln für die Profilblechgeometrie eingehalten werden müssen:

$$\frac{w}{e} < 1,8 \rightarrow \begin{cases} h_D - e \geq \frac{2e}{3} \\ h_D - e \leq 30 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\frac{w}{e} \geq 1,8 \rightarrow h_D - e \geq 30 \text{ mm}$$

Der Einfluss des Profilbleches auf den Tragwiderstand des Hilti-Dübels kann in Anlehnung an die Formel für Kopfbolzendübel durch den folgenden Faktor berücksichtigt werden:

$$r = 0,50 \cdot \frac{w}{e} \cdot \frac{h_D - e}{e} \leq 1,0$$

w = mittlere Breite der Betonrippe
 e = Höhe des Profilbleches
 h_D = Höhe des Hilti-Verbunddübels (80 oder 105 mm)

Einflüsse anderer Parameter

In der Versuchsserie 3 wurden je zwei HVB-Dübel nebeneinander in der gleichen Betonrippe angeordnet. Dabei wurde der seitliche Abstand, senkrecht

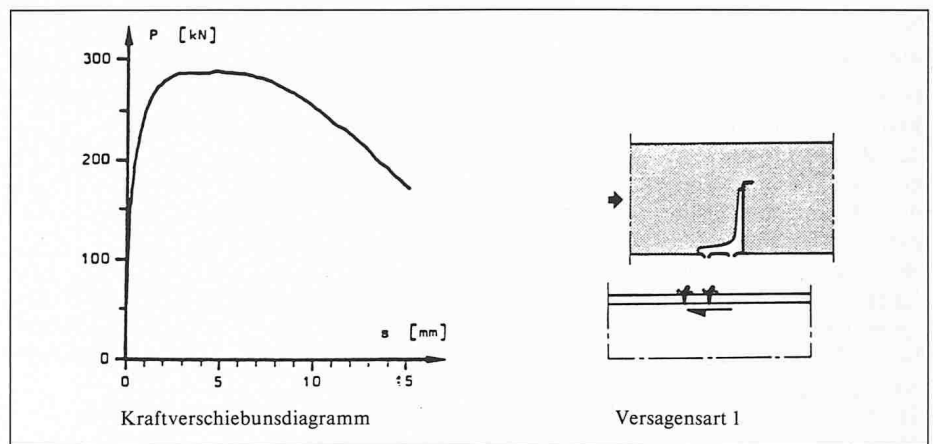


Bild 3. Duktiles Tragverhalten

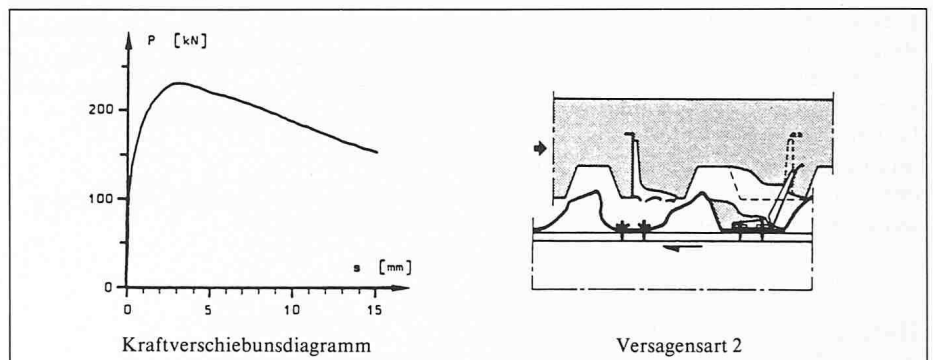


Bild 4. Duktiles Tragverhalten mit abfallendem Ast

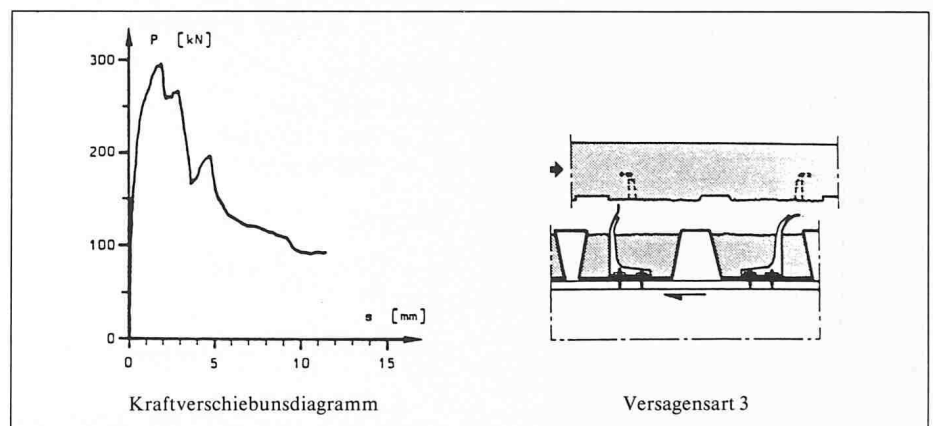


Bild 5. Sprödes Tragverhalten

zur Krafttrichtung, variiert. Die Versuche zeigten, dass dieser seitliche Abstand keinen Einfluss auf den Tragwiderstand des HVB-Dübels hat. Die Anordnung der Hilti-Dübel (Dübel Fuss in Krafttrichtung) beeinflusst weder das Tragverhalten noch den Tragwiderstand. Im weiteren zeigte sich, dass die Flanschdicke des Stahlprofils die Versuchsergebnisse nicht beeinflusst, solange sie mindestens 8 mm beträgt.

Auf drei Probekörper (4. Versuchsserie) wurden vor der statischen Belastung 10 000 Belastungszyklen zwischen 0 und 0,5 P_u aufgebracht. Die Versuche haben gezeigt, dass solche Lastwechsel keine zusätzlichen Verschiebungen zwischen Stahl und Beton hervorrufen und dass das Tragverhalten bei statischer Belastung weder hinsichtlich des Verformungsvermögens noch hinsicht-

lich des Tragwiderstandes verändert wird.

Es ist bekannt, dass die Tendenz zum Sprödebruchverhalten mit steigender Betondruckfestigkeit zunimmt. Die Versuche der Serie 6.1 mit kleiner Druckfestigkeit ($\beta_w = 22 \text{ N/mm}^2$) zeigten ein duktiles Verhalten der Dübel ähnlich wie bei den Versuchen mit BH ($\beta_w = 30 \text{ N/mm}^2$). Dagegen konnte in den Versuchen mit einer sehr hohen Betonfestigkeit ($\beta_w = 60 \text{ N/mm}^2$) ein wesentlich spröderes Bruchverhalten der Dübel festgestellt werden. Diese Versuchsergebnisse bestätigen die Empfehlung der Europäischen Konvention für Stahlbau bezüglich Verbundkonstruktionen [3], welche die charakteristische Zylinderdruckfestigkeit des Betons von 28 Tagen auf 30 N/mm^2 beschränkt (entspricht ungefähr $\beta_{w28} = 40$

N/mm²), um die Verbunddübel als flexibel betrachten zu können.

In Betondecken mit Profilblechen wirken die Verbunddübel an den Enden der Bleche als Endverankerungen, welche die Verbindung des Bleches mit dem Beton gewährleisten. Damit werden die Verbunddübel zusätzlich zur Belastung durch die Schubkräfte in Längsrichtung des Stahlträgers auch in Querrichtung als Endverankerung belastet [2]. Eine Versuchsserie (Serie 5) hat gezeigt, dass sich *querbelastete HVB-Dübel* absolut duktil verhalten. Der Tragwiderstand in Querrichtung ohne Profilblech beträgt 85 Prozent des Tragwiderstandes in Längsrichtung bei Relativverschiebungen von über 15 mm. Bei genauerer Kenntnis der kombinierten Tragwirkung des HVB-Dübels könnte er einerseits als Verbunddübel des Verbundträgers und andererseits als Endverankerung der Verbundplatte berücksichtigt werden.

Berechnungsbeispiel und Anwendung

Das folgende Beispiel soll die Einfachheit der plastischen Berechnung eines Verbundträgers auf zwei Auflagern aufzeigen. Die Berechnungen wurden nach der Publikation SZS A3 «Verbundträger im Hochbau» [4] und nach der Norm SIA 161 [2] durchgeführt.

Es handelt sich um den Nachweis der Tragsicherheit eines Verbundträgers mit Verbunddecke (Bild 6), wobei folgende Ausgangsdaten gegeben sind:

Platte

- Verbunddecke mit Profilblech
- Deckenstärke $h_b = 100$ mm
- Beton BH 30, $\beta_w = 30$ N/mm²
- Profilblech Holorib 38/0.91
 $e = 38$ mm
 $w = 120$ mm
- Abstand der Stahlträger $s = 2000$ mm

Stahlträger

IPE 240, Fe 360, $\sigma_f = 235$ N/mm², einfacher Balken, $l = 7000$ mm, $Z_a = 366 \cdot 10^3$ mm³, $g_1 = 0,31$ kN/m

Verbunddübel

HVB 80; $R_d = 23$ kN

Lasten

- Eigengewicht Decke $g_2 = 2,5$ kN/m²
- ständige Last $g_3 = 1,6$ kN/m²
- Nutzlast $q = 5,0$ kN/m²

Nachweis der Tragsicherheit des Verbundträgers

Der Stahlträger wurde für den Bauzustand vordimensioniert, unter Berücksichtigung des Eigengewichtes des frischen Betons, des Profilbleches sowie einer Montagelast von 2,0 kN/m.

Berechnung der Querschnittswerte des Verbundträgers

Platte

$$\begin{aligned} b &= s = 2000 \text{ mm} < \frac{l}{3} \\ h_b - e &= 100 - 38 = 62 \text{ mm} \\ A_b &= b \cdot (h_b - e) = 124\,000 \text{ mm}^2 \\ \beta_r &= 0.5 \beta_w = 15 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Stahlträger

$$\begin{aligned} A_a &= 3910 \text{ mm}^2 \\ Z_a &= 366 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 \\ \sigma_f &= 235 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Verbund

$$n_p = \frac{\sigma_f}{\beta_r} = \frac{235}{15} = 16$$

$$\frac{A_b}{n_p} = \frac{124\,000}{16} = 7750 \text{ mm}^2 > A_a$$

→ Nullinie innerhalb der Betonplatte verläuft Bestimmung der Nulllinie:

$$\begin{aligned} x_v &= n_p \cdot \frac{A_a}{A_b} \cdot (h_b - e) = \\ &= 16 \cdot \frac{3910}{124\,000} \cdot 62 = 31 \text{ mm} \end{aligned}$$

Plastisches Widerstandsmoment:

$$Z_v = 0,5 \cdot A_a \cdot (h_a + 2 h_b - x_v) = 0,5 \cdot 3910 (240 + 200 - 31) = 800 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Plastisches Moment:

$$M_{p,v} = Z_v \sigma_f = 800 \cdot 10^3 \cdot 235 = 188 \text{ kNm}$$

Maximales Biegemoment:

$$\begin{aligned} M_{max} &= (g_1 + g_2 + g_3 + q) \frac{l^2}{8} = \\ &= [0,31 + 2,0(2,5 + 1,6 + 5,0)] \cdot \frac{7,0^2}{8} = 113 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Nachweis der Tragsicherheit

$$\gamma \cdot M_{max} \leq M_{p,v}$$

$$\gamma \cdot M_{max} = 1,6 \cdot 113 = 181 \text{ kNm} < 188 \text{ kNm} \text{ i. O.}$$

Berechnung der Verdübelung

HVB 80; $R_d = 23$ kN

Reduktionsfaktor infolge des Profilbleches:

$$\begin{aligned} r &= 0,50 \cdot \frac{w}{e} \cdot \frac{h_b - e}{e} = \\ &= 0,5 \cdot \frac{120}{38} \cdot \frac{42}{38} = 1,75 > 1 \end{aligned}$$

das heisst keine Reduktion erforderlich.

Plastische Schubkraft:

$$N_p^+ = A_a \cdot \sigma_f = 3910 \cdot 235 = 919 \text{ kN}$$

Anzahl HVB-Dübel:

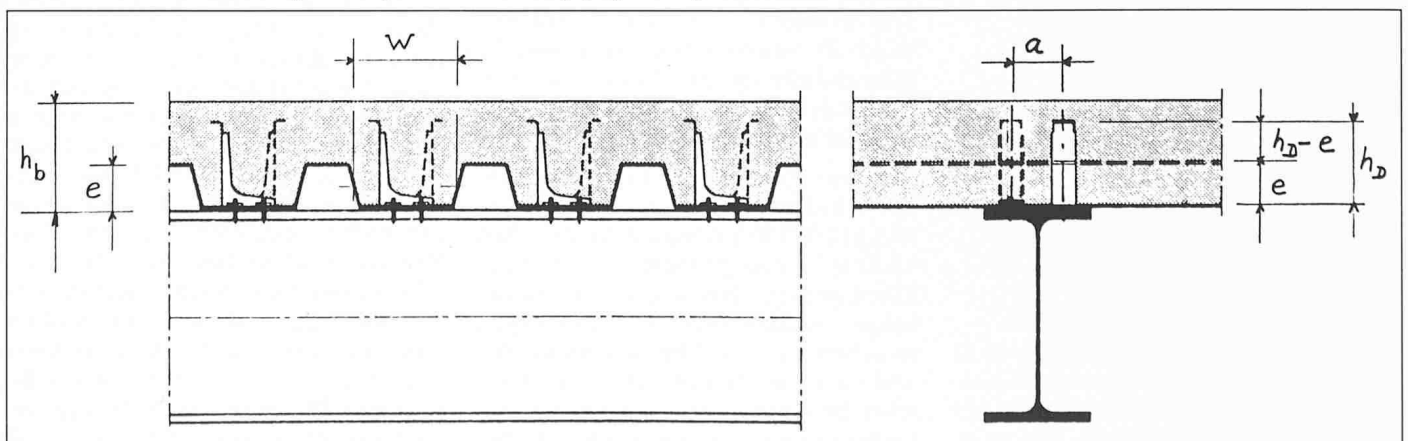
$$n = 2 \cdot \frac{N_p^+}{R_d} = 2 \cdot \frac{919}{23} = 80 \text{ Dübel HVB 80}$$

Damit werden 40 Dübelpaare, d.h. etwa 2 pro Rippe angeordnet ($a = 150$ mm).

Anwendung in der Schweiz

Das erste grosse Gebäude als Stahlskelettbau mit Verbunddecken und Verwendung des Hilti-Verbunddübels HVB 105 gehört zur ETH Lausanne in

Bild 6. Stahl/Beton-Verbundträger mit Profilblech und zwei entgegengesetzt angeordneten Reihen von HVB-Verbunddübeln



Ecublens. Es handelt sich um eine Erweiterung des Gebäudes «Centre Midi»: ein dreistöckiger Stahlbau mit 3500 m² Deckenfläche, wovon 2500 m² Montarib Verbunddecke mit einer totalen Stärke von 11 cm. Die Anzahl HVB-105, welche die Verbindung Stahlträger-Verbunddecke sowie das Zusammenwirken des Profilbleches Montarib mit dem Beton sicherstellen, beträgt 10 000 Stk., was einer Dichte von 4 Stk./m² entspricht.

Das Stahlskelett, dessen Gesamtgewicht 300 t beträgt, wurde in zwei Etappen von insgesamt 45 Tagen montiert. Die Verbunddübel HVB 105 wurden in 6 Tagen (2 Arbeiter) montiert. Die ungünstigen meteorologischen Bedingungen während dem Bau (Mai-Juni 1985) hatten dank der Verwendung der HVB-Dübel keinen Einfluss auf die Versetzungsarbeiten der Verdübelung. Dieser Bau ermöglichte der Stahlbauunternehmung, dem Ingenieur sowie dem Dübellieferanten, sich mit dem neuen Produkt vertraut zu machen, insbesondere was das Versetzen und die entsprechenden Kontrollen anbelangt. Zudem wurde die Wirtschaftlichkeit des neuen Systems im Vergleich zum traditionellen Verfahren mit den Kopfbolzendübeln festgestellt, wobei im Vergleich auch der Zeitgewinn für die Montage der Stahlkonstruktion und der Decken berücksichtigt wurde.

Schlussfolgerungen

Die Entwicklung und die Einführung des neuen Hilti-Verbunddübels stellen eine interessante Neuerung auf dem Gebiete von Stahl/Beton-Verbundträgern im Hochbau dar. Die mit diesem

Verbundsystem erreichten Vorteile lassen sich dabei wie folgt zusammenfassen:

- Unabhängigkeit von Witterungseinflüssen bei der Montage auf der Baustelle
- einfaches und schnelles Versetzen durch jeden Bauhandwerker möglich
- Unabhängigkeit von Stromversorgung und entsprechender Verkabelung

Die zahlreichen Lastversuche mit HVB-Dübeln zur Bestimmung ihrer Tragfähigkeit sowie ihres Tragverhaltens zeigen das duktile Verhalten des Dübels, so dass eine plastische Berechnung des Verbundträgers und seiner Verdübelung durchgeführt werden darf.

Das Vorhandensein eines Profilbleches ändert nichts am duktilen Verhalten des Dübels, sofern die Profilblechform und die Dübelhöhe den formulierten geometrischen Beziehungen entsprechen.

Die Befestigungsart des Hilti-Verbunddübels stellt nicht nur die Verbindung zwischen Stahlträger und Betonplatte sicher, sondern ermöglicht gleichzeitig die Fixierung der Profilbleche und könnte auch noch als Endverankerung für die Verbunddecke dienen.

Schliesslich dürften nicht zuletzt die einfache Handhabung des Setzgerätes sowie die Leichtigkeit, mit welcher die Hilti-Dübel versetzt werden können, dieses neue Produkt rasch zu einem geschätzten und gesuchten Verbundmittel im Hochbau werden lassen.

Adresse der Verfasser: M. Crisinel, dipl. Bauing. ETH/SIA, und D. Clénin, dipl. Bauing. ETH/SIA, Institut de statique et structures, Construction Métallique (ICOM), Ecole Polytechnique Fédérale (EPFL), 1015 Lausanne.

Die Wiedergabe des Artikels erfolgt im Einverständnis mit dem FIB-Bulletin, wo es im Bulletin Nr. 151 vom 24. 9. 85 erschien.

Der neue Verbunddübel HVB wurde durch die Firma Hilti AG, Schaan FL, unter Leitung von Hr. E. Thurner entwickelt. Die Entwicklung erfolgte in Zusammenarbeit mit dem Institut für Stahlbau, ICOM, von Prof. Dr. J.-C. Badoux der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Lausanne.

Die Versuche wurden im Prüflabor der Hilti AG in Schaan unter Aufsicht des ICOM durchgeführt. Eine internationale Gruppe von Experten überwachte das Versuchsprogramm und die Interpretation der Resultate. Die Expertengruppe war folgendermassen zusammengesetzt:

- Prof. J.-C. Badoux, M. Crisinel und U. Laederach, ETH, Lausanne
- Prof. E. Bryan, D. O'Leary, Universität Salford (GB)
- Prof. F. Tschemmerneegg, Universität Innsbruck (A)
- Prof. J. Stark, Institut TNO-IBBC, Delft (NL)

Literatur

- [1] «The use of Hilti HVB shear connectors in composite construction», Hilti AG, Schaan (FL), 1984.
- [2] Norm SIA 161 «Stahlbauten», Schweizerischer Ingenieur- und Architekten-Verein, Zürich, 1979.
- [3] «Composite Structures», European Convention for Constructional Steelwork, The Construction Press, London, 1981.
- [4] «Verbundträger im Hochbau», Schweizerische Zentralstelle für Stahlbau (SZS), Publikation A3, Zürich, 1982.

Klimadaten für die Energietechnik

Hinweis zu den Windstärke-Angaben

Permanente Windregistrierungen in Höhenlagen bis zu 3600 m ü.M. sind messtechnisch ein schwieriges Problem. Vor allem das Winterhalbjahr stellt hohe Ansprüche an die Instrumente von Bergstationen. Mit einer guten Beheizung kann allerdings in den mei-

sten Fällen eine drohende Vereisung unterdrückt werden. Schwieriger hingegen ist das gleichmässige Erfassen der Windstärke über einen Bereich von Null bis etwa 60 Meter/Sekunde. Entweder werden die Geräte robust gebaut und besitzen einen hohen Schwellenwert, oder man verwendet leichte Konstruktionen, die dann regelmässig von kräftigen Sturmböen beschädigt werden. Ein

Vergleich der mittleren Windgeschwindigkeit zwischen Standard- und Gebirgswindmesser ist deshalb nur bedingt möglich, d. h. nur bei Berücksichtigung der unterschiedlichen Schwellenwerte. Im Anetz sind folgende Stationen mit einem Gebirgswindmesser ausgerüstet: Chasseral, Corvatsch, Gütsch, Grand St. Bernard, Jungfrauoch, La Dôle, Moleson, Pilatus, Säntis, Weissfluhjoch.