

Wolfgang Rug  
Karin Lißner

## Holz-Beton-Verbundbauweise in der Praxis

Ein Verbund zwischen Beton und Holz ist eine wirkungsvolle Lösung für Brücken in Holz und Holzbalkendecken. Solche Verbundkonstruktionen haben eine höhere Steifigkeit und Tragfähigkeit. Gleichzeitig gibt es weitere Vorteile, so z. B. bei Holz-Beton-Decken einen hohen Feuerwiderstand und einen verbesserten Schallschutz. Der Beitrag berichtet über den Entwicklungsstand der Anwendung des Verbundes von Holz und Beton und geeigneter Holz-Beton-Verbindungstechniken in der Holzbaupraxis.

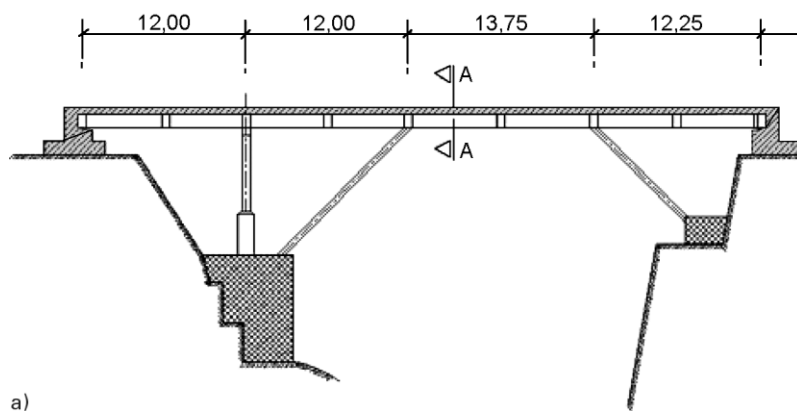
### 1 Zum Stand der Technik der Anwendung

Die Einsatzmöglichkeiten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen in der heutigen Bautechnik reichen von Geschoßdecken im Alt- und Neubau,

Wand- oder Deckenelementen in Fertigteilbauweise bis hin zu Brücken in Holz für Schwerlastverkehr (Bild 1 bis Bild 3, weitere Beispiele in [1]). Gerade bei weitgespannten Brücken mit hohen Verkehrslasten bringt die Nutzung des Verbundes besondere

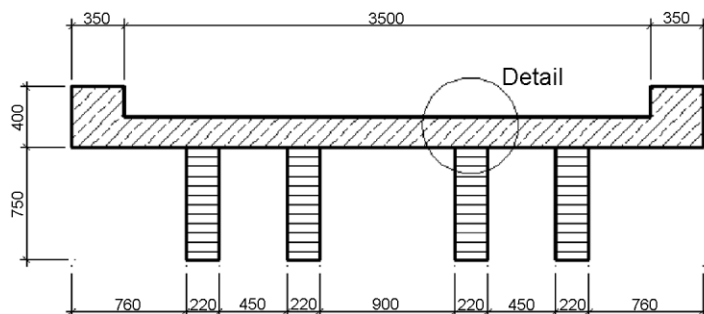
statische Vorteile. Der Verbundquerschnitt hat eine hohe statische Leistungsfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit. Ein Umstand, der dem Holzbrückenbau bei der Planung von Straßenbrücken neue Möglichkeiten eröffnet. Die bisher vor allem in Österreich und der Schweiz gebauten Beispiele (Tabelle 1 und Bild 1) zeigen dann auch, daß durch die Gestaltung weit auskragender Brückenaufbauten bei oberliegenden Verkehrsbahnen der bauliche Holzschutz der Brücken wesentlich verbessert werden kann.

*Die Wirtschaftlichkeit ist abhängig von der Leistungsfähigkeit der Schubverbindung.*



a)

#### Schnitt A-A



b)

#### Detail

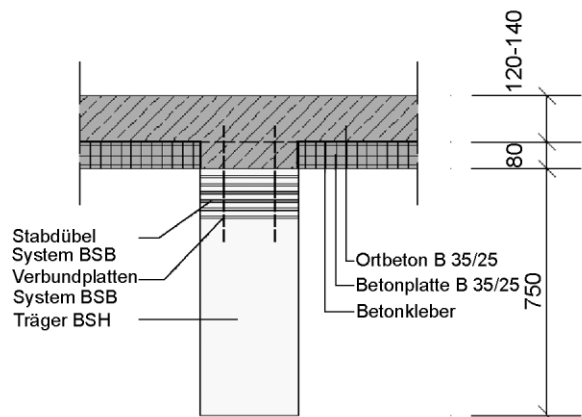


Bild 1. a) Ronatobelbrücke bei Furna nach [25]

b) Querschnitt und Detail der Brücke nach [25]

Tabelle 1. Holzbrücken mit Beton-Fahrbahnplatten unter Nutzung des Verbundes zwischen Holzträgern und Beton

Jahr	Land	Ort	Spannweite [m]	Breite [m]	Tragwerke	Verbundlösung	Nutzung	
							Straßenbrücke	Fußgängerbrücke
1991	Schweiz	Furna	12+12+13,75 +12,25	4,2	Sprengwerk	Stahlbleche mit Bewehrung	X	
1991	Schweiz	Kerzes	8,1	4,0	Balken/Hängewerk	Rundholz mit Kerbe + Hilti-Dübel vorgespannt		X
1991	Schweiz	Sentiers	13,0	4,0	Balken/Hängewerk	Rundholz mit Kerbe + Hilti-Dübel vorgespannt		X
1996	Schweiz	la Chapelle de Surieu	14,0	4,57	Balken/Hängewerk	Rundholz über Hilti-Dübel vorgespannt	X (30 t)	
1996	Österreich	Schafferbrücke	13,5	6,0	Balken	Brettstapel mit Formschluß und Spanschrauben	X	
1995/96	Österreich	Wennerbrücke St. Georgen	45,0	8,6	Dreigelenkbogen	Eingeklebte Gewindestangen und Betonfertigteilplatten	X	
1996	Schweiz	Crestawaldbrücke bei Sufers	33 <sup>1)</sup>	3,9	Sprengwerk	Kopfbolzen Ø 16 x 125 mm	X	
1998	Schweiz	Innerferrara	45,7 (60,5) <sup>1)</sup>	k. A.	Zweigelenkbogen	Eingeklebte Bewehrung d = 14 mm und Betonfertigteilplatten	X	

<sup>1)</sup> Gesamtlänge

werk ohne Verbund ist möglich. Gleichzeitig verbessern sich die Schall- und Brandschutzeigenschaften der Decke. Eine Verbesserung des Schallschutzes von 40 bis 45 dB (für den Luftschall) bei traditionellen Holzbalkendecken auf über 55 dB sind möglich. Messungen in der Schweiz an ausgeführten Decken zeig-

ten, daß besonders bei Deckenaufbauten mit leistungsfähiger Trittschalldämmung und federnd abgehängten Unterdecken Schallschutzwerte von mehr als 60 dB erreicht werden [2], [3]. Gegen Durchbrand von oben kann eine Feuerwiderstandsdauer von F 90 A (feuerbeständig) garantiert werden. Bei

Durchbrand von unten sind ebenfalls Verbesserungen in Richtung F 60 BA (hochfeuerhemmend) erreichbar, wenn die Decke von unten mit einer Verkleidung aus nichtbrennbaren Baustoffen versehen ist. Decken mit sichtbaren Holzbalken weisen gegen Abbrand von unten einen Feuerwiderstand von F 60 auf [4]. Brettstapel-

**Teilsicht des Querschnitts der Brücke von Le Santier**

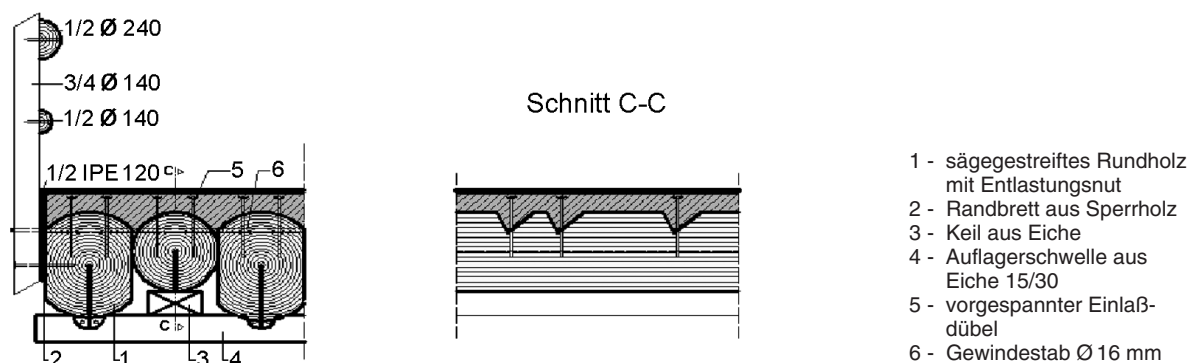


Bild 2. Rundholz-Verbundkonstruktion für eine Schwerlastbrücke (13 m Spannweite) nach Natterer in [1]

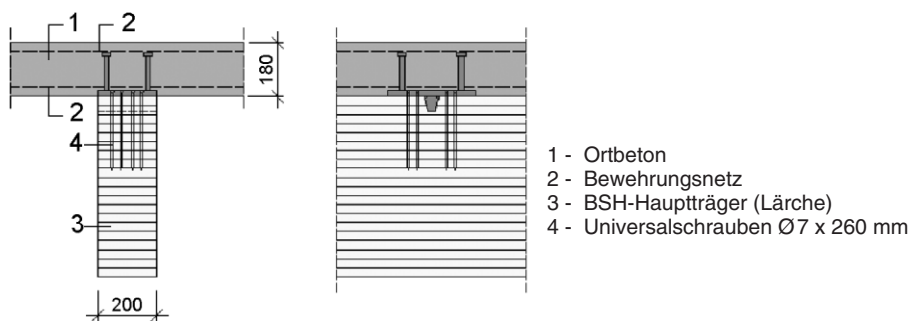


Bild 3. Verbunddübel der Crestawaldbrücke bei Sufers/Schweiz (Spannweite 33 m), nach [21], [23]

und Balkendecken können nach [5] für zwei Verbundvarianten bis 60 Minuten Feuerwiderstand bemessen werden.

Die Wirtschaftlichkeit einer Holz-Beton-Verbundlösung wird wesentlich vom Wirkungsgrad der Verbundtragfähigkeit/-steifigkeit der Verbindungsmittel zwischen dem Holzbalken und der Betonplatte beeinflusst. Es ist deshalb nicht verwunderlich, daß die bisherigen Forschungsarbeiten gerade die Frage nach dem erreichbaren Wirkungsgrad der möglichen Verbindungsmittellösungen zum Gegenstand hatten. Wesentliche Voraussetzung für die Anwendung von Holz-Beton-Verbund ist deshalb eine wirtschaftliche Verbindungstechnik mit hohem Wirkungsgrad. Der Wirkungsgrad des Verbundes – und damit die wirksame Biegesteifigkeit des Gesamtquerschnittes – ist abhängig von der Steifigkeit (Nachgiebigkeit und Kraftaufnahme) der verwendeten Verbindungsmittel. Grundsätzlich wird zwischen starren (unnachgiebigen) und mechanischen (nachgiebigen) Verbindungen unterschieden. Beim starren Verbund können Relativverschiebungen zwischen den einzelnen zu

verbindenden Querschnittsteilen vermieden werden. Starrer Verbund wird durch eine Verklebung in der Berührungsfläche zwischen Holzbalken und Betonplatte gewährleistet [6]. Mit punkt- bzw. stabförmigen Verbindungen, bei denen das Verbindungsmittel durch Scher-, Biege- und Lochleibungskräfte beansprucht wird, läßt sich hingegen nur ein nachgiebiger Verbund erreichen. Als Folge treten zwischen den einzelnen Teilquerschnitten geringe Relativverschiebungen auf.

Die Vielzahl der nachgiebigen Verbindungstechniken lassen sich in zwei Gruppen gliedern:  
 – Verbindungen mit Formschluß (Bild 2 und [7] bzw. [1])  
 – Verbindungen ohne Formschluß (Bild 1 und Bild 3 bzw. [1])

Ein Formschluß entsteht, wenn die Verbundfuge als zusätzliche Schubverbindung ausgeformt wird, hier häufig durch eine Kerbe oder Einschnitte und Aussparungen. Bei derartigen Verbundlösungen läßt sich bei entsprechender konstruktiver Durchbildung zur Herstellung des Formschlusses (z. B. der Verbindungslösung nach *Natterer* mit beid-

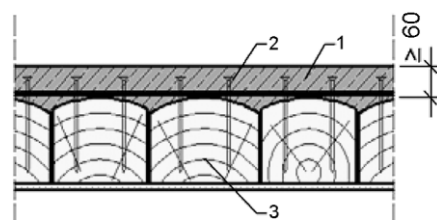
seitig schräger Kerbe und zugbeanspruchten eingeklebten Dübeln) ein nahezu starrer Verbund herstellen. Bei Verbindungen ohne Formschluß wirken allein die eingebrachten Verbindungsmittel als Schubverbindung.

Auf der Suche nach den wirkungsvollsten Verbindungslösungen wurden seit Beginn der 1980er Jahre weltweit sehr viele Verbindungstechniken erforscht, und noch immer wird experimentell nach optimalen Lösungen gesucht. Die bisher in der Praxis verwendeten Verbindungsmittel für Verbundlösungen zwischen Holz und Beton sind daher sehr vielfältig und reichen von Nägeln, Nagelplatten, Schrauben, eingeklebten Bewehrungsstäben oder Gewindestangen, speziellen oder handelsüblichen Stahlformteilen bis zu Dübeln besonderer Bauart und Polymerbeton. Für den planenden Ingenieur ist allerdings wichtig, ob er für die von ihm gewählte Verbindungstechnik Rechenwerte in einer gültigen Norm oder in einer bauaufsichtlichen Zulassung vorfindet. Traditionelle Verbindungsmittel wie Nägel, Holzschrauben und Stabdübel zählen zu den in der Norm DIN 1052:1988/1996 geregelten Verbindungsmitteln (Tabelle 2). Diese wurden aber in Deutschland bisher noch nicht für Verbundkonstruktionen verwendet. In anderen Ländern wie z. B. in der Slowakei oder Polen setzt man seit 1960 Nägel für Verbundlösungen ein [8] (Bild 4). Bekannt ist dagegen der Einsatz von genormten Verbindungsmitteln (z. B. Sechskantholzschrauben) bei speziellen Schubankern (siehe Bertsche System GmbH [9]).

Bauaufsichtlich zugelassen wurden bisher in der Bundesrepublik Deutschland insgesamt sechs Lösun-

Tabelle 2. Verschiebungsmodul C [N/mm] verschiedener bauaufsichtlich geregelter Verbindungsmittel

Verbindungsmittel	C [N/mm]
Nägel nach [12] und [13]	600 ... 3000
Holzschrauben nach [12] und [13]	5000 ... 15000
Schrauben nach Zulassung Z.: 9.1- 342 und 9.1- 445 für eine Reihe, bestehend aus zwei Schrauben wechselseitig in 45° Neigung eingedreht [30], [31]	8000 ... 15000
Stabdübel nach [12] und [13]	8000 ... 25000



1-Stahlbetonplatte B25  
 2-Nagel 6,0 x 180 mm  
 3-vorhandene Holzdecke (Dübelbodendecke)

Bild 4. Holz-Beton-Verbund mit Nägeln nach [8]

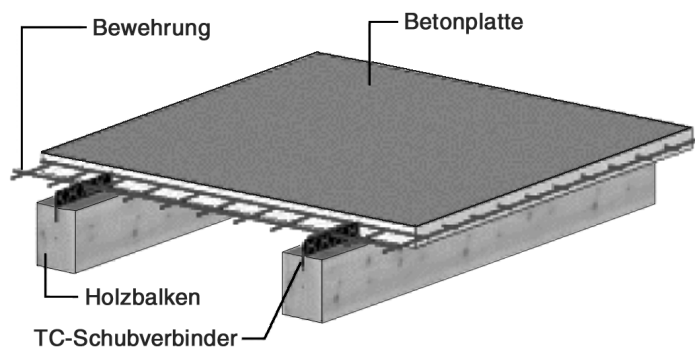


Bild 5. Schubverbund mit eingeklebten Gitterblechen nach [28]

gen. Für zwei spezielle Verbundschrauben mit einem Durchmesser von 7,5 und 7,3 mm sind die Zulassungen Z9.1-342 und Z. 9.1-445. Neu auf dem Markt ist eine spezielle Lösung mit Flachstahlschlössern zur Herstellung eines Verbundes zwischen Beton und Brettstapeldecken (Z.9.1-473, [26]). Die Herstellung von Fertigteilelementen, unter Verwendung von Nägeln (gerillte Sondernägel  $3,4 \times 60$  mm), ist nach Zulassung Z.9.1-331 [27] möglich. Für die in Bild 5 dargestellte neue Entwicklung, die auch bei Brettstapeldecken angewendet werden kann, läuft gegenwärtig das Zulassungsverfahren. Der TC-Schubverbinder aus perforierten Streckmetallstreifen (Materialdicke 2,5 mm) wird in das Holz in eine 3,2 mm breite Nut eingeklebt [28]. Mit dieser Verbindung kann ein Verschiebungsmodul von  $C = 825$  N/mm erreicht werden. Ist eine Zwischenschicht in der Verbundfuge vorhanden (z. B. maximal 30 mm Dielung), reduziert sich der Verschiebungsmodul. Mit der Zulassung Z 9.1-474 [29] ist ein weiteres Fertigteilelement auf dem Markt. Duo-Balken werden über Nagelplatten mit einer Leichtbetonplatte verbunden. Die Elemente dürfen nur für Dachkonstruktionen verwendet werden. Die Betonplatte liegt in diesem Fall in der Zugzone. Normalerweise wird als Verbundplatte Stahlbeton verwendet. Untersucht und teilweise erprobt wurden Verbundlösungen mit Platten aus Leichtbeton, Polymerbeton, Stahlfaserbeton oder Estrichen [1].

## 2 Berechnungsgrundlagen

Das Zusammenwirken der Einzelquerschnitte wird durch die Behinde-

rung der horizontalen Verschiebungen in der Fuge zwischen Holz- und Betonplatte erreicht. Abhängig von der Steifigkeit des in der Fuge angeordneten Verbindungsmittels werden die Teilquerschnitte zum Mittragen herangezogen. Die theoretischen Grundlagen für Holzträger aus Einzelquerschnitten mit elastischem Verbund wurden von Möhler [10], [11] aufgestellt und bilden bis heute die Grundlage der Berechnung nachgiebiger Verbundkonstruktionen (s. DIN 1052:1988/1996 [12]). Auch im EC 5, Anhang B ist dieses Berechnungsverfahren enthalten. Nach der E DIN 1052:2004 [13] werden Verbundquerschnitte ebenfalls nach dem Möhler-Verfahren berechnet. Das Berechnungsverfahren ist prinzipiell auch für die Berechnung von Holz-Beton-Verbundquerschnitten anwendbar. Im Gebrauchslastbereich erreicht man eine gute Übereinstimmung der errechneten Werte mit Werten aus Versuchen. Dies gilt generell, wenn die Voraussetzungen des Verfahrens – gelenkiger Einfeldträger, konstante Einzelquerschnitte und kontinuierliche Verteilung der Verbindungen mit gleicher Schubsteifigkeit über die Trägerlänge sowie eine sinusförmige Beanspruchung – eingehalten sind. Nach [14] erweist sich das Möhler-Verfahren bei diskontinuierlicher Anordnung von Verbindungen oder auch bei kontinuierlicher Anordnung der Verbindungen mit Abständen ab 3 % der Trägerlänge als nicht mehr hinreichend genau.

Gegenwärtig finden umfangreiche Untersuchungen zur Verbesserung der Modellbildung zum Tragverhalten unter Kurzzeit- und Langzeitlast und zur Weiterentwicklung der Bemessungsverfahren statt (zum ge-

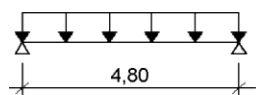
genwärtigen Stand siehe [1]). Von Timmermann und Meierhofer [15] wird die Berechnung der Schnittkräfte und Durchbiegung für die Verbundquerschnitte auf der Basis der Differenzenmethode gezeigt. Das von Bergfelder in [16] vorgestellte Verfahren haben die Autoren weiterentwickelt. Empfohlen wird inzwischen die Anwendung von einschlägigen Stabwerkmodellen, bei denen die Nachgiebigkeit des Verbundes entweder über die Ersatzsteifigkeit von Diagonalen eines Fachwerkträgers oder die Steifigkeit der die Tragwerksgurte verbindenden Stäbe simuliert wird [17]. Bei allen Verfahren kann eine Optimierung der eingehenden Größen, wie Abstände der Verbindungsmittel und die Dicke der Betonplatte, nur auf iterativem Wege erfolgen. Für den Planungsalltag ist daher die Nutzung von Rechenprogrammen unerlässlich.

Aufgrund des unterschiedlichen Materialverhaltens von Holz und Beton (Kriechen und Schwinden) ist unter Berücksichtigung der klimatischen Verhältnisse während der Nutzung eine Nachweisführung hinsichtlich der Tragfähigkeit und der Gebrauchstauglichkeit zum Zeitpunkt  $t = 0$  und  $t = \infty$  notwendig [1].

In Bild 6 sind die rechnerischen Ergebnisse für die Berechnung einer Holzbalkendecke unter Nutzung einzelner Berechnungsverfahren gegenübergestellt. Untersucht wurde eine Holzbalkendecke mit einer Spannweite von 4,80 m (Balkenquerschnitt 12/22 cm, Balkenabstand 0,80 m) und einer Belastung aus Eigengewicht (ohne Beton) von  $2,5$  kN/m<sup>2</sup>. Auf der Decke wird eine Verbundplatte aus Beton mit 6 cm Dicke angeordnet, als Verbindungsmittel wird die Verbundschraube nach bauaufsichtlicher Zulassung Z.9.1-342 [30] eingesetzt. Die Verkehrslast beträgt  $2,75$  kN/m<sup>2</sup> (Bild 6a). Bild 6b zeigt die rechnerischen Randspannungen für den konstruierten Fall ohne Verbund und für nachgiebigen Verbund, berechnet nach drei Berechnungsmethoden. Mit den in der Praxis erprobten Verbindungslösungen lässt sich ein relativ starrer Verbund erreichen ( $c_{ef}I \approx 0,85 \dots 0,95 I_{vol1}$ ), weshalb die Randspannungen bei diesem Beispiel auch für den Fall eines starren Ver-

**System:**

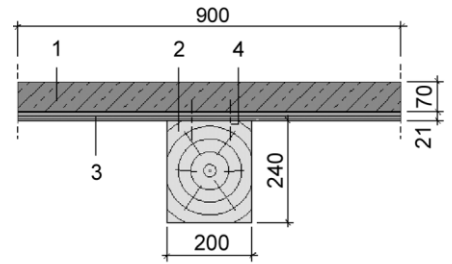
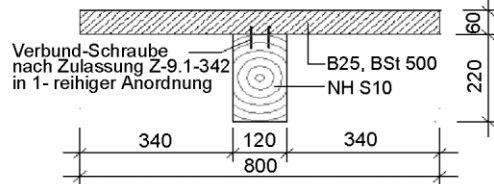
Systemlänge 4,80 m



a)

**Querschnitt:**

Holzbalken 12/22 cm, NH S10, Balkenabstand e = 80 cm



- 1 - Stahlbetonplatte B25
- 2 - 200/240mm Deckenbalken
- 3 - 21mm Dielung
- 4 - Verbindungsmittel

Bild 7. Untersuchter Deckenquerschnitt für L = 5,0 m

Rechnerische Randspannungen	Ohne Verbund		Nachgiebiger Verbund/Statisches Modell			Starrer Verbund
	Holzbalken ohne Betonplatte	Holzbalken mit Betonplatte (ohne Verbund)	Differenzen-Verfahren n. [15]	Stabwerk	DIN 1052: 1988/96 [12]	
Betonplatte oben	-	-	-3,52	-3,49	-3,41	-2,98
Betonplatte unten	-	-	0,94	0,67	0,67	-0,43
Holzbalken oben	-12,50	-16,07	-3,69	-2,82	-3,09	-0,63
Holzbalken unten	12,50	16,07	8,37	7,94	8,04	6,93

Bild 6. a) Rechenbeispiel aus [22]

b) Ergebnisse der Beispielrechnung für den Zeitpunkt t = ∞

bundes angegeben wurden. Aus der Gegenüberstellung der berechneten Randspannungen geht für den Fall Zeitpunkt t = ∞ eine vergleichsweise gute Übereinstimmung der ermittelten Rechenwerte hervor.

Tabelle 2 zeigt die erreichbaren Verschiebungsmoduln verschiedener bauaufsichtlich geregelter Verbindungsmittel. Das Möhler-Verfahren berücksichtigt die Verschieblichkeit der Verbindungsmittel in der Verbundfuge durch Berechnung eines Faktors γ. Mit ihm wird der „Steiner-sche Anteil“ bei der Ermittlung des Gesamtträgheitsmomentes abgemindert. Der Faktor γ ist abhängig von k. Wesentliche Einflußgrößen für k sind die Spannweite, der Elastizitätsmodul und die Querschnittsfläche des an den Balken angeschlossenen Betonquerschnittes, der Abstand der Verbindungsmittel in der Verbundfuge und der Verschiebungsmodul. Berechnet wird ein wirksames Trägheitsmoment unter Berücksichtigung der Schubsteifigkeit der gewählten Verbindung.

Gemäß Tabelle 8/2 in [12] erhält man für die Berechnung des wirksamen Trägheitsmomentes:

$$\gamma = \frac{1}{1 + k} \quad (1)$$

$$k = \frac{\pi^2 \cdot E_B \cdot A_B \cdot e'}{l^2 \cdot C}$$

$$e'J = n \cdot J_B + J_H + \gamma \cdot n \cdot A_B \cdot a_1^2 + A_H \cdot a_2^2$$

mit  $n = \frac{E_B}{E_H}$

Für den in Bild 7 dargestellten Fall zeigt Bild 8 die wirksamen Trägheitsmomente abhängig vom Verbindungsmittelabstand und den Verschiebungsmoduln C. Je nach Verbindungsmittelabstand vergrößert sich das wirksame Trägheitsmoment für den untersuchten Bereich der Verschiebungsmoduln um den Faktor 2,4 bis 3,0. Vergleicht man den Wert für das Trägheitsmoment ohne Verbund mit den erreichbaren Werten mit Verbund, so erkennt man, daß allein bei Verwendung von Nägeln eine Verdopplung des Trägheitsmomentes, mit Schrauben fast eine Vervielfachung und mit Stabdübeln fast eine Verfünffachung des Trägheitsmomentes möglich ist. Die Bemessung der von den Autoren im Abschn. 4 gezeigten Beispiele erfolgte mit dem Programm HBV Version 4.0, das programmiert

tern mit der Differenzenmethode arbeitet ([18], eine Demo-Version kann unter [www.holzbau-statik.de](http://www.holzbau-statik.de) eingesehen werden). Die Staffelung der Verbundschrauben entsprechend dem Schubfluß in der Fuge ist mit dem Programm HBV 4.0 (s. BaSys GmbH, 2002 [18]) ohne weiteres möglich.

**4 Planung und Ausführung von Beispielen**

Für die nachfolgend gezeigten Beispiele ausgeführter Projekte wurde ausschließlich die Verbundschraube VB-48-7,5 x 100 nach bauaufsichtlicher Zulassung Z. 9.1-342 [30] verwendet. Als die Planungen der Autoren für Holz-Beton-Verbundlösungen im Jahre 1995 [19] begannen, hatte nur diese Verbindungstechnik eine bauaufsichtliche Zulassung. Der Vorteil dieser Verbindungslösung liegt darin, daß die Schraube ohne Vorbohren in das Holz eingeschraubt wird. Damit immer die gleiche Einschraubtiefe erreicht wird, besitzt die Schraube eine Verdickung am Schraubenschaft. Pro Arbeitskraft lassen sich 200 Dübel pro Stunde einschrauben. Die Verbundschrauben werden paarweise im Winkel 45°/135° gegeneinander versetzt eingeschraubt. Bei allen Projekten standen die Verbundlösungen in direkter Konkurrenz zu anderen baupraktischen Lösungen und erhielten i. a. wegen der kostengünstigeren Ausführung oder der Gebrauchswert-erhöhung den Zuschlag.

Häufig besteht für den Tragwerksplaner die Aufgabe, daß die Deckensanierung in Altbauten bei

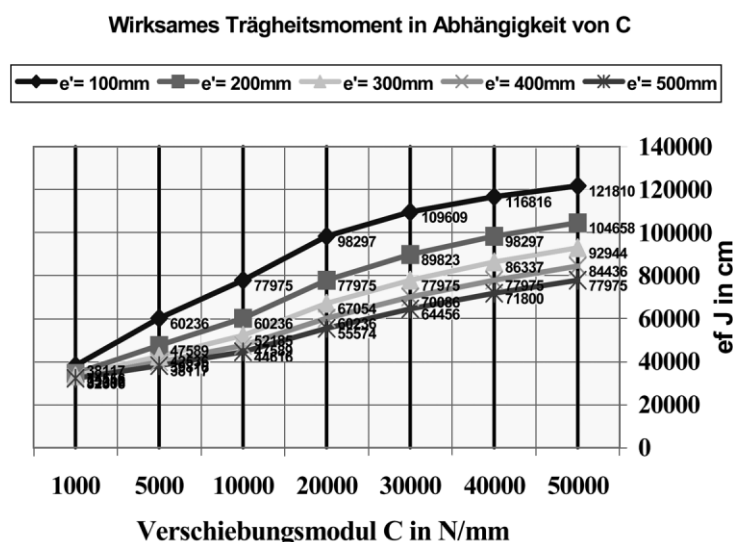


Bild 8. Wirksames Trägheitsmoment berechnet nach Gl. (35) bis Gl. (38) in [12] in Abhängigkeit vom Verschiebungsmodul C der Verbindungsmittel in der Verbundfuge und dem Abstand e' der Verbindungsmittel (Trägheitsmoment ohne Verbund  $e_f J_H = J_H = 23040 \text{ cm}^4$ )

voller Nutzungsfähigkeit des darunterliegenden Geschosses durchzuführen ist. Zur Beurteilung vorhandener Holzbalkendecken ist es deshalb unerlässlich, sich zu einem frühen Zeitpunkt der Planung ein Bild über den Zustand der Holzbalken zu machen. Neben der Begutachtung hinsichtlich des Schädlings- und Pilzbefalls und des Zustands der Balkenköpfe sind für den Tragwerksplaner selbstverständlich die Abmessungen und Abstände sowie die Altholzfestigkeit der Balken Voraussetzung. Zwischen Betonplatte und Holzbalken darf beim Verbundsystem nach bauaufsichtlicher Zulassung Z. 9.1-342 [30] eine bis maximal 3 cm dicke Schalung eingebaut werden bzw. vorhanden sein. Allerdings vermindert sich dann der Verschiebungsmodul, da diese Schicht ähnlich einer Gleitschicht die Verformungsfähigkeit der Verbindung erhöht. Grundsätzlich können mit diesem Verbundsystem Altbaudecken im Spannweitenbereich zwischen 4,0 und 5,0 m auf eine Verkehrslast von 5,0 kN/m<sup>2</sup> und zwischen 5,0 und 6,0 m bis auf eine Verkehrslast von 3,5 kN/m<sup>2</sup> ertüchtigt werden. Die Praxistauglichkeit des in den Beispielen verwendeten Verbundsystems konnte in Deutschland anhand von bisher 180 ausgeführten Objekten mit ca. 60 000 m<sup>2</sup> Gesamtfläche unter Beweis gestellt werden. Insgesamt liegen für dieses Verbundsystem Erfahrun-

gen bei über 500 Objekten in Europa vor.

#### 4.1 Beispiel für die Ertüchtigung einer Altbaudecke infolge Wegfalls eines Auflagers bzw. größerer Spannweite

Durch die geplanten Umbaumaßnahmen erhöhte sich die Deckenspannweite von L = 5,0 m auf L = 7,0 m bei einem mittleren Balkenabstand von 0,90 m. Der Querschnitt des Verbundträgers ist in Bild 9 dargestellt. Die Beanspruchungen der Decke resultieren aus dem Eigengewicht mit  $g = 1,70 \text{ kN/m}^2$  (ohne Beton) und einer Verkehrslast von  $p = 2,0 \text{ kN/m}^2$ . Im Randbereich wurden die Verbundschrauben zweireihig im Abstand von 13 cm angeordnet. Im vorliegenden Fall wurde aufgrund der zu großen Differenzen im Fußbodenbelag entschieden, die Dielung aufzunehmen und zwischen den Deckenbalken mit bündiger Oberkante einzubauen (Bild 9).

Um den Anforderungen der DIN 1052:1988/1996 hinsichtlich Tragfähigkeit und zulässiger Durchbiegung zu genügen, wäre ein äquivalenter Deckenbalken  $b/h = 20/34 \text{ cm}$  erforderlich (statt vorh.  $b/h = 16/23,5 \text{ cm}$ !). Ab einer Dicke der Betonplatte von  $d > 10 \text{ cm}$  und bei Betonfertigteilen ist nach Zulassung Z. 9.1.-342 eine Bügelbewehrung gefordert. Die Ausführung dieser Bügel-

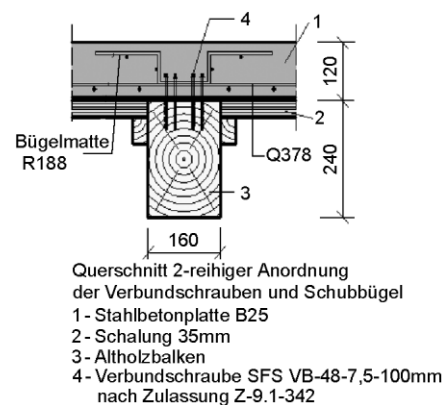


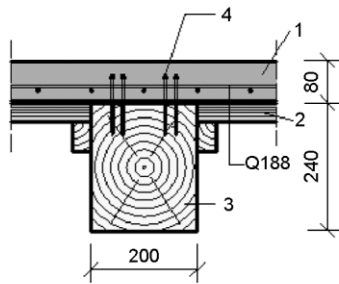
Bild 9. Verbundquerschnitt, Spannweite 7,0 m

bewehrung erwies sich in der Ausführung als besonders aufwendig und zeitintensiv. Eine wirtschaftliche Ausführung der Schubbewehrung erscheint nur mit Bügelmatten möglich.

#### 4.2 Erhöhung der Tragfähigkeit von Altbaudecken auf eine Verkehrslast von $p = 5,0 \text{ kN/m}^2$ in einem Mehrfamilienhaus

Aufgrund der exponierten Lage im Stadtzentrum war eine hochwertige Sanierung des Bauwerks aus der Gründerzeit gefordert. Die vorhandenen Decken haben Spannweiten zwischen  $L = 4,60$  und  $5,70 \text{ m}$  bei einem mittleren Balkenabstand von  $a = 1,00 \text{ m}$ . Ziel der Sanierung sollte neben einer Verbesserung der Gebrauchstauglichkeit und der Schalldämmung vor allem auch eine Ertüchtigung aller Geschoßdecken für eine zulässige Verkehrslast von  $p = 5,00 \text{ kN/m}^2$  sein. Das Eigengewicht der Decke wurde mit  $g = 2,0 \text{ kN/m}^2$  (ohne Betonplatte) angenommen.

Die Ertüchtigung aller Decken des Gebäudes mittels der Holz-Beton-Verbundlösung bedeutete im konkreten Fall, daß die Tragfähigkeit eines äquivalenten Deckenbalkens mit einem Querschnitt von  $b/h = 20/32 \text{ cm}$  erreicht wird. Für den Verbund erforderlich waren zwei Reihen von Verbundschrauben, die an den Balkenenden einen Abstand von 120 mm hatten (Bild 10). Alternativ zur realisierten Verbundlösung hätte man jeden Balken (Querschnitt  $20/24 \text{ cm}$ ) mit jeweils zwei Stahlprofilen U160 verstärken müssen. Diese vergleichsweise aufwendige Alterna-



Verbundbalken mit 2-reihiger Anordnung der Verbundschaubren  
 1 - Stahlbetonplatte B25  
 2 - Schalung 35mm  
 3 - Altholzbalken  
 4 - Verbundschaube SFS VB-48-7,5-100mm nach Zulassung Z-9.1-342

Bild 10. Verbundquerschnitt, Spannweite 4,6 und 5,7 m

tivlösung hätte jedoch keinerlei Verbesserung der schall- und brandschutztechnischen Eigenschaften mit sich gebracht. Außerdem war die Verstärkungslösung mit Stahlprofilen noch um das 2,5-fache teurer.

### 4.3 Umbau eines denkmalgeschützten Gebäudes zu einem Museum

Ein historisches Gebäude, gebaut etwa in der Mitte des 16. Jahrhunderts, sollte zu einem Museum umgebaut werden. Aus der Sicht des Denkmalschutzes bestand die Forderung nach einem substanzschonenden Umgang mit der historischen Sub-

stanz und dem weitestgehenden Erhalt der vorhandenen Konstruktionen. Für die neue Nutzung als Museum sollten die Decken eine Verkehrslast von  $5,0 \text{ kN/m}^2$  garantieren. Eine Bauschadensanalyse ergab allerdings erhebliche Holzschädigungen an der historischen Dachkonstruktion und auch teilweise an den Decken. Das Dach mußte vollständig abgetragen und erneuert werden. Die Decken waren in einem instandsetzungsfähigen Zustand. Die Altholzfestigkeit entsprach der Sortierklasse S 10 nach DIN 1052: 1988/1996. Allerdings waren die Abstände der Balken mit 1,0 bis 1,4 m relativ groß. Auch wiesen die Altholzbalken in Feldmitte relativ große Durchbiegungen infolge von Kriechen des Holzes auf. Unter diesen Bedingungen wurde bei den Spannweiten von 4,5 bis 5,0 m eine Ertüchtigung der Decke auf eine zulässige Verkehrslast von  $3,5 \text{ kN/m}^2$  erreicht (Bild 11).

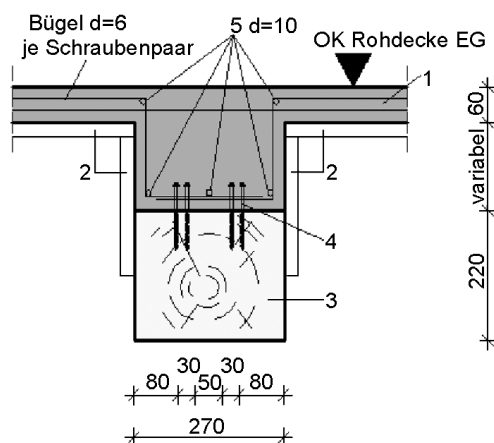
### 4.4 Dach- und Geschoßdecken für ein neues Laborgebäude

Das rund 60,0 m lange und 15,4 m breite zweigeschossige Laborgebäude sollte zunächst ausschließlich in Betonbauweise errichtet werden. Der Bauherr veranlaßte jedoch, daß im vorliegenden Entwurf verstärkt der Baustoff Holz als tragendes und ge-

staltendes Element berücksichtigt wird. Dabei sollten auch innovative Holzbaulösungen angewendet werden. Daraufhin wurden die Außenwände in Holz-Rahmenbauweise mit hinterlüfteter Holzfassade gestaltet und sowohl die Dachkonstruktion als auch die Decke über dem Erdgeschoß als Holz-Beton-Verbunddecke ausgeführt. Die Dach- und Deckenträger spannen jeweils über 7,1 und 5,1 m und sind im Raster von 3,5 m angeordnet. Sie bestehen aus Brettschichtholz (Bild 12). Die Deckenbalken lagern im Bereich der Außenwände auf Holzstützen und im Bereich des Gebäudemittelganges auf in den Stahlbetonwänden einbetonierten Stahlteilen auf. Da der Mittelgang des Gebäudes aus brandschutztechnischen Gründen der Forderung F 90A entsprechen mußte, wurde er vollständig in Stahlbetonbauweise ausgeführt. Die Unteransicht der Decken sollte nach Maßgabe des Architekten aus sichtbaren OSB-Platten bestehen. Für die Geschoßdecke war eine Verkehrslast von  $3,5 \text{ kN/m}^2$  zuzüglich eines Zuschlages für leichte Trennwände von  $0,75 \text{ kN/m}^2$  maßgebend.

### 5 Zukünftige Entwicklung

Die Holz-Beton-Verbundbauweise hat sich in der Baupraxis etabliert. Bei Holzbalken- und Massivholz-

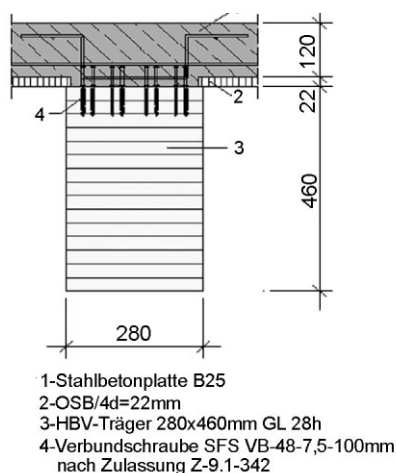


1 - Stahlbetonplatte B25  
 2 - verlorene Schalung 25mm  
 3 - Altholzbalken  
 4 - Verbundschaube SFS VB-48-7,5-100mm nach Zulassung Z-9.1-342

a)



Bild 11. a) Verbundquerschnitt im Bereich der maximalen Balkendurchbiegung, Spannweite 4,5 bis 5,0 m  
 b) Versammlungsraum im 1. OG nach der Fertigstellung



a)



Bild 12. a) Verbundquerschnitt für die Spannweite von 7,1 m; b) Anordnung der Verbundschrauben

decken können größere Spannweiten als bisher erreicht werden. Für Brückenbauten in Holz erhält man tragfähigere und dauerhaftere Lösungen. Die technischen Möglichkeiten sind bisher in der Praxis noch nicht vollständig ausgereizt. Die zukünftige Anwendung von Holz-Beton-Verbundsystemen wird zu einer weiteren kreativen Belebung und Weiterentwicklung des Holzbaus bzw. zur Entwicklung neuer Systemlösungen beitragen. Aus der Sicht des praktischen Ingenieurs ist es daher sehr wünschenswert, wenn ihm weitere und möglichst viele innovative Verbindungslösungen als geregelte Bauprodukte zur Verfügung stehen.

Das Entwicklungspotential der Bauweise ist noch nicht ausgeschöpft.

## Literatur

- [1] König, G., Holschemacher, K. und Dehn, F.: Holz-Beton-Verbund, Innovationen im Bauwesen, Beiträge aus Praxis und Wissenschaft, Bauwerk-Verlag 2004.
- [2] Diebold, F. (1994): Bauphysik der Holz-Beton-Verbunddecken, Schweizer Ingenieur und Architekt Nr. 37, 8. Sep. 1994, S. 712–714.
- [3] Lißner, K. und Rug, W.: Holzbau-sanierung, Grundlagen und Praxis der sicheren Ausführung, Berlin (Springer Verlag) 2000.
- [4] Fontana, M. und Frangi, A.: Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken; In: Brettstapelbauweise und ökologische Dämmstoffe, Fachtagung 16. April 1999, TU Dresden 1999.
- [5] EMPA, Zürich (2001): Merkblatt Brandschutz, Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken bis 60 Minuten Feuerwiderstand, Zürich, November 2001.
- [6] Erler, K.: Verbundträger aus Holz und Polymerbeton – Forschungsbericht, T 2 533; IRB-Verlag Stuttgart 1992.
- [7] Godycki, T., Pawlicka, J. und Kleczewski, J.: Verbunddecke aus Holzrippen und Betonplatten, Bauingenieur (1984) S. 477–483.
- [8] Postulka, J.: Holz-Beton-Verbunddecken 36 Jahre Erfahrung; Bautechnik (1997) H. 7, S. 478–479.
- [9] Bertsche-System GmbH: Die Holz-Beton-Verbunddecke mit den BVD-Verbundankern, Firmeninformation, (www.bertsche-system.de).
- [10] Möhler, K.: Tragkraft und Querkraft von ein- und mehrteiligen Holzdruckstäben nach Rechnung und Versuch, Bauplanung Bautechnik 2 (1948) H. 2, S. 41–47 und H. 11, S. 327–332.
- [11] Möhler, K.: Über das Tragverhalten von Biegeträgern und Druckstäben mit zusammengesetzten Querschnitten und nachgiebigem Verbund, Habilitationsschrift TH Karlsruhe 1956.
- [12] DIN 1052:1988/1996: Holzbauwerke, Berechnung und Ausführung, Beuth-Kommentare, DIN, DGFH, Berlin 1997.
- [13] E DIN 1052:2004: Entwurf, Berechnung und Bemessung von Holzbauwerken.
- [14] Rautenstrauch, K., Grosse, M., Lehmann, S. und Hartnack, R.: Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken, 6. Informationstag des IBK, Bauhaus-Universität Weimar.
- [15] Timmermann, K. und Meierhofer, U. A.: Berechnung von Holz-Beton-Verbundbalken mit der Differenzenmethode, Schweizer Ingenieur und Architekt 03 (1994).
- [16] Bergfelder, J. (1974): Näherungsverfahren zur Berechnung allgemeiner zusammengesetzter hölzerner Biegeträger mit elastischem Verbund. Bauingenieur 49 (1974) H. 9, S. 350–357.
- [17] Kneidl, R. und Hartmann, H.: Träger mit nachgiebigem Verbund, Bauen mit Holz (1995) H. 4, S. 285–290, 2002, Ingenieurholzbau-Karlsruher Tage, Tagungsband 2002, Bruder-Verlag, 2002.
- [18] BaSys GmbH. Programm HBV-4.0: Holz-Beton-Verbundbalkendecken, Version 4.0, (www.holzbau-statik.de).
- [19] Rug, W.: Verbunddecken aus Holz und Beton. Bautechnik (1995) H. 7, S. 454–459.
- [20] Faust, T. und Selle, R.: Der Einfluß verschiedener Verbindungsmittel auf das Tragverhalten der Verbundfuge in Holz-Leichtbeton-Verbunddecken, Bautechnik (2002) H. 1, S. 33–41.
- [21] Gerold, M.: Holzbrücken am Weg, Bruderverlag Karlsruhe, 2001.
- [22] Holschemacher, K., Rug, W., Pluntke, Th., Sorg, J. und Fischer, F.: Holz-Beton-Verbund, Holzbauforum 2001, Leipzig am 29. 06. 2001, Tagungsmaterial, Verlag für Bauwesen, Berlin 2001.

- [23] *Krattinger, M.*: Crestawaldbrücke bei Sufers, Eine Verbindung mit der Zukunft, Mikado (1997) H. 9, S. 50–54.
- [24] *Kreuziger, H.*: Verbundkonstruktionen aus nachgiebig miteinander verbundenen Querschnittsteilen, Tagung Ingenieurholzbau, Karlsruher Tage 2000 (Bruderverlag).
- [25] *Stadelmann, W.*: Die Ronatobelbrücke bei Furna, Schweizer Ingenieur und Architekt, 18. März 1993, S. 207–208.

### Bauaufsichtliche Zulassungen zur Holz-Beton-Verbundbauweise

- [26] Z.9.1-473: Brettstapel-Beton-Verbunddecken mit Flachstahlschlösser.
- [27] Z.9.1-331: EW-Holz-Beton-Verbundelement.

- [28] Z.9.1-557: HBV-Deckensysteme mit eingeklebten Schubverbindern (www.zang-und-bahmer.de).
- [29] Z.9.1-474: Dennert-Holz-Beton-Verbundelemente.
- [30] Z.9.1-342: SFS-Verbundschrauben VB 48-7, 5 × 100 als Verbindungsmittel

- für das SFS-Holz-Beton-Verbundsystem (Bezug der Schrauben – Alleinvertrieb für Deutschland, Fa. Merk Holzbau, Industriestraße 2, 86551 Aichach).
- [31] Z.9.1-445: Timco II Schrauben als Verbindungsmittel für das Timco Holz-Beton-Verbundsystem.



Prof. Dr.-Ing. Wolfgang Rug  
Ingenieurbüro Prof. Dr. Rug und Partner  
Wilhelmstraße 25  
19322 Wittenberge  
kontakt@holzbau-statik.de



Dr.-Ing. Karin Lißner  
Ingenieurbüro Dr. Karin Lißner  
Forststraße 35  
01099 Dresden  
Karin.Lissner@t-online.de

### Panthesalian Stadion in Volos für Olympia 2004

Der Stadion-Neubau für 20 000 Zuschauer entsteht nach modernsten Konzepten. In dieser Sportarena werden die Vorrundenspiele des olympischen Fußballturniers ausgetragen. Schalungstechnisch vertraute die bauausführende Firma auf die Erfahrung der Schalungstechniker. Seit Oktober 2002 laufen die Bauarbeiten. Rahmenschalungen mit einem Systemraster aus perfekt aufeinander abgestimmten Elementgrößen bildeten die Grundlage für das schnelle und zugleich sichere Schalen der Fundamente, Wände und Stützen.

Auch die Schalungen für die 1,00 m dicken Rundsäulen im Untergeschoß basieren technisch auf der gleichen Rahmenschalung. Dadurch sind alle Verbindungsmittel und Zubehörteile kompatibel; das vereinfacht die Arbeit auf der Baustelle.

Eine weitere Besonderheit auf der Stadion-Baustelle in Volos sind die umlaufenden Stahlbeton-Unterzüge. Sie „umrunden“ das Spielfeld und tragen die Lasten aus den einbindenden Tribünenunterzügen. Für die bis zu 12,00 m hohen Unterstellungen setzte man das Traggerüst d2 ein, in Kombination mit besonders tragfähigen Stahlwandriegeln

WS10 und Holzschalungsträgern H20 für die Oberkonstruktion. Von Takt zu Takt ließen sich die gesamten Einheiten mit Umsetzwinden verfahren, ohne sie demontieren zu müssen. Dabei fand die Statik für die schräg verlaufenden Tribünenunterzüge und die Schalungskonstruktion der rund 32 m breiten Durchfahrten besondere Beachtung.

Das Schalungs- und Logistikkonzept hat die Baustelle überzeugt: Es bestand aus technischer Ausarbeitung, Statik, Lieferung des Mietmaterials und Beistellung eines Richtmeisters. Die weitsichtige Projektplanung hat dazu geführt, daß trotz des verspäteten Baubeginns die Rohbauarbeiten bereits im März 2004 termingerecht abgeschlossen werden konnten.



Der Stadion-Neubau in Volos soll bei den Vorrundenspielen des olympischen Fußballturniers bis zu 20 000 Besucher aufnehmen (Photo: Doka)