



*Prof. Dr. Mario Fontana
Institut für Baustatik und
Konstruktion, ETH Zürich*

Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken

Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken

Zusammenfassung

Der Artikel stellt die Resultate von Brandversuchen des IBK an der EMPA mit drei unterschiedlichen Holz-Beton-Verbunddecken dar. Die Ergebnisse werden mit zwei bekannten vereinfachten Berechnungsverfahren und einem neuen eigenen Modell verglichen. Das eigene Berechnungsmodell berücksichtigt den Verbindungseinfluss und die thermischen Verformungen.

Schlüsselwörter

Holz-Beton-Verbunddecken, Deckenbrandversuche, Feuerwiderstand, Abbrand, thermische Eigenspannungen, Temperaturfelder, nachgiebiger Verbund

Einleitung

In den letzten Jahren wurde das Thema Holz-Beton-Verbundbau vermehrt aufgegriffen und, um einen sicheren und steifen Verbund zwischen Beton und Holz zu gewährleisten, wurden verschiedene neue Verbindungsmittel entwickelt. Der grösste Anreiz für die Forschung auf diesem Gebiet war die Suche nach einer effizienten und wirtschaftlichen Sanierungs- und Verstärkungsmethode für bestehende Holzbalkendecken, welche den wachsenden Anforderungen bezüglich Gebrauchstauglichkeit (Durchbiegungen und Schwingungen) nicht mehr gerecht werden. Der Holz-Beton-Verbundbau weist im Vergleich mit dem reinen Holzbalkendeckenbau neben einer erhöhten Tragfähigkeit und Steifigkeit auch verbesserte Eigenschaften bezüglich Schall- und Brandschutz auf, so dass diese Technik vor allem in der Schweiz, in Italien und in den skandinavischen Ländern nicht nur für Sanierungen bzw. Renovationen sondern vermehrt auch bei Neubauten zum Einsatz kam.

In vielen Ländern darunter auch in der Schweiz ist die Anwendung von Holz-Beton-Verbundbauteilen für mehrgeschossige Bauten durch Brandschutzvorschriften eingeschränkt. Aus diesem Grund wurde im Oktober 1996 an der ETH Zürich in Zusammenarbeit mit der Industrie (Hilti und SFS) und weiteren Partnern (KTI, Lignum, VKF) eine Forschung zum Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken (HBVd) gestartet. Ziele der Forschung sind die Erarbeitung von experimentell abgesicherten Tragmodellen zum Feuerwiderstand von HBVd und die Formulierung von konstruktiven Hinweisen zur Verbesserung des Brandverhaltens von HBVd.

Entwurf und Bemessung von Holz-Beton-Verbunddecken

Holz-Beton-Verbunddecken bestehen aus Holzelementen, welche mit einer darüberliegenden Betonplatte schubfest verbunden werden. Zwei unterschiedliche Konstruktionsweisen werden im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit auf Brandeinwirkung untersucht: die Balkenbauweise (Balken aus Vollholz oder BSH) und die Brettstapelbauweise, bei der die eigentlichen Holzträger aus stehend angeordneten, vernagelten oder verdübelten meistens rohen Seitenbrettern bestehen (vgl. Abb. 1).

Weil das Holz ein sprödes Material ist (kein Fließplateau wie beim Stahl), können nur elastische Bemessungsverfahren angewandt werden. Im allgemeinen werden die Holzelemente

auf Zug mit Biegung beansprucht, die Betonplatte auf Druck mit Biegung, während die Verbindungsmittel die Schubkräfte zwischen Beton und Holz übertragen. Das Versagen von HBVd ist in der Regel auf die Überschreitung der Biegezugfestigkeit des Holzes zurückzuführen. Das Tragverhalten ist grundsätzlich durch das Zusammenwirken der Teilquerschnitte gekennzeichnet und bewegt sich zwischen zwei Grenzfällen: dem Fall vom starren Verbund (in der Verbundfuge tritt keine relative Verschiebung auf) und demjenigen ohne Verbund, bei dem sich die Teilquerschnitte unabhängig voneinander verhalten.

Die meisten Dimensionierungsverfahren von Holz-Beton-Verbunddecken beruhen auf der elastischen Theorie vom nachgiebigen Verbund. Die Formulierung der Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen zwischen Beton und Holz führt aber zu Differentialgleichungen, die für den allgemeinen Fall keine geschlossene Lösung aufweisen. Hingegen wurden in den letzten Jahren verschiedene Lösungsmethoden für die häufigsten Fälle vorgeschlagen, so z.B. das im Eurocode 5 vorgestellte Berechnungsverfahren, gültig für Einfeldträger mit Belastungen, die einen sinusförmigen bzw. parabolischen Momentverlauf verursachen [1], [3].

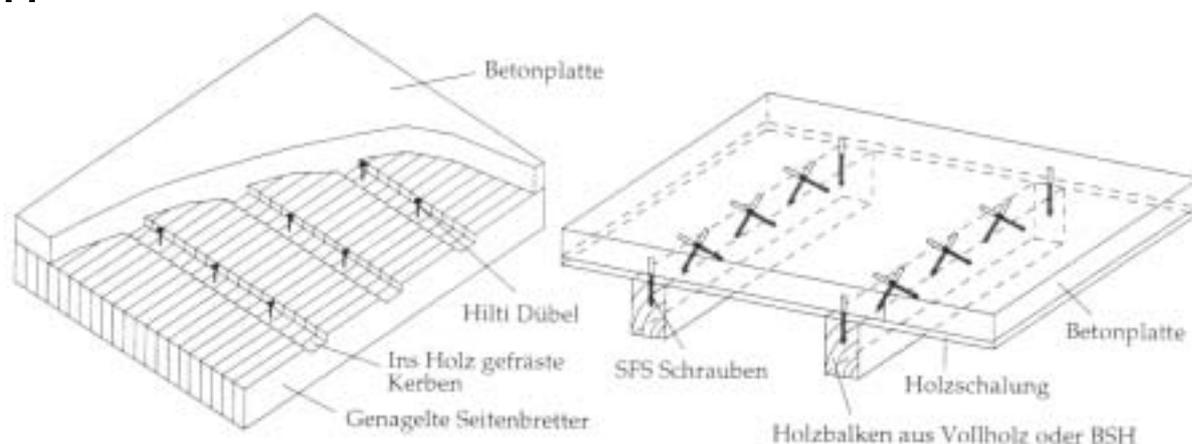


Abb. 1 - Prinzipieller Aufbau einer Holz-Beton-Verbunddecke mit Brettstapелеlementen und Hilti-Dübeln (links) bzw. mit Holzbalken und SFS Verbundschrauben

Von der Vielfalt der Verbindungsmittel für den Verbund zwischen Beton und Holz im Rahmen der vorliegenden Forschungsarbeit wurden zwei Varianten auf Brandeinwirkung untersucht. Das von der Firma Hilti AG in Schaan (FL) in Zusammenarbeit mit der Eidgenössischen Technischen Hochschule von Lausanne entwickelte Verbindungsmittel ist eine mindestens 80 mm ins Holz eingeleimte Gewindestange M 12 der Festigkeitsklasse 8.8, die nach der Betonhärtung zusätzlich noch vorgespannt wird. Die Verleimung erfolgt mit einem auf einer Methacrylat-Harz und einer hydraulischen Zementreaktion basierenden von der Firma Hilti hergestellten speziellen Injektionsmörtel (HIT-WTR). Die Hilti Dübel übernimmt die Zugkräfte während die Schubübertragung in der Fuge hauptsächlich durch ins Holz 2 cm hohe, 15 cm lange gefräste Kerben erfolgt [11].

Das von der Firma SFS AG in Heerbrugg entwickelte Verbundelement VB-48-7.5x100 ist eine selbstschneidende Schraube der Festigkeitsklasse 8.8 mit Kragen als Tiefenbegrenzung, die direkt ohne Vorbohrung durch die Schalung und das Holz geschraubt wird. Der Verbinder setzt sich aus zwei Teilen zusammen: einem 6.1 mm dicken und 50 mm langen oberen Teil mit einem Ankerkopf und einem 100 mm langen unteren Teil mit einem speziell tief ausgeformten Gewinde mit Aussendurchmesser von 7.3 mm und einem Kerndurchmesser von 4.3 mm. Um die Verbundsteifigkeit des Systems zu erhöhen, werden die Verbinder, die wegen ihrer Schlankheit biegeweich sind, kreuzweise und schräg (45°) ins Holz versetzt, so dass diese als Diagonalen „eines fiktiven Fachwerkmodells mit der Betonplatte und den Holzbalken quasi als Gurte“ auf Zug bzw. Druck beansprucht werden [12].

Brandverhalten von Holz-Beton-Verbundbauteilen

Das Brandverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken ist im wesentlichen auf das thermische

Verhalten der Holzteile und der Verbindungsmittel zurückzuführen. Das Holz ist ein brennbares Material. Wird dem Holz genügende Wärme zugeführt, führt ein thermischer Prozess (Pyrolysis) zur Zersetzung des Holzes unter Bildung von Holzkohle und brennbaren Gasen [9]. Die Kohleschicht bildet aber wegen der im Vergleich zum Holz deutlich tieferen Wärmeleitfähigkeit einen sehr guten Isolator und schützt dementsprechend das innere Holz vor der Wärmeeinwirkung. Die für die Bemessung von Holzbauteilen als konstant angenommene Abbrandgeschwindigkeit von Holz wird im allgemeinen vor allem von seinen Baustoffeigenschaften (Holzart, Rohdichte, Holzfeuchtigkeit, spezifischer Wärmekapazität und Wärmeleitfähigkeit) und von den geometrischen Abmessungen (Verhältnis zwischen dem Feuer ausgesetzter Oberfläche und Volumen) geprägt [10]. Die Belüftungsbedingungen, die Art der Temperaturbeanspruchung bzw. der Beflammung und eventuelle zusätzliche Einwirkungen während des Brandes (z.B. infolge Verformungen) sind andere wichtige Einflussparameter. Als Temperatur-Zeitgesetz der Umgebung wird in der Regel bei der Durchführung von Brandversuchen die Normbrandkurve ISO-834 angenommen.

Die Brandeinwirkung bedingt einerseits einen Querschnittsverlust (Bildung von Holzkohle), andererseits eine temperaturabhängige Abnahme der Festigkeit und Steifigkeit des unter der Kohlschicht vorhandenen Holzes und der Verbindungsmittel [5],[6]. Die Temperatur, bis zu der eine Betrachtung der Holzfestigkeit und Steifigkeit sinnvoll ist, liegt bei ca. 200°C. Die Zersetzungszone liegt bei Temperaturen zwischen 200°C und 300°C, die Verkohlungszone bei mehr als 300°C. Wegen der während des Brandes sich bildenden isolierenden Kohlschicht ist die Temperaturverteilung im Holzquerschnitt durch einen grossen Temperaturgradienten gekennzeichnet [7]. Dieser Temperaturgradient führt zu thermischen Dehnungen bzw. thermischen Eigenspannungen, die je nach Lagerungsbedingungen, geometrischen Querschnittsabmessungen und Verlauf der Brandtemperatur das Brandverhalten günstig oder ungünstig beeinflussen können.

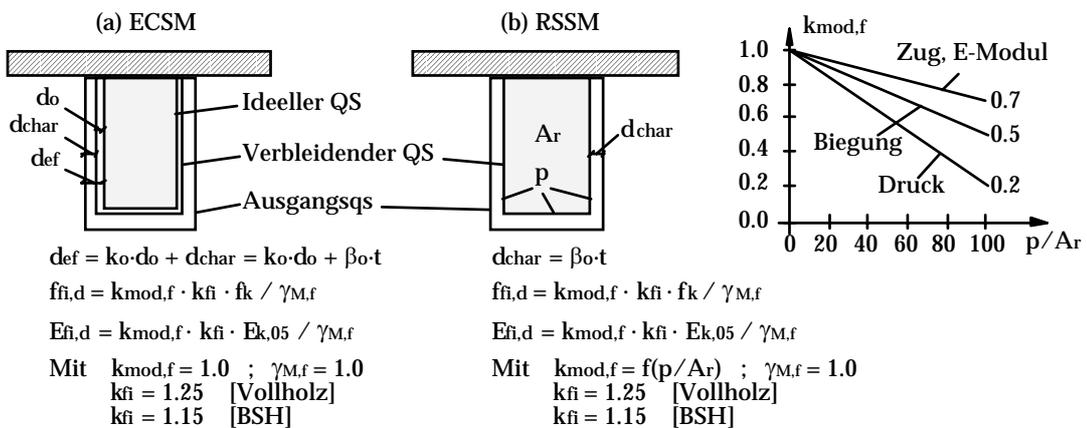


Abb. 2 - Vereinfachte Bemessungsmethoden für Holzbauteile im Brandfall: die Effective Cross Section Method ECSM (a) und die Reduced Strength and Stiffness Method RSSM (b)

Die vereinfachten Bemessungsmethoden für den Holzbau im Brandfall wie z.B. die Effective Cross Section Method (ECSM) und die Reduced Strength and Stiffness Method (RSSM), die im Eurocode 5, Teil 1.2 vorgestellt werden, beruhen auf angenommenen konstanten Abbrandgeschwindigkeiten β_0 [4]. Die Bemessungsmethode mit ideellem Restquerschnitt (ECSM) berücksichtigt die temperaturabhängige Abnahme der Festigkeit und Steifigkeit des unter der Kohlschicht verbleibenden Restquerschnittes, indem die Abbrandtiefe d_{char} um die ideale Abbrandtiefe mit dem Grundwert d_0 von 7 mm erhöht wird. Die Festigkeits- und Steifigkeitseigenschaften des ideellen Querschnittes entsprechen denjenigen des Ausgangsquerschnittes bei Raumtemperatur. Der Modifikationsfaktor $k_{mod,f}$ wird gleich 1.0 gesetzt. Der Koeffizient k_0 wächst in den ersten 20 Minuten linear von 0 auf 1. Bei der Bemessungsmethode mit reduzierter Festigkeit und Steifigkeit (RSSM) werden die Holzeigenschaften (Biege-, Druck-, Zugfestigkeit und E-Modul) in Abhängigkeit des Verhältnisses zwischen dem Feuer ausgesetzten Umfang des verbleibenden Restquerschnittes und der Fläche des ver-

bleibenden Restquerschnittes entsprechend reduziert. Die Abhängigkeit des Modifikationsfaktor $k_{mod,f}$ vom Verhältniss p/A_r des verbleibenden Restquerschnittes folgt aus der Integration über den Temperaturverlauf im Querschnitt, wobei die in Versuchen von Glos und Henrici [6] erhaltenen temperaturabhängigen Festigkeiten und Steifigkeiten benutzt wurden [8]. Zum Verhalten von Verbundfugen im Brandfall liegen keine Berechnungsmodelle vor.

Brandversuche

Zur Verbesserung der Informationen über die Temperatureinwirkung auf die Verbindungsmittel bzw. den Verbund zwischen Beton und Holz wurden mehrere Auszug- bzw. Scherversuche unter Brandeinwirkung durchgeführt. Das globale Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken wurde mit Deckenversuchen untersucht. Alle Brandversuche wurden an der Eidgenössischen Materialprüfungs- und Forschungsanstalt in Dübendorf durchgeführt. Die Auszug- bzw. Scherversuche wurden auf dem 1.2 m langen und 1.0 m breiten Ofen, die Deckenversuche auf dem 5.0 m langen und 3.0 m breiten Ofen durchgeführt. Alle Versuchskörper wurden der Normbrandeinwirkung nach ISO-834 ausgesetzt. Die Resultate aller durchgeführten Auszug- bzw. Scherversuche unter Brandeinwirkung wurden in [2] publiziert. Die Resultate der Deckenversuche sind in den folgenden Abschnitten dargestellt.

Brandversuch von einer Holz-Beton-Verbunddecke mit Brettstapelelementen

Beim ersten Deckenbrandversuch bestand die geprüfte Holz-Beton-Verbunddecke aus 96 miteinander durch Buchendübel ($\varnothing=20$ mm, in Abstand von 330 mm) zusammengehaltenen 30 mm dicken und 5.35 m langen rohen Seitenbrettern (FK II nach SIA 164) mit unterschiedlichen Höhen von 100 und 120 mm und einer 80 mm (in den Fugen 100 mm) dicken, mit einer Netzbewehrung ($\varnothing=6$ mm, Maschenbreite 100 mm) armierten Betonplatte (vgl. Abb. 3). Es wurden keine Verbindungsmittel angeordnet (Schubübertragung nur infolge Reibung und Haftung). Die Holz-Beton-Verbunddecke wurde ca. im Drittelpunkt „linienförmig“ (4 Einzelasten) belastet (vgl. Abb. 3).

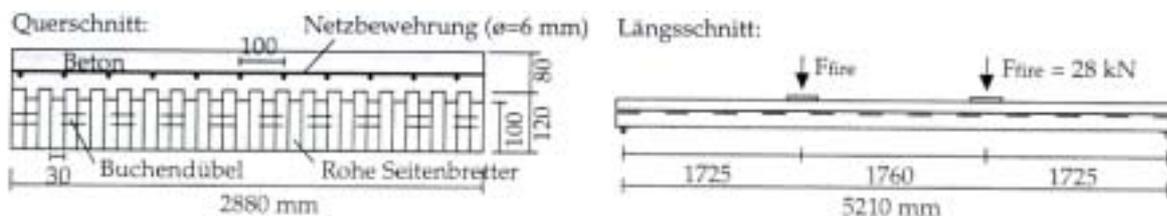


Abb. 3 - Längsschnitt und Querschnitt der Holz-Beton-Verbunddecke aus Brettstapelelementen

Es wurden zwei Belastungsniveaus untersucht. Die Belastung F_{fire} von 28 kN für den Brandversuch wurde so gewählt, dass das maximale Biegemoment gleich gross wie dasjenige in der Mitte einer Decke von 6.5 m Spannweite mit 1.5 kN/m^2 Auflasten und gemäss Norm SIA 160 für den Brandfall auf 30% reduzierten Nutzlasten ($q_N = 0.3 \cdot 3.0 \text{ kN/m}^2$) ist. Die Gebrauchbelastung $F_{service}$ von 46 kN wurde analog festgelegt wie F_{fire} aber mit 100% Nutzlasten.

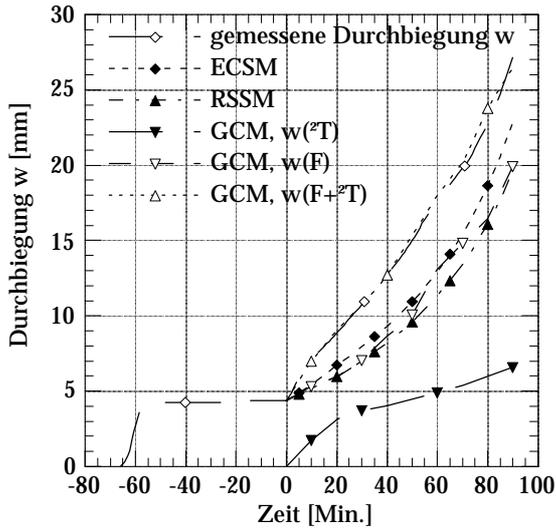


Abb. 4 - Während des Brandversuches gemessene Zunahme der Durchbiegung in der Deckenmitte

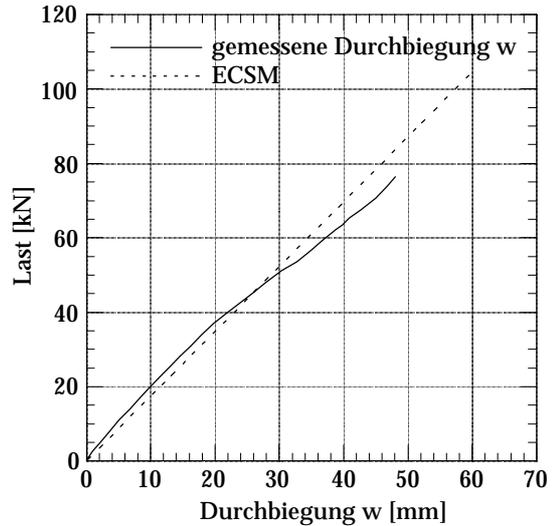


Abb. 5 - Nach dem Brandversuch gemessene Zunahme der Durchbiegung bis zum Deckenversagen

Die Durchbiegungen, die Verdrehungen der Betonplatte, die relative Verschiebung zwischen Beton und Holz und die Temperatur im Holzquerschnitt bzw. in der Betonplatte in verschiedenen Lagen und Tiefen wurden während des Brandversuches gemessen. Nach dem Brandversuch wurde die Abbrandrate aufgrund des Restquerschnittes bestimmt.

Nachdem ein Tag vor dem Brandversuch die Holz-Beton-Verbunddecke mehrmals mit F_{service} belastet worden war, wurde sie während 90 Minuten durch ISO-Normbrandeinwirkung beansprucht. Die Abbildung 4 zeigt die infolge Holzquerschnitts- und Steifigkeitsverlust während des Brandversuches (Brandbeginn als Zeit = 0 bezeichnet) gemessene Zunahme der Durchbiegung w in der Mitte der Decke. Nach dem Brandversuch konnte die Decke noch bis fast zu $F \approx 80 \text{ kN}$ ($F \approx 2.8 \cdot F_{\text{fire}}$; $F \approx 1.7 \cdot F_{\text{service}}$) belastet werden (vgl. Abb. 5). Während des Brandversuches verhielt sich die Verbundfuge der Holz-Beton-Verbunddecke immer starr, d.h. es wurde keine relative Verschiebung zwischen Beton und Holz beobachtet. Die mittlere Abbrandgeschwindigkeit betrug ca. 0.72 mm/Min.

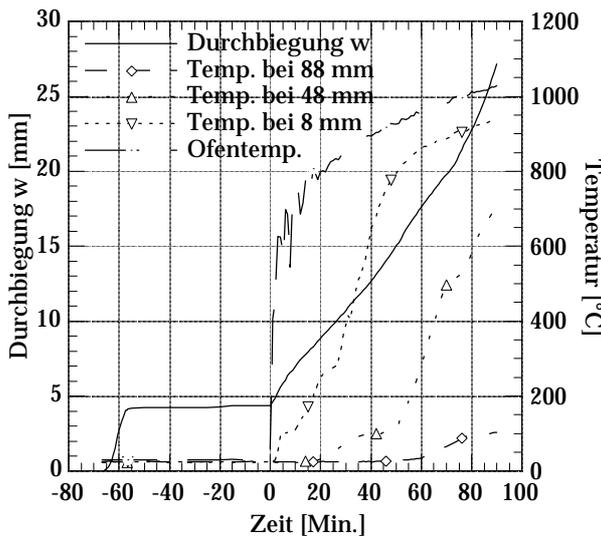


Abb. 6 - Gemessene Temperaturen im Holzquerschnitt bei unterschiedlichen Tiefen von der Feuerseite

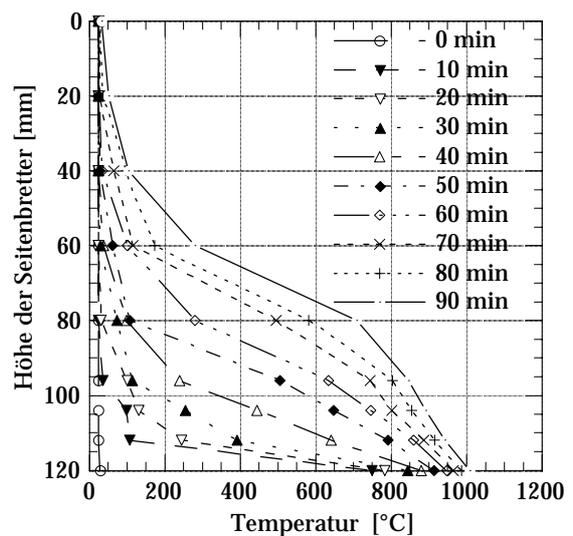


Abb. 7 - Während des Brandversuches gemessene Holztemperaturprofile

Die Abbildung 6 zeigt die während des Brandversuches in der Mitte der Decke gemessenen Holztemperaturen bei drei unterschiedlichen Tiefen (8 mm, 48 mm und 88 mm von der dem

Feuer ausgesetzten Oberfläche) während in der Abbildung 7 die gemessenen Holztemperaturprofile dargestellt werden. Nach 90 Min. ISO-Normbrandeinwirkung wies die Betonplatte praktisch noch Raumtemperatur auf und ca. ein Drittel des Holzquerschnittes hatte noch eine Temperatur kleiner als 100°C.

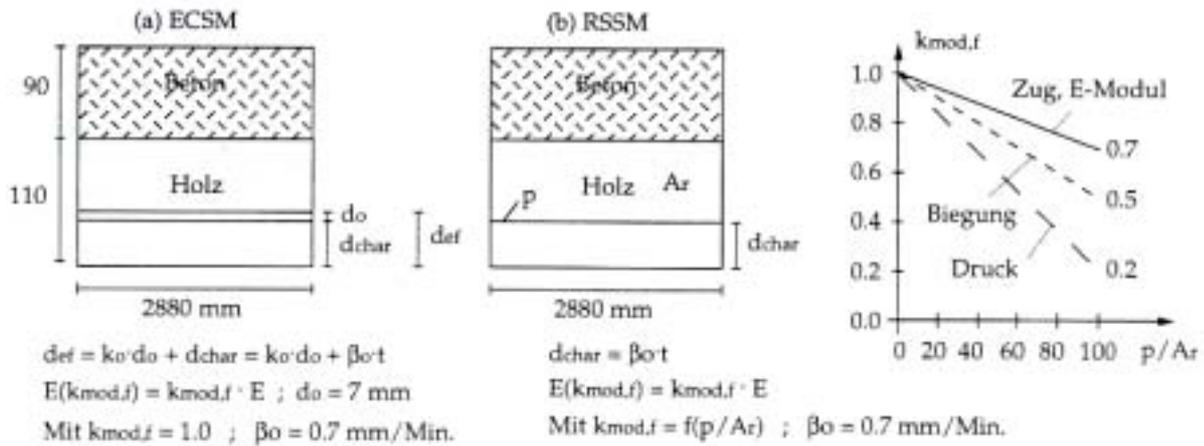


Abb. 8 - Vereinfachte Bemessungsmethoden für Holzbau im Brandfall: die ECSM (a) und die RSSM (b)

Die Zunahme der Durchbiegung w während des Brandversuches wurde unter Verwendung der zwei im Abschnitt 3 erwähnten Berechnungsmethoden „Effective Cross-Section Method“ (ECSM) und „Reduced Strength and Stiffness Method“ (RSSM) berechnet (vgl. Abb. 8). Eine mittlere Abbrandgeschwindigkeit β_0 von 0,7 mm/Min. wurde angenommen.

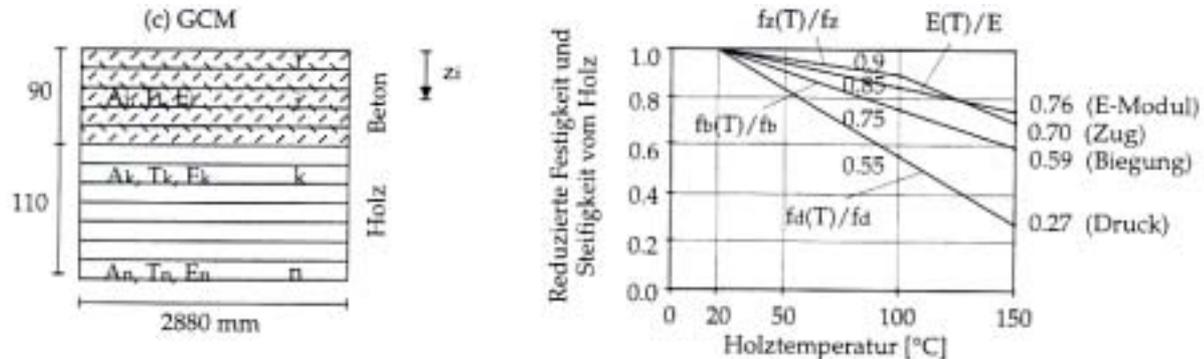


Abb. 9 - Vereinfachte Bemessungsmethoden für Holzbau im Brandfall: allgemeine Berechnungsmethode (GCM, General Calculation Method)

Der Einfluss von thermischen Dehnungen auf das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken wurde mit der nachfolgend beschriebenen allgemeinen Berechnungsmethode (GCM, General Calculation Method) berücksichtigt (vgl. Abb. 9). Der Querschnitt wird in einzelne in Längsrichtung frei dehnbare Lamellen unterteilt. Jeder Lamelle werden die Materialeigenschaften (E-Modul) in Abhängigkeit ihrer Temperatur zugeordnet. Dazu wurden die in Versuchen von Glos und Henrici [6] erhaltenen temperaturabhängigen Festigkeiten und Steifigkeiten benutzt. Die angenommenen Materialeigenschaften bei Raumtemperatur der Holz-Beton-Verbunddecke wurden aufgrund des Kaltversuches vor dem Brandversuch überprüft.

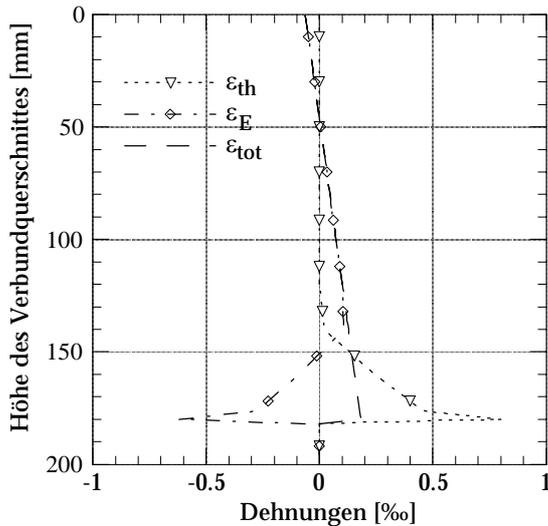


Abb. 10 - Freie thermische Dehnungen ε_{th} , spannungserzeugende Dehnungen ε_E und resultierende Dehnungen ε_{tot} nach 30 Min. ISO-Normbrand

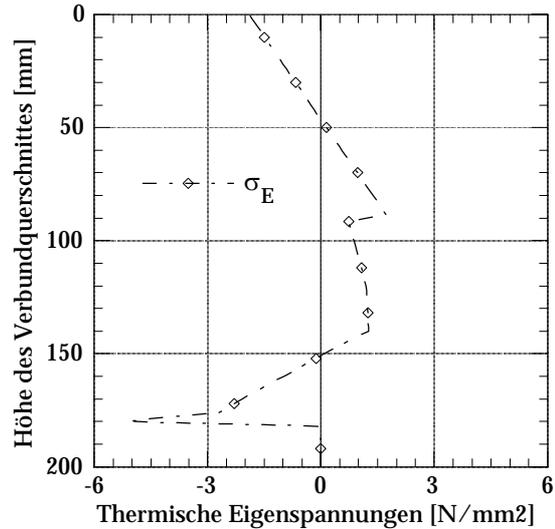


Abb. 11 - Thermische Spannungen σ_E nach 30 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung

Die freien Temperaturdehnungen der einzelnen Lamellen $\varepsilon_{th,i}$ lassen sich nach der Gleichung (1) aus dem gemessenen Temperaturfeld (vgl. Abb. 7) mit Hilfe der Wärmedehnzahl α_T berechnen (vgl. Abb. 10).

$$\varepsilon_{th,i}(t) = \alpha_T \cdot T_i(t) \quad \text{Mit } \alpha_T: \text{Wärmedehnzahl} \quad (1)$$

Die Forderung des Ebenbleiben des Querschnittes (Annahme von Bernoulli-Navier) führt zu sogenannten spannungserzeugenden Dehnungen $\varepsilon_{E,i}$, die die freien thermischen Dehnungen $\varepsilon_{th,i}$ zu einem ebenen Querschnitt drücken bzw. ziehen (vgl. Abb. 10). Die Dehnungen $\varepsilon_{E,i}$ erzeugen Spannungen, die als thermische Eigenspannungen $\sigma_{E,i}$ bezeichnet werden (vgl. Abb. 11)

$$\varepsilon_{E,i}(t) = \varepsilon_{tot,i}(t) - \varepsilon_{th,i}(t) \quad \sigma_{E,i}(t) = E_i(T_i) \cdot \varepsilon_{E,i}(t) \quad (2)$$

Für ein statisch bestimmtes System (einfachen Balken) ohne äussere Belastung, bei dem keine Dehnbehinderung bei den Auflagern wirkt, werden die resultierenden Dehnungen $\varepsilon_{tot,i}$ aufgrund der Gleichgewichtsbedingungen (Summe der inneren Schnittkräfte gleich der Summe der äusseren Schnittkräfte) berechnet.

$$N_E(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i = \sum_{i=1}^n \{ \varepsilon_{tot,i}(t) - \varepsilon_{th,i}(t) \} \cdot E_i(T_i) \cdot A_i = 0 \quad (3)$$

$$M_E(t) = \sum_{i=1}^n \sigma_{E,i}(t) \cdot A_i \cdot z_i(t) = \sum_{i=1}^n \{ \varepsilon_{tot,i}(t) - \varepsilon_{th,i}(t) \} \cdot E_i(T_i) \cdot A_i \cdot z_i(t) = 0 \quad (4)$$

Die Abbildung 10 zeigt die mit der erwähnten Methode GCM berechneten freien thermischen Dehnungen ε_{th} , die spannungserzeugenden Dehnungen ε_E und die resultierenden Dehnungen ε_{tot} nach 30 Min. ISO-Normbrandeinwirkung. In der Abbildung 11 sind die daraus berechneten thermischen Eigenspannungen dargestellt. Im oberen und unteren Bereich des Querschnittes wirken Druckspannungen, im mittleren Bereich Zugspannungen. Die Grössenordnung der thermischen Eigenspannungen ist in Bezug auf die Brandsicherheit nicht von Bedeutung.

Die Abbildung 4 zeigt auch den Vergleich zwischen der während des Brandversuches gemessenen und mit den drei Methoden ECSM, RSSM und GCM berechneten Durchbiegung

w in der Mitte der Decke. In der Abbildung ist auch die Zunahme der Durchbiegung infolge thermischer Dehnungen mit der Kurve $GCM,w(\Delta T)$ dargestellt. Am Anfang des Brandversuches ist der Einfluss der thermischen Dehnungen auf die Zunahme der Durchbiegung am grössten. Unter Berücksichtigung dieses Einflusses stimmt die berechnete Durchbiegung $GCM,w(F+\Delta T)$ mit dem Versuchsergebnis sehr gut überein. Die Abbildung 5 zeigt auch den Vergleich zwischen der nach dem Brandversuch bis zum Deckenversagen gemessenen und mit der Methode ECSM berechneten Durchbiegung w .

Brandversuche von zwei Holz-Beton-Verbunddecken mit Holzbalken

Zwei weitere Brandversuche wurden mit HBVd vom Typ Balkenbauweise durchgeführt. Die zwei Decken bestanden aus vier 180 mm breiten, 240 mm hohen und 5350 mm langen BSH-Balken (FK B nach SIA 164) in Abstand von 700 mm und einer 80 mm dicken, mit einer Netzbewehrung ($\varnothing=6$ mm, Maschenbreite 100 mm) armierten Betonplatte. Der Querschnitt der BSH-Balken bestand aus insgesamt sechs 40 mm dicken Lamellen. Bei einer Decke erfolgte die Schubübertragung durch 20 mm tiefe und 150 mm lange ins Holz gefräste Kerben und eingeleimte Hilti Dübel, bei der anderen durch kreuzweise und schräg (45°) ins Holz versetzte SFS Schrauben. Der Abstand zwischen den Verbindungsmitteln beträgt bei der Hilti Decke 450 mm, bei der SFS Decke 120 mm. Die Holz-Beton-Verbunddecken wurden ca. im Dreifelpunkt „linienförmig“ (4 Einzellasten) belastet (vgl. Abb. 12 und 13).

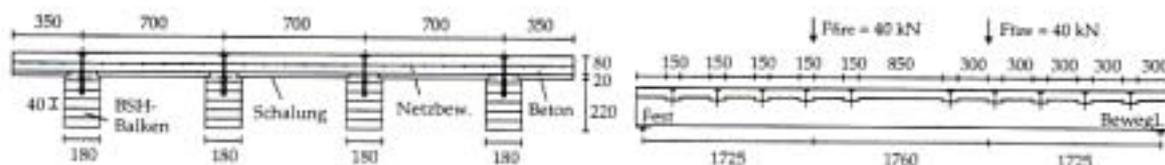


Abb. 12 – Querschnitt und Längsschnitt der Holz-Beton-Verbunddecke mit gefrästen Kerben und eingeleimten Dübeln

Beide Holz-Beton-Verbunddecken wurden für eine Wohnungsdecke von 7.0 m Spannweite mit 1.5 kN/m^2 Auflasten und 3.0 kN/m^2 Nutzlasten so bemessen, dass im Kaltzustand die langfristige Durchbiegung kleiner als 23.3 mm ($7000/300$) ist und im Brandfall ein Feuerwiderstand von 60 Minuten gewährleistet wird. Die Kaltbemessung erfolgte gemäss des im Eurocode 5 vorgestellten Berechnungsverfahren für nachgiebige Verbundträger. Die Bemessung im Brandfall gemäss des im vorherigen Abschnitt vorgestellten Berechnungsverfahren ECSM unter Berücksichtigung des Festigkeits- und Steifigkeitsverlustes der Verbindungsmittel bzw. der Verbundfuge. Entsprechend der Bemessung wurden zwei Belastungsniveaus untersucht. Die Belastung F_{fire} von 40 kN für den Brandversuch wurde so gewählt, dass das maximale Biegemoment gleich gross wie dasjenige in der Mitte der Decke von 7.0 m Spannweite mit 1.5 kN/m^2 Auflasten und gemäss Eurocode 1 für den Brandfall auf 50% reduzierten Nutzlasten ($q_N = 0.5 \cdot 3.0 \text{ kN/m}^2$) ist. Die Gebrauchbelastung F_{service} von 55.2 kN wurde analog festgelegt wie F_{fire} aber mit 100% Nutzlasten.

Die vertikalen Durchbiegungen, die horizontalen Verformungen, die relativen Verschiebungen zwischen Beton und Holz und die Temperatur im Holzquerschnitt bzw. in der Betonplatte in verschiedenen Lagen und Tiefen wurden während des Brandversuches gemessen. Nach dem Brandversuch wurde die Abbrandrate aufgrund des Restquerschnittes bestimmt.

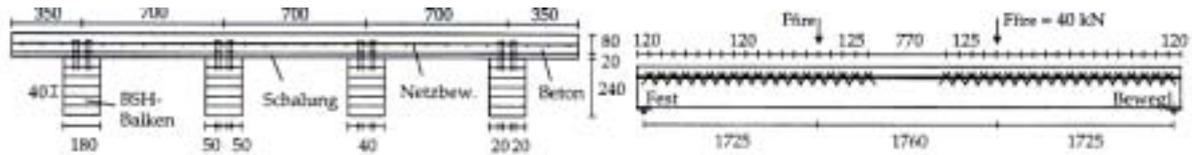


Abb. 13 - Querschnitt und Längsschnitt der Holz-Beton-Verbunddecke mit ins Holz versetzten SFS Schrauben

Nachdem ein Tag vor dem Brandversuch die Holz-Beton-Verbunddecken mehrmals mit F_{service} belastet worden waren, wurden sie konstant durch die äussere Belastung F_{fire} und die ISO-Normbrandeinwirkung bis zum Deckenbruch beansprucht. Die Abbildung 14 zeigt die während des Brandversuches (Brandbeginn als Zeit = 0 bezeichnet) gemessene mittlere Durchbiegung w in der Mitte der Decke. Die Verformung beider Decken verläuft praktisch gleich und lässt sich in drei Phasen einteilen. Am Anfang des Brandversuches wächst die Durchbiegung infolge thermischer Krümmung der Holzbalken ziemlich stark an (Phase 1). Bei weiterer Erwärmung überwiegt dann der Einfluss des Querschnittsverlustes infolge Abbrand und der temperaturbedingten Reduktion der Holzsteifigkeit gegenüber der thermischen Krümmung (Phase 2). In der Phase 3 wächst die Durchbiegung infolge thermischer Krümmung der Betonplatte und der temperaturbedingten Reduktion der Verbundsteifigkeit bis zum Deckenbruch sehr stark an. In der Abbildung 15 sind die absoluten horizontalen Verformungen der Decken gegen die feste Versuchseinrichtung dargestellt. Bei dem festen Auflager wurde die Verdrehung der Decke gemessen (positive Werte), während sich bei dem beweglichen Auflager die Verdrehung der Decke zu der horizontalen Verschiebung addiert, wobei die horizontale Verschiebung gegenüber der Verdrehung überwiegt (negative Werte).

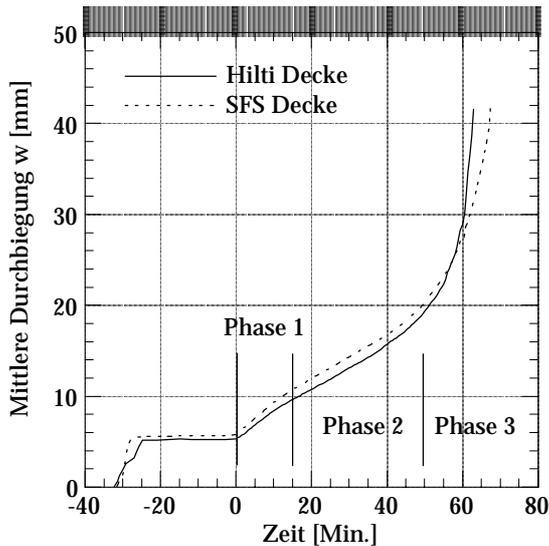


Abb. 14 - Während des Brandversuches gemessene Zunahme der Durchbiegung in der Deckenmitte

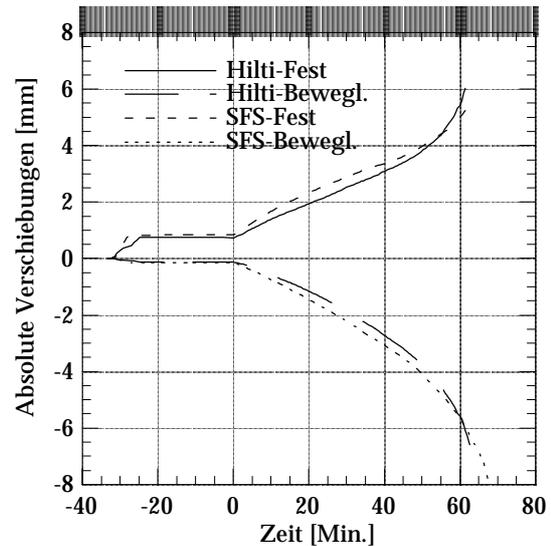


Abb. 15 - Während des Brandversuches gemessene absolute horizontale Verformungen bei den Auflagern

In den Abbildungen 16 und 17 sind die während des Brandversuches an allen Balkenenden gemessenen relativen Verschiebungen zwischen Beton und Holz (slip) dargestellt. Negative Werte bedeuten, dass in der Verbundfuge ein Schlupf auftritt. Die steife (quasi starre) Verbundfuge der Decke mit ins Holz gefrästen Kerben und Hilti Dübeln wies während des Brandversuches praktisch keinen Steifigkeitsverlust auf. Nur bei Balken Nr. 2 wurde insbesondere in den letzten 10 Minuten eine kleine Zunahme der relativen Verschiebung zwischen Beton und Holz gemessen (vgl. Abb. 16). Nach dem Brandversuch wurden alle Kerbenbereiche untersucht. Wegen der günstigen seitlichen Schutzwirkung der Holzschalung waren die 140 mm breiten Kerbenflanken weitgehend noch intakt, so dass die Schubübertragung gewährleistet blieb. Die Hilti Dübel, die primär die vertikale Abtrennung der Bauteile

Holz und Beton verhindern und für die Steifigkeit eine untergeordnete Rolle spielen, blieben in der Mitte der Holzbalken sowieso vor der Temperatureinwirkung weitgehend geschützt. Die gemessene mittlere Leimtemperatur am Ende des Brandversuches betrug nur 33 °C.

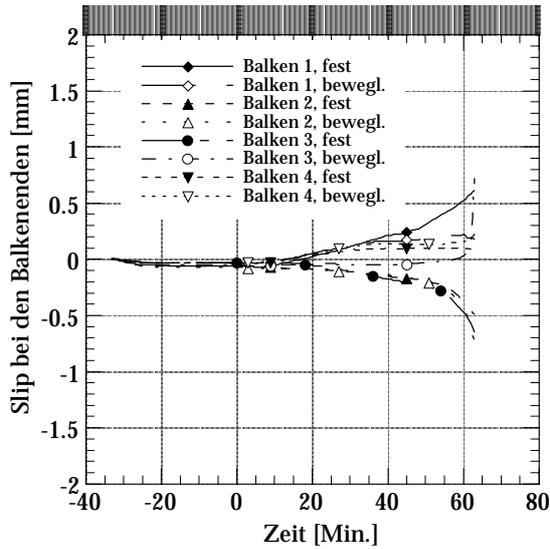


Abb. 16 - Gemessene relative Verformungen (slip) bei den Balkenenden der Hilti Decke. Beim Balken 3 trat beim beweglichen Lager ein Scherbruch in der Leimfuge auf.

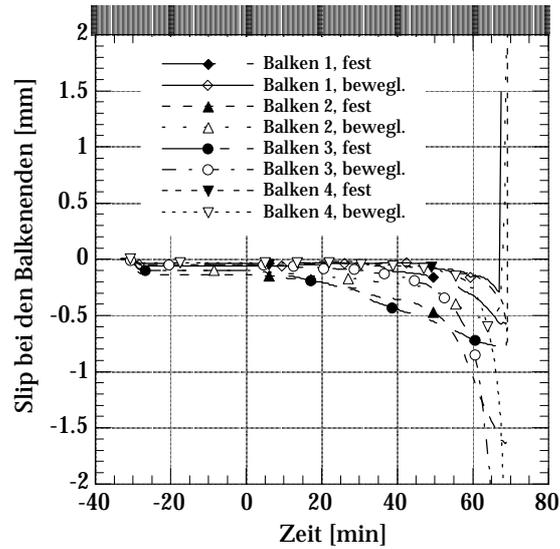


Abb. 17 - Gemessene relative Verformungen (slip) bei den Balkenenden der SFS Decke. Beim Balken 1, 2 beim beweglichen Lager und 4 beim festen Lager trat ein Scherbruch in der Leimfuge auf.

Während in den ersten 45 Minuten auch bei der nachgiebigen Verbundfuge der Decke mit SFS Schrauben kein signifikanter Steifigkeitsverlust beobachtet wurde, nahmen ab ca. dieser Brandzeit die gemessenen relativen Verschiebungen am Ende der Balken Nr. 2, 3 und 4 stark zu (vgl. Abb. 17). Der beobachtete Steifigkeitsverlust vom SFS Verbundsystem ist auf die temperaturbedingte Abnahme der Holzsteifigkeit in der Nähe der äusseren SFS Schrauben zurückzuführen, die nur 5 cm Holzüberdeckung aufwiesen. Nach Entfernen der Holzkohle zeigte sich, dass die äusseren SFS Schrauben beim Balken Nr. 3 auf der Seite des beweglichen Auflagers vollständig freigebrannt waren (vgl. Abb. 21). Das aus den Scherversuchen erwartete Brandverhalten der Verbundfugen wurde durch die Deckenversuche somit bestätigt.



Abb. 18 - Versuchseinrichtung für die Brandversuche mit Holz-Beton-Verbunddecken



Abb. 19 - Holz-Beton-Verbunddecke mit ins Holz gefrästen Kerben und Hilti Dübeln nach 63 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung

Der Brandversuch mit der Holz-Beton-Verbunddecke mit ins Holz gefrästen Kerben und Hilti Dübeln wurde nach 63 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung abgebrochen, als der BSH-Balken Nr. 3 auf der Seite des beweglichen Auflagers auf Längsschub versagte, so dass die äussere Belastung F_{fire} nicht mehr getragen werden konnte (vgl. Abb. 16). Bruchursache war

das Leimversagen in der Fuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle dieses BSH-Balkens, der wegen zwischen den Holzbalken sich bildenden ungünstigen Brandturbulenzen seitlich im oberen Teil des Querschnittes stark gebrannt war (vgl. Abb. 20). Nach dem Brandversuch konnte die Decke noch bis nur zu $F \approx 19 \text{ kN}$ ($F \approx 0.5 \cdot F_{\text{fire}}$) belastet werden. Bruchursache in diesem Resttraglastversuch für die anderen BSH-Balken war hauptsächlich das Leimversagen in den Keilzinkenstössen bzw. in den Fugen der einzelnen Lamellen. Dieses teilweise unerwartete Loslösen der Lamellen wird noch näher untersucht. Das erste Stück der 20 mm dicken Holzschalung fiel nach ca. 50 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung herunter. Am Ende des Brandversuches war der grösste Teil der Holzschalung noch vorhanden, was auf eine sehr geringe Abbrandrate hinweist (vgl. Abb. 19).

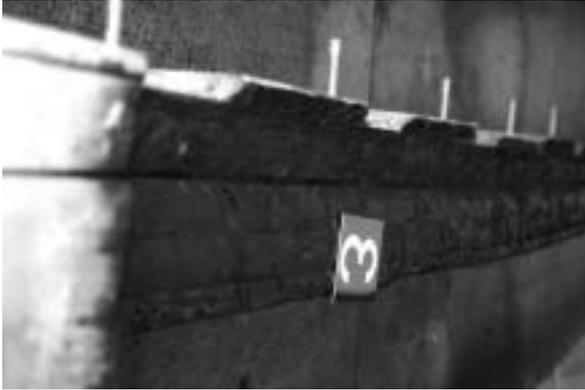


Abb. 20 - Leimversagen in der Fuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle des BSH-Balkens Nr. 3 bei der Holz-Beton-Verbunddecke mit ins Holz gefrästen Kerben und Hilti Dübeln nach 63 Min.



Abb. 21 - Äussere SFS Schrauben beim BSH-Balken Nr. 3 der Holz-Beton-Verbunddecke mit SFS Schrauben vollständig freigebrannt. Versagen der Verbundfuge zwischen Beton und Holz nach 67 Min.

Der Brandversuch mit der Holz-Beton-Verbunddecke mit SFS Schrauben wurde nach 70 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung abgebrochen. Die äussere Belastung konnte aber nach 67 Minuten nicht mehr getragen werden, als die BSH-Balken Nr. 1 und 3 auf der Seite des beweglichen Auflagers auf Längsschub versagten (vgl. Abb. 17). Bruchursache war beim Balken Nr. 1 das Leimversagen in der Fuge zwischen der zweiten und dritten Lamelle, während beim Balken Nr. 3 auf der Seite des beweglichen Lagers die Verbundfuge versagte. In den letzten 3 Minuten versagten dann auch die Leimfugen zwischen der ersten und zweiten Lamelle der anderen zwei Balken. Das erste Stück der Holzschalung fiel nach 47 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung herunter, während die erste Betonabplatzung nach 56 Minuten beobachtet wurde. In den letzten 20 Minuten fielen weitere Stücke der Holzschalung herunter und es konnten Abplatzungen der Betonplatte beobachtet werden. Am Ende des Brandversuches war der grösste Teil der Holzschalung heruntergefallen. Die Netzbewehrung wurde in mehreren Punkten infolge der Abplatzungen sichtbar.

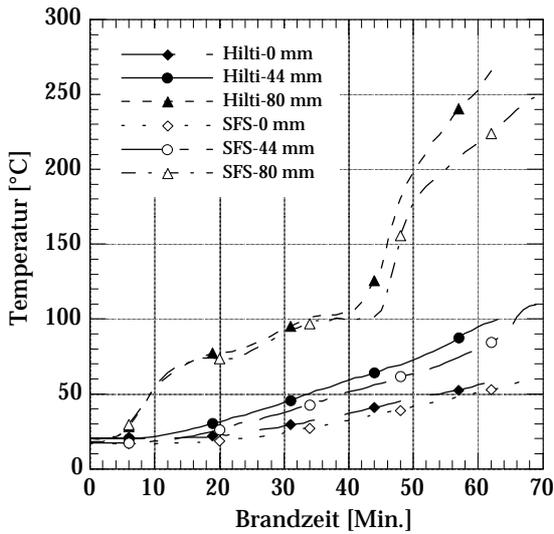


Abb. 22 - Gemessene mittlere Temperaturen in der Betonplatte bei unterschiedlichen Tiefen (0 mm = Oberfläche der Betonplatte)

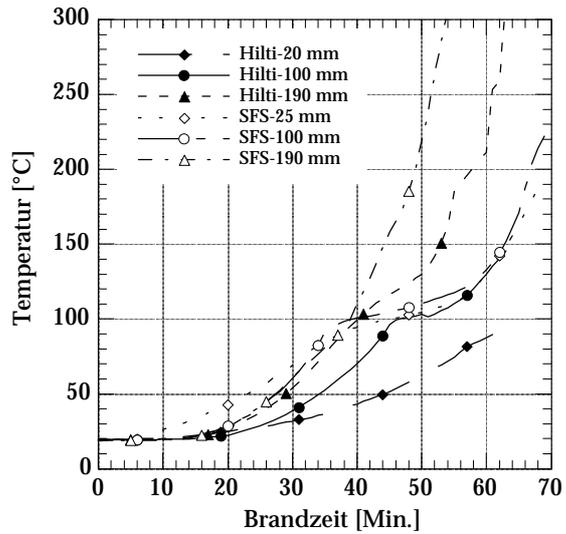


Abb. 23 - Gemessene mittlere Temperaturen im Holz-QS bei unterschiedlichen Tiefen (0 mm = Oberkante der Holzbalcken)

Die Abbildung 22 zeigt die gemessenen mittleren Betontemperaturen an der Oberfläche und in zwei unterschiedlichen Tiefen (44 mm und 80 mm von der Oberfläche). Die Betontemperaturen wurden zwischen den Holzbalken in der Mitte der Decke gemessen. Die Temperaturverläufe beider Decken sind ziemlich ähnlich. Die Wärmeschutzwirkung der Holzschalung auf die Betonplatte ist signifikant. Nach 60 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung wiesen die Betonplatten an der Oberfläche eine Temperatur kleiner als 60°C, bei einer Tiefe von 44 mm kleiner als 100°C und bei einer Tiefe von 80 mm (d.h. zwischen der Holzschalung und der Betonplatte) kleiner als 250°C auf. Die Abbildung 23 zeigt die gemessenen mittleren Holztemperaturen in unterschiedlichen Tiefen von der Oberkante der Holzbalcken. Die Temperaturen wurden in jedem Holzbalken bei einer seitlichen Holzüberdeckung von 50 mm gemessen. Nach 60 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung betrug wegen der günstigen seitlichen Schutzwirkung der Holzschalung die Temperatur bei der Hilti Decke bei einer Tiefe von 20 mm (d.h. in der Höhe der Kerben) erst 88°C. Bei der SFS Decke betrug die Temperatur bei einer Tiefe von 25 mm (d.h. in der Mitte der Höhe der SFS Schrauben) 130°C.

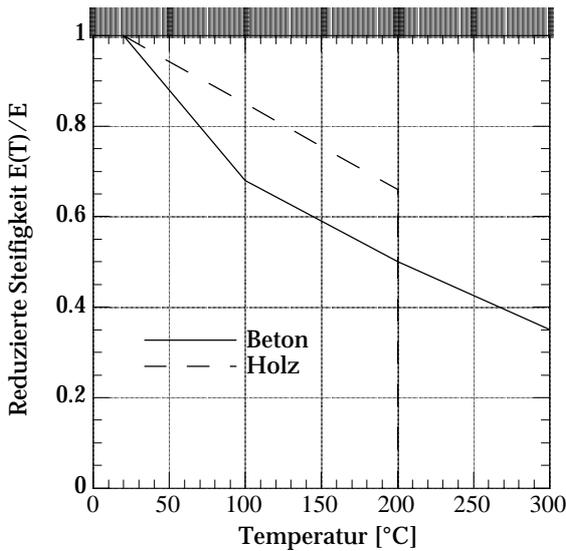


Abb. 24 - Reduzierte Steifigkeit (E -Modul) vom Beton und Holz bei höheren Temperaturen

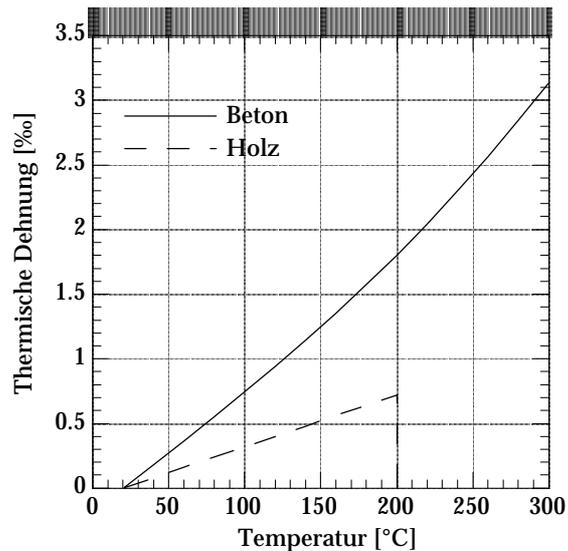


Abb. 25 - Thermische Dehnung vom Beton und Holz mit zunehmender Temperatur

Die Zunahme der Durchbiegung w während des Brandversuches wurde für die Hilti Decke unter Verwendung der erwähnten Berechnungsmethode „Effective Cross-Section Method“ (ECSM) berechnet, wobei eine mittlere Abbrandgeschwindigkeit β_0 von 0.7 mm/Min. angenommen wurde. Der Einfluss von thermischen Dehnungen auf das Tragverhalten von Holz-Beton-Verbunddecken wurde mit der bereits erwähnten allgemeinen Berechnungsmethode (GCM, General Calculation Method) berücksichtigt.

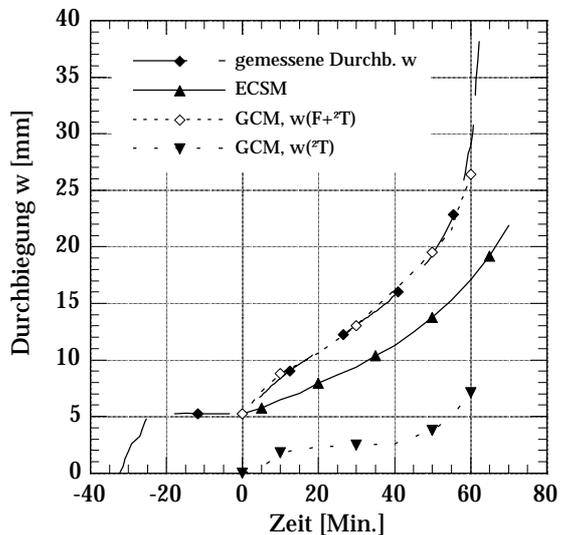


Abb. 26 - Vergleich zwischen berechneter und gemessener Durchbiegung für den Hilti Brandversuch

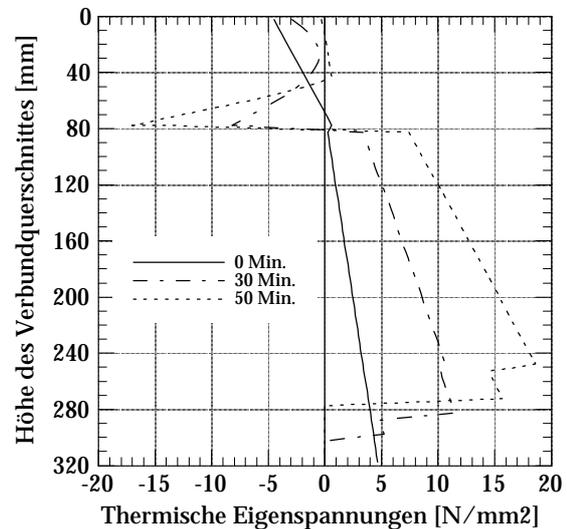


Abb. 27 - Thermische Eigenspannungen in der Mitte der Decke nach 30 und 50 Minuten

Die Abbildung 24 zeigt den angenommenen temperaturabhängigen E-Modul vom Beton und Holz. Dazu werden für das Holz die in Versuchen von Glos und Henrici [6] erhaltenen Resultate benutzt. Da der Beton wenig beansprucht wird, werden linearisierte Spannungs-Dehnungsdiagramme gemäss ENV-1994-1-2 verwendet. Die Abbildung 25 zeigt die angenommene temperaturbedingte thermische Dehnung vom Beton gemäss ENV-1994-1-2 und Holz.

In der Abbildung 26 wird die gemessene und mit den zwei Methoden ECSM und GCM berechnete Durchbiegung w in der Mitte der Decke verglichen. In der Abbildung ist auch die Zunahme der Durchbiegung infolge thermischer Krümmung mit der Kurve GCM, $w(\Delta T)$ dargestellt. Am Anfang des Brandversuches ist der Einfluss der thermischer Krümmung der Holzbalken am grössten, während die Zunahme der Durchbiegung ab ca. 40 Minuten hauptsächlich auf die thermische Krümmung der Betonplatte zurückzuführen ist. Die Übereinstimmung des GCM-Berechnungsverfahrens mit der gemessenen Durchbiegung ist gut. Die Abbildung 27 zeigt die mit diesem Verfahren berechneten Spannungen in der Mitte der Decke infolge äusserer Belastung und thermischer Beanspruchung nach 0, 30 und 50 Minuten ISO-Normbrandeinwirkung. Mit zunehmender Brandzeit nehmen die Spannungen im oberen Bereich der Betonplatte ab, im unteren Bereich zu. Im Holzquerschnitt wirken über den gesamten Querschnitt Zugspannungen. Mit dem zur Zeit bei Prof. Dr. E. Anderheggen am IBK in Entwicklung stehenden Finite Element Programm Pyroman sollen die Berechnungen des thermomechanischen Verhaltens von Verbundträgern mit nachgiebigem Verbund noch weiter verbessert und erleichtert werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Blass H.J., J. Ehlbeck, M.L.R. van der Linden, M. Schlager, „Trag- und Verformungsverhalten von Holz-Beton-Verbundkonstruktionen“, Forschungsbericht T 2710, Abteilung Ingenieurholzbau, Universität Karlsruhe, 1995
- [2] Fontana M., A. Frangi, „*Fire Behaviour of Timber-Concrete Composite Slabs*“, 5th World Conference on Timber Engineering, Proceedings Volume 1, Seiten 76-83, Montreux, 17-20.8.1998
- [3] ENV 1995-1-1 „*Eurocode 5*“: Design of timber structures, Part 1-1 General rules and rules for buildings, 1993
- [4] ENV 1995-1-2 „*Eurocode 5*“: Design of timber structures, Part 1-2 General rules, supplementary rules for structural fire design, 1994
- [5] Gerhards C.C., „*Effect of moisture and temperature on the mechanical properties of wood: an analysis of immediate effects*“, Wood and fiber, Vol 14, 1982, Seiten 4-36
- [6] Glos P., D. Henrici, „*Festigkeit von Bauholz bei hohen Temperaturen*“, Abschlussbericht 87505, Institut für Holzforschung der Universität München, 1990
- [7] Kordina K, C. Meyer-Ottens , C. Scheer, „*Holz-Brandschutz-Handbuch*“, 2 Auflage, Deutsche Gesellschaft für Holzforschung e.V., Ernst & Sohn, 1994
- [8] Klingsch W., M. Tavakkol-Khah, J. Wesche, M. Kersken-Bradley, „*Temperaturentwicklung in brandbeanspruchten Holzquerschnitten*“, Schlussbericht, Forschungsvorhaben F-90/11 der Deutschen Gesellschaft für Holzforschung, München, Nov. 1993
- [9] Kollmann F., „*Neue Ergebnisse über das Verhalten von Holz und Holzbauteilen im Feuer*“, Holz-Zentralblatt Nr. 64/65, Seiten 1199-1201, 1 Juni 1966
- [10] Lache M., „*Abbrandgeschwindigkeit von Vollholz, Brettschichtholz und Holzwerkstoffen*“, AIF-Forschungsvorhaben-Nr. 7796 und 8744, Schlussbericht, Institut für Holzforschung der Universität München, 1992
- [11] Natterer J., M. Hoefft, „*Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Entwicklung eines neuen Verbindungssystems*“, Forschungsbericht CERS Nr. 1638, IBOIS, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, März 1992
- [12] Timmermann K., U. Meierhofer, „*Holz-Beton-Verbundkonstruktionen, Untersuchungen und Entwicklungen zum mechanischen Verbund von Holz und Beton*“, Forschungsbericht 115/30, EMPA, Abteilung 155, Oktober 1993