

# Ein 7-Geschosser (fast) ganz aus Holz - Konstruktive Details eines Pilotprojekts -

T. Linse, J. Natterer

**Zusammenfassung** Ein siebengeschossiges Wohnhaus mit einer Höhe von 22,5 m wurde in Holz-Bauweise in Berlin errichtet. Für dieses Projekt mussten zahlreiche innovative Lösungen gefunden werden, wie etwa die Holz-Skelett-Bauweise mit neu entwickelten Knotenverbindungen, die ein hohes Maß an Vorfertigung ermöglichen, die Auflagerung der Holz-Beton-Verbunddecken auf „Beton“, durch die Bauhöhe gespart werden kann und die Ausgliederung des Treppenhauses vom Wohngebäude, welche maßgebend zur Lösung der Brandschutzproblematik beigetragen hat.

## A seven floor residential building almost completely made of timber – Report of a pilot project

**Abstract** A residential house in timber construction with seven floors and a height of 22,5 m has been recently built in Berlin. For this project many innovative solutions had to be developed. New steel details to assemble the wooden columns and beams and that permit a high percentage of prefabrication and rapid execution, composite ceilings made of timber and concrete, supported on a concrete cantilever and an independent concrete construction for the stairways to satisfy the fire protection requirements.

### 1 Einleitung

Zwischen August 2007 und Mai 2008 wurde in Berlin ein 7-geschossiges Wohnhaus, welches fast komplett aus Holz besteht errichtet. Bauherr dieses Pilotprojekts war ein Zusammenschluss privater Bauherren, deren Wunsch es war, ein architektonisch anspruchsvolles, umweltfreundliches sowie ökologisches siebengeschossiges Wohnhaus in Holzbauweise zu errichten.

Die Baugruppe war sich, nach eigenen Angaben, anfangs der Tatsache nicht bewusst, dass für ein Projekt dieser Art, diverse innovative, alternative und progressive Lösungen in konstruktiver und brandschutztechnischer Hinsicht erforderlich werden würden.

Dipl.-Ing M. SC.Tobias Linse

Am Oberanger 6  
85221 Dachau  
Tobias.Linse@gmx.de

Prof. Julius Natterer

Route de la Gare 10  
1163 Etoy (VD), Schweiz  
BCN.SA@vtxmail.ch  
www.natterer-berlin.com



Bild 1. Ansicht der Holz-Skelett-Konstruktion (Gartenansicht)  
Fig. 1. Elevation of the timber construction (garden side)

### 2 Baubeschreibung

In den Obergeschossen des Siebengeschossers wird je eine Wohneinheit, bzw. zwei im 2. Obergeschoss, untergebracht. Im Erdgeschoss sind Büroflächen vorgesehen. Das Treppenhaus aus Stahlbeton wurde dem Wohnhaus aus Holz ausgliedert. Durch Übergänge aus Stahlbeton wird das Wohnmit dem Treppenhaus verbunden (Bild 2).

Das etwa 22,5 m hohe Wohnhaus (Grundfläche ca. 12,5 x 15,5 m) wurde in Holz-Skelett-Bauweise ausgeführt. Die tragende Struktur besteht aus Stützen und Riegeln aus Brett-schichtholz; die Verbindung der Holzbauteile erfolgt mittels aus Stahlblechen geschweißten Knoten. Die Decken des Wohnhauses wurden als Holz-Beton-Verbunddecken ausgeführt.



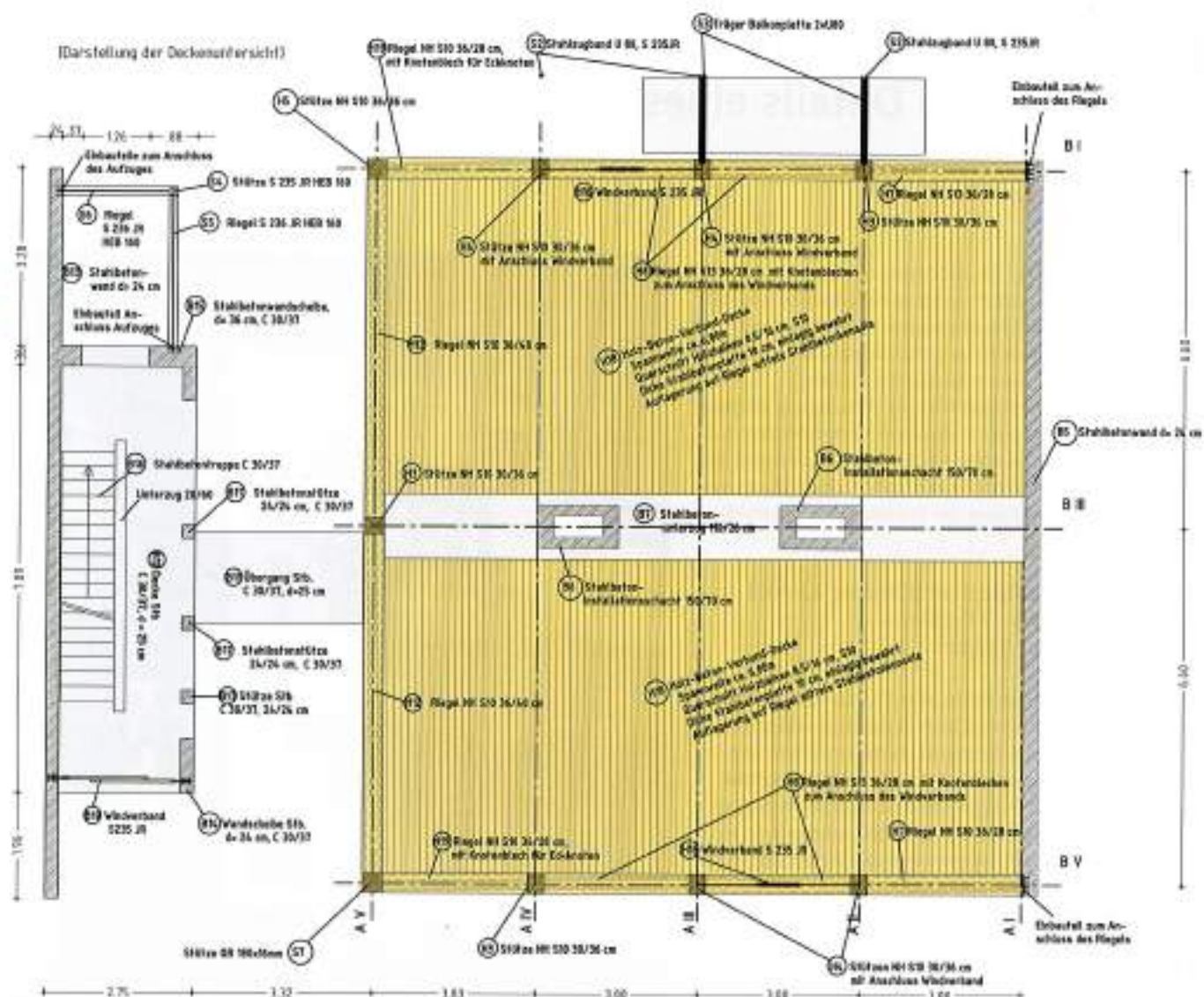


Bild 2. Positionplan 3. OG  
Fig. 2. Structure element reference plan of the third floor

### 3 Trennung des Wohnhauses und des Treppenhauses

Der erste Tragwerksentwurf ging davon aus, dass das Treppenhaus aus Stahlbeton und das Wohnhaus aus Holz in einem Gesamtsystem zusammen wirken. Es zeigte sich jedoch, dass ein Zusammenspiel der zwei Konstruktionen nur schwer zu verwirklichen ist. Sollte das Wohnhaus durch das Treppenhaus oder umgekehrt ausgesteift werden, so hätten, zusätzlich zu den Übergängen, Bauteile angeordnet werden müssen, die ein Zusammenwirken gewährleisten. Des Weiteren stellten die unterschiedlichen Verformungsverhalten der beheizten Holzkonstruktion und der unbeheizten Stahlbetonkonstruktion sowie die in bauphysikalischer Hinsicht erforderliche Trennung von warmen und kalten Bauteilen Herausforderungen für den Tragwerksplaner dar. Daher wurden das Treppenhaus und das Wohnhaus komplett voneinander getrennt. Dies erwies sich als wirtschaftlicher, „konstruktiv sauberer“ und einfacher in der Ausführung. Die Trennung des Treppenhauses und des Wohnhauses ergab ein architektonisch interessantes Grundkonzept, das sowohl aus bauphysikalischer, als auch aus gestalterischer Sicht Vorteile zeigt: In bauphysikalischer Hinsicht ist die Trennung nicht nur von zentraler Bedeutung für die Lösung

der Brandschutzproblematik, sie bringt auch thermische und akustische Vorteile mit sich. Da das Treppenhaus nicht beheizt wird, ist der zu heizende Gebäudekern kompakter und somit energieeffizienter. Außerdem entfallen aufwändige Maßnahmen, um den Wohnbereich schalltechnisch und thermisch vom Treppenhaus zu entkoppeln. Aus gestalterischer Sicht ermöglicht die Trennung für das Wohnhaus eine dritte Fassade, durch die Licht ins Gebäudeinnere fallen kann. Weiterhin war eine variabelere Grundrissgestaltung der einzelnen Geschosse möglich, da die Übergänge zwischen Wohn- und Treppenhaus nahezu beliebig platziert werden konnten.

### 4 Pfosten-Riegel-Konstruktion / Holz-Skelett-Bauweise

Im Gegensatz zu bisher ausgeführten höheren Gebäuden in Holzbauweise war bei diesem Projekt ein sehr hoher Fensterflächenanteil gewünscht. Außerdem sollten die Fensterflächen und die Grundrisse variabel anzuordnen sein, wodurch die Außenwände zur Lastabtragung nicht herangezogen werden konnten. Die Lastabtragung erfolgt daher mittels einer Pfosten-Riegel-Konstruktion, die auch als Holz-Skelett-Bauweise bezeichnet werden kann. In den Fassaden



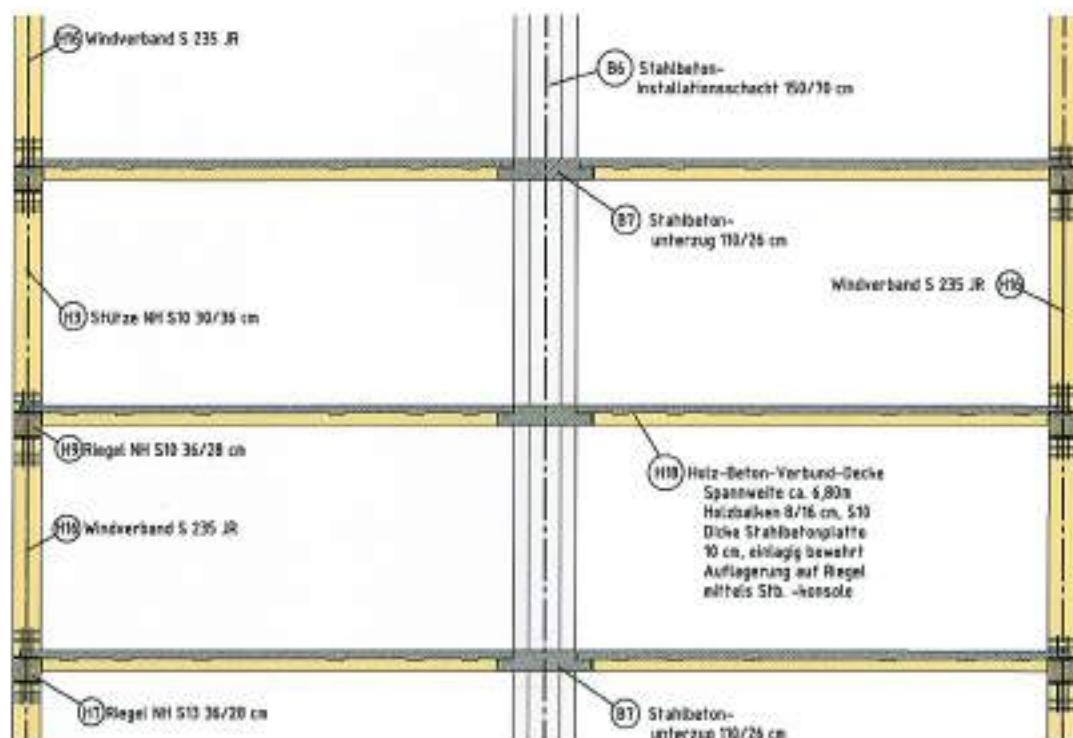


Bild 3. Vertikalschnitt durch das Wohngebäude  
Fig.3. Vertical section of the residential building

wurden in einem regelmäßigen Raster Stützen und Riegel angeordnet (Bild 4). Die Holz-Beton-Verbund-Decken lagern auf Riegeln auf, welche wiederum die Lasten in die Stützen weiterleiten.

Bild 2 zeigt den Positionsplan des 5. Obergeschosses. Die Konstruktion ist in allen Geschossen identisch, lediglich die Lage der Windverbände variiert. Im 1., 5. und 4. Obergeschoss wurden im Bereich der Gemeinschaftsterrassen Stahlstützen gewählt, um möglichst schlanke Stützenquerschnitte realisieren zu können. Ein Vertikalschnitt durch das Gebäude ist in Bild 5 dargestellt. Der Unterzug in Gebäude-

mittellachse wurde aus Stahlbeton ausgeführt, um eine ebene Deckenunterseite zu erhalten. Dieser Stahlbetonunterzug liegt auf der Brandwand in Achse AI, den Installationschichten und auf der Holz-Skelett-Konstruktion in Achse AV auf (Bild 2).

Bei Betrachtung der Tragstruktur im Rohbau (Bild 4) werden Parallelen zur Stahlbeton-Skelett-Bauweise deutlich: Es handelt sich um eine Skelett-Bauweise aus Holz und stellt damit ein Novum dar. Zur Verbindung der Stützen mit den Riegeln mussten spezielle Verbindungsknoten entwickelt werden (Bild 5).

Durch die Skelett-Bauweise konnten die Grundrisse weitgehend variabel gestaltet werden. Lediglich das Stützenraster und die Lage der Installationsschächte waren bei der Grundrissgestaltung der Wohnungen zu beachten. Die Anordnung der Außen- und Innenwände, der Fensterflächen, der Terrassen und Balkone war für jedes Geschoss frei wählbar.



Bild 4. Holz-Skelett-Konstruktion während der Bauausführung  
Fig.4. Timber structure during construction



Bild 5. Tragstruktur aus Stützen und Riegeln  
Fig.5. Structure made of timber beams and columns



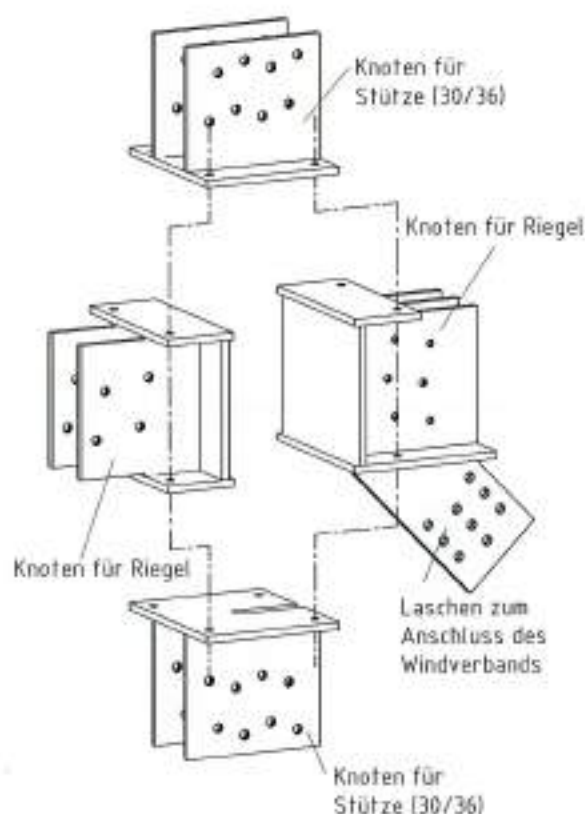


Bild 6. Explosionszeichnung der Knotenbleche zum Anschluss der Riegel, Stützen und des Windverbands  
Fig. 6. Exploded assembly drawing of the steel nodes for the connection of the columns, beams and wind bracing

## 5 Aussteifung

Für die Aussteifung des Wohnhauses können zum einen die Brandwand aus Stahlbeton und die Deckenscheiben der Holz-Beton-Verbund-Decken mit einbezogen werden. Zum anderen wurden zwei der drei Fassadenfronten als Scheiben ausgebildet. Die in den Fassaden verbleibenden Massivholzwände können die, aufgrund der Gebäudehöhe beachtlichen, Horizontallasten aus Wind nicht aufnehmen. Die Pfosten-Riegel-Konstruktion ist daher auf der Straßen- und der Gartenseite mittels Windverbänden aus Flachstählen ausgesteift. Die Holz-Beton-Verbund-Decken sind als Scheiben ausgeführt und kraftschlüssig mit den Fassaden und der Brandwand verbunden. Die Steifigkeit der zwei Installationsschächte in der Mittelachse des Wohnhauses ist zu gering, um die Horizontallasten als Kragarmsystem aufzunehmen zu können, außerdem steht kein Kellergeschoss als ausreichende Einspannung zur Verfügung.

## 6 Stöße mittels Knotenblechen

Die Stöße der Riegel, Stützen und Windverbände erfolgt mit einem neu entwickelten System aus Stahlknoten. Neben der Bedingung, den Schlupf der Verbindungen möglichst zu minimieren, müssen hohe Stützen- und Windverbandskräfte weitergeleitet werden.

Schließlich wurde ein System mit Schlitzblechen und Stabdübeln entwickelt. Ein Detail ist in Bild 6 in Form einer Explosionszeichnung dargestellt. Die Stabdübel sind in der Werkstatt gesetzt worden, die Knotenbleche untereinander wurden auf der Baustelle mit üblichen Stahlbauverschrau-



Bild 7. Knotendetail während der Bauausführung  
Fig. 7. Connection detail during construction

bungen verbunden. Dieses System ermöglicht einen sehr hohen Vorfertigungsgrad und eine zügige Montage auf der Baustelle.

Aus Gründen der Gebrauchstauglichkeit muss vermieden werden, dass unter äußeren Einflüssen merkliche Verformungen entstehen. Dies würde zu Rissen in den Gipskartonverkleidungen und zu Undichtigkeiten der Gebäudehülle führen. Die Holzkonstruktion ist relativ weich, insbesondere aufgrund des Schlupfes der Stabdübelverbindungen. Um den Schlupf zwischen den Knotenblechen zu minimieren, wurden die Knotenbleche untereinander mit Passschrauben verschraubt. Die Windverbände wurden mit gleitfesten Verschraubungen angeschlossen.

Beim Entwurf der Knotendetails wurde darauf geachtet, Exzentrizitäten zu vermeiden. Es gelang, die Geometrie und die Lage der Riegel, Stützen und Windverbände so zu wählen, dass sich alle Schwerachsen der anschließenden Bauteile eines Knotens in einem Punkt schneiden. Die hohen Vertikallasten aus den Stützen werden über die Schlitzbleche zum Anschluss der Riegel weitergeleitet. Bild 7 zeigt einen Knoten während der Bauausführung. Auf den Bildern 6 und 7 ist zu erkennen, dass ein Knoten aus je vier verschiedenen Knotendetails zusammengefügt wurde: Ein Riegel-Detail für einen Riegel ohne Windverband, ein Riegel-Detail mit Anschlusslaschen für den Windverband, ein Stützen-Detail für einen Stützenkopf und ein Stützen-Detail mit Schlitz in der Fußplatte, um die Durchdringung des Windverbands zu ermöglichen. Der Windverband aus Flachstahl wird zwischen den beiden Laschen am Riegel-Detail eingelegt, vorgespannt und mittels gleitfester Verschraubungen fixiert. Er wurde als Flachstahl ausgeführt, da es mit diesem Querschnitt möglich ist, einfache Verschraubungen zu realisieren und den Windverband in den Außenwänden unterzubringen. Ein besonderes Knotendetail (Bild 8) ist für die Ecken des Gebäudes erforderlich. Die Knoten-Details werden hier analog zu den Entwurfskriterien des oben dargestellten Knotens konzipiert. Bild 9 zeigt, dass die Knoten-Details für die Riegel mit einem 45° Winkel konzipiert werden. Neben der einzuleitenden Quer- und Normalkraft muss





Bild 8. Eckknoten – Ansicht vom Gebäudeinneren  
Fig.8. Corner detail view from interior

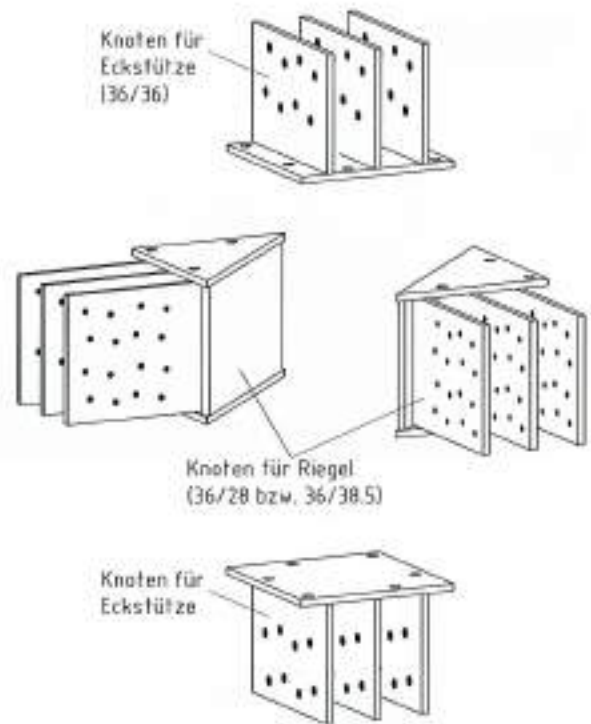


Bild 9. Explosionszeichnung der Knotenbleche für die Gebäudeecken  
Fig.9. Exploded assembly drawing for the corners of the building

hier zusätzlich das Versatzmoment aufgenommen werden, das aufgrund der exzentrischen Lage des Schwerpunktes des Stabdübelanschlusses entsteht.

In der Mitte der Fassade auf der Treppenhauseite (Achsen-schnittpunkt AV-BIII), wurde ein Knotendetail erforderlich, das zusätzlich zum Anschluss von zwei Riegeln und zwei Stützen noch den Anschluss des Stahlbetonunterzugs in der Mittelachse ermöglicht. Bild 10 zeigt eine Explosionszeichnung dieses Knotens. Kernstück dieser Knotenverbindung ist ein „Stahl-Würfel“. An dessen Ober- und Unterseite werden die Stützen, an den Seiten die Riegel angeschlossen (Bild 11). Die Verbindung mit dem Stahlbetonunterzug wird hergestellt, indem der Würfel zusammen mit dem Unterzug

ausbetoniert wird, wodurch eine Konsole am Ende des Stahlbetonriegels entsteht. Bild 12 zeigt die Anschlusskonstruktion und die Bewehrung des Stahlbetonriegels und der Holz-Beton-Verbund-Decke vor dem Betonieren. Die gezeigte Bewehrung des Stahlbetonriegels ist noch unvollständig, es fehlt unter anderem die Konsolbewehrung, die in den Würfel hineinragt.

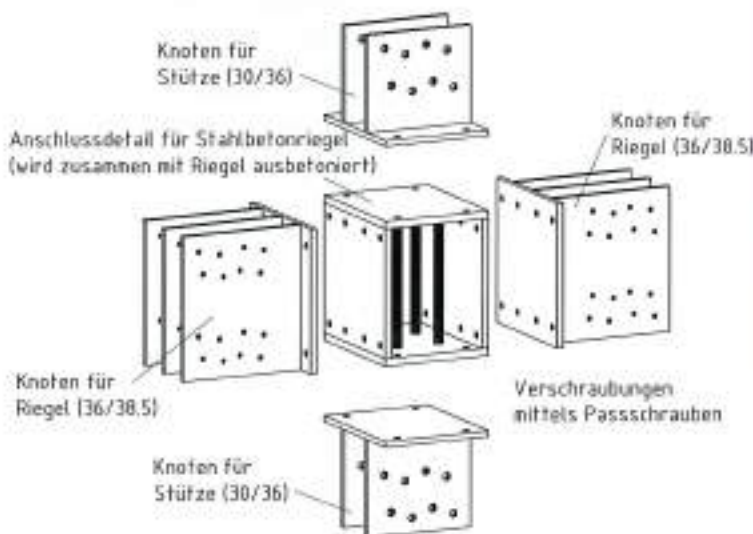


Bild 10. Explosionszeichnung Anschluss Stahlbetonunterzug  
Fig.10. Exploded assembly drawing, connection with reinforced concrete beam



Bild 11. „Stahlwürfel“ zum Anschluss des Stahlbeton-Unterzugs  
Fig.11. Detail for the connection with the reinforced concrete beam





Bild 12. Anschluss des Stahlbetonunterzugs an die Holz-Skelett-Konstruktion  
Fig.12. Connection of the reinforced concrete beam with the timber construction

### 7 Zusammenwirken des Holz-Skeletts mit den Deckenscheiben und der Brandwand

Die an das Nachbarhaus angrenzende Wand und die Installationschächte mussten aufgrund der Brandschutzaufgaben in Beton ausgeführt werden. Aus gestalterischen Gründen wurde gewünscht, die Stützen und Wände im Erdgeschoss in Stahlbeton auszuführen, sowie die Stützen bei den Gemeinschaftsterrassen im 1., 5. und 4. Obergeschoss in Stahl zu anzufertigen. Für die Anschlüsse der Riegel an die Brandwand und die aussteifenden Wandscheiben im Erdgeschoss und 1. Obergeschoss wurden Knotendetails mit angeschweißten Bewehrungsstäben entwickelt, welche die Einleitung der Schnittgrößen aus den Riegeln in die Stahlbetonwand übernehmen. Da die Deckenscheiben und die Brandwand zur Aussteifung des Gebäudes erforderlich sind, sind auch hier kraftschlüssige Verbindungen erforderlich.

### 8 Holz-Beton-Verbund Decke

Holz-Beton-Verbunddecken (HBV-Decken) zählen im Holzbau inzwischen schon zu den üblichen Bauweisen. Diese Bauweise, bei der die Materialien Holz und Beton vorwiegend materialgerecht beansprucht werden (Holz auf Zug, Beton auf Druck) hat sich in konstruktiver und bauphysikalischer Hinsicht bewährt.

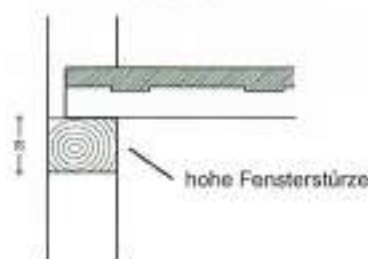
#### 8.1 HBV-Decken mit „Auflagerung auf Beton“

Holz-Beton-Verbunddecken werden üblicherweise auf dem Holz aufgelagert. Bei diesem Bauvorhaben zeigte sich, dass die Auflagerung auf Holz die gestalterische Freiheit der Fassade erheblich beeinträchtigen würde. Außerdem würden die zur Auflagerung der Decke erforderlichen Riegel über den Fenstern störend hoch wirken. Deshalb wurde eine „Auflagerung auf Beton“ ausgeführt. Bild 15 stellt die „Auflagerung auf Holz“ der „Auflagerung auf Beton“ gegenüber: Durch die Auflagerung auf Beton kann der Sturz über den Fenstern von 28 auf 12 cm Höhe reduziert werden.

Die „Auflagerung auf Beton“ wurde so konzipiert, dass lediglich Standard Bauteile benötigt wurden: handelsübliche selbstbohrende Schrauben, Flachstäbe und üblicher Betonstahl. Bild 14 zeigt die Ausführung des Auflagerdetails: Die Holzbalken werden mittels selbstbohrender Schrauben hochgehängt. Die Lasteinleitung der Schrauben in die Betondecke wird durch Flachstäbe sichergestellt, die auf der Betonplatte aufliegen und die Einzellasten aus den Schrauben verteilen. Die 10 cm starke Betonplatte wird im Bereich der Auflagerung mit üblichem Betonstahl als Konsole bewehrt. Zur zentrischen Lasteinleitung der Deckenlasten in die Riegel der Fassade wird ein T-Profil in der Mitte der Riegel eingelassen.

Das Tragverhalten der „Auflagerung auf Beton“ wurde umfassend untersucht. Da es sich bei den Holzriegeln, auf denen die HBV-Decke aufliegt, um Einfeldträger handelt, die Betonplatte der HBV-Decke jedoch parallel zur Fassade als Durchlaufsystem wirkt, ergeben sich neben den Stützen in der Konsole Spannungsspitzen der Auflagerreaktion. Um das Zusammenwirken der Holzriegel und der Decke realitätsnah abbilden zu können, wurden Trägerrostsimulationen durchgeführt. Bild 15 zeigt eine grafische Darstellung des Simulationsmodells. Die Biegesteifigkeit der HBV-Decke ist in Spannrichtung aufgrund des Zusammenwirkens des Holzes und des Betons wesentlich höher als senkrecht zur Spannrichtung, in der nur die Biegesteifigkeit des Betons angesetzt werden kann. Die Holz-Beton-Verbunddecke wird im Simulationsmodell über Federn mit den Riegeln gekoppelt. Nachdem die Riegel Einfeldträger sind, die Tragwirkung der Decke parallel zu den Riegeln jedoch ein Durchlaufsystem darstellt, verlaufen die Durchbiegungen nicht analog zueinander. Anders formuliert, in der Betonplatte der Decke wirkt im Bereich der Stütze ein negatives Stützmoment, während in den Riegeln aufgrund des gelenkigen Anschlusses kein Biegemoment wirkt. Dies hat zur Folge, dass die Federn und damit auch die Stahlbetonkonsolen neben

Auflagerung der Holzbetonverbunddecke „auf Holz“



Auflagerung der Holzbetonverbunddecke „auf Beton“

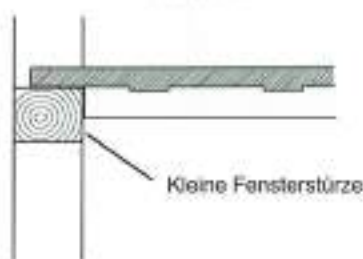


Bild 13. Auflagerung auf Holz und Auflagerung auf Beton  
Fig.13. Support of the ceiling on „timber“ and on „concrete“



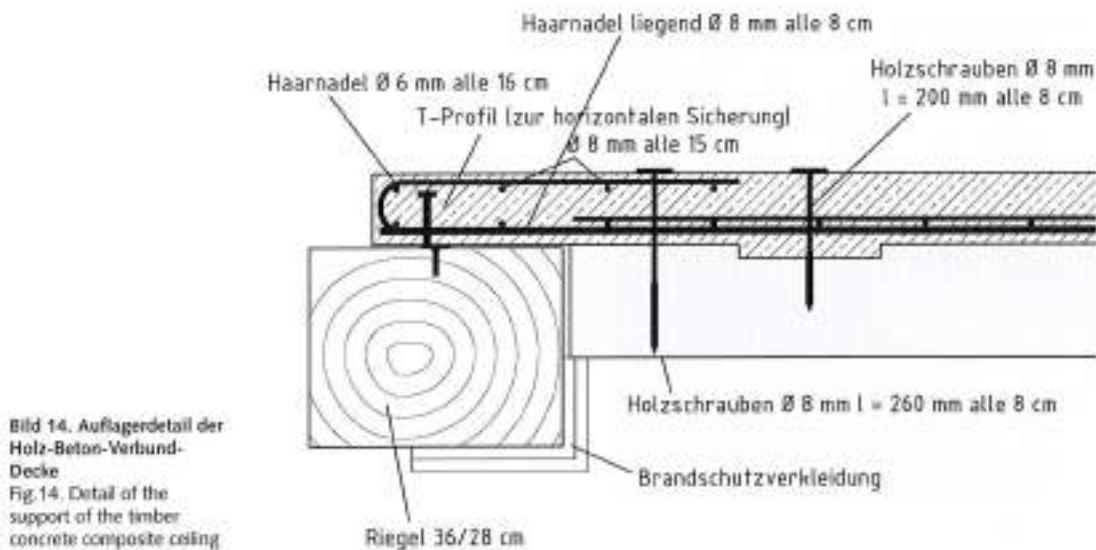


Bild 14. Auflagerdetail der Holz-Beton-Verbund-Decke  
Fig.14. Detail of the support of the timber concrete composite ceiling

den Stützen besonders stark beansprucht werden. Bild 16 zeigt die Beanspruchung der Federkräfte, die mittels des Simulationsmodells abgeschätzt werden können. Hier ist jedoch zu beachten, dass je nach Wahl der Federsteifigkeit unterschiedliche Beanspruchungen ermittelt werden. Dieser Einfluss wurde mittels einer Parameterstudie untersucht. Weiter wurde die Auswirkung der Rissbildung (Übergang von Zustand 1 zu Zustand 2) der Stahlbetonplatte untersucht; das Reißen der Betonplatte wurde mittels nichtlinearer Drehfedern abgebildet.

### B.2 Schubverbindung zwischen Holz und Beton

Üblicherweise wird der Verbund zwischen Holz und Beton durch spezielle, in bauaufsichtlichen Zulassungen geregelte, Schrauben, Schubverbinder oder Flachstahlschlösser hergestellt. Es können auch in das Holz gefräste Kerben zur Schubübertragung herangezogen werden.

Aus Kostengründen fiel die Wahl der Verbindungsmittel zu Gunsten der Lösung mit den eingefrästen Kerben. Es wurde hierzu eine Zustimmung im Einzelfall beantragt, da der Tragwerksplaner und der Prüflingenieur der Ansicht waren, dass es sich um eine nicht geregelte Bauweise handelt. Die oberste Baubehörde in Berlin entschied jedoch, dass die Decke mit den einschlägigen Normen beurteilt werden kann und befand eine Zustimmung im Einzelfall daher als nicht erforderlich.

Im Einvernehmen mit den Bauherren, den Architekten, dem Tragwerksplaner und dem Prüflingenieur wurde vereinbart, trotzdem Professor Blass (TU Karlsruhe) als externen Gutachter hinzuzuziehen.

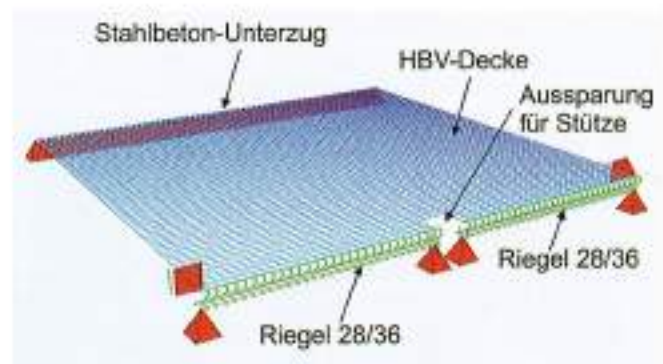


Bild 15. Simulationsmodell zur Untersuchung des Zusammenwirkens von Holz-Beton-Verbunddecke und der Riegel  
Fig.15. Simulation model to study the interaction of the timber-concrete ceiling and the timber beams

### 8.3 Bauteilversuche

Zur Absicherung der statischen Berechnung und zur Überprüfung der Bauausführung wurden zwei Bauteilversuche im Originalmaßstab durchgeführt.

Bei dem ersten Bauteilversuch wurde die Traglast von zwei 1 m breiten Deckenstreifen untersucht. Bild 17 zeigt den Deckenstreifen in der Prüfmaschine. Die Deckenstreifen wurden bis zum Bruch belastet. Rechnerisch wurde ein Abscheren der HBV-Decke am Mittelunterzug erwartet; der Bruch trat aber an der Außenseite ein. Bild 18 zeigt den Bruch der Betonkonsole. Es konnte mittels dieser zwei Prüfkörper eine ausreichende Standsicherheit nachgewiesen werden.

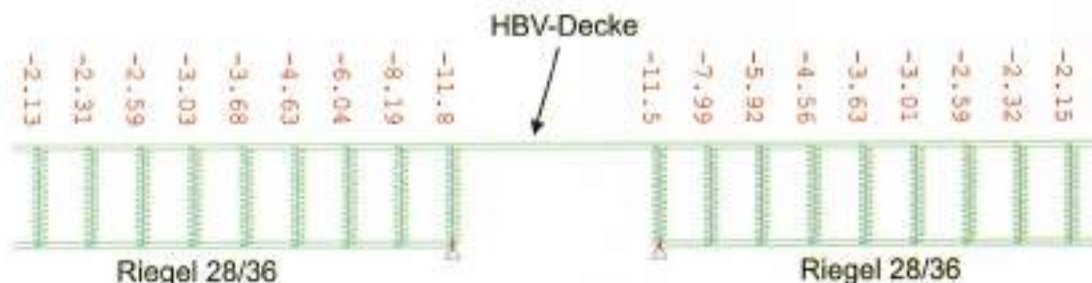


Bild 16. Spannungsspitzen im Bereich der Konsole  
Fig.16. Stress peaks near the timber columns





Bild 17. Deckenstreifen in der Prüfmaschine  
Fig.17. Timber-concrete-composite ceiling during testing



Bild 18. Konsolle nach Bruch  
Fig.18. Cantilever after failure



Bild 19. Vorgefertigte Stützen und Riegel  
Fig.19. Prefabricated columns and beams

Der zweite Bauteilversuch wurde durchgeführt, um die Spannungsspitzen, die in der Betonkonsole neben den Stützen entstehen, realitätsnah prüfen zu können. Hierzu wurde nach Fertigstellung des Rohbaus ein Belastungstest durchgeführt. Es wurde in einem Teilbereich einer Decke eine Wasserlast aufgebracht, die der rechnerisch anzusetzenden Last inklusive Teilsicherheitsbeiwerte entsprach. Während und nach dem Versuch konnten keine ungewöhnlichen Verformungen und Rissbildungen beobachtet werden.

## 9 Treppenhausturm

Bei dem Treppenhaus handelt es sich um eine von dem Wohnhaus unabhängige eigenständige Stahlbetonkonstruktion. Von den Proportionen gleicht das Treppenhaus mit 24 m Höhe und nur 2,8 m Breite einem Turm. Eine weitere gestalterische Vorgabe war die möglichst filigrane und transparente Ausführung des Treppenhauses. Zur Aussteifung wurde daher ein Windverband aus Baustahl auf der Straßenseite vorgesehen.

Die Übergänge zum Wohnhaus wurden in die Decken des Treppenhauses eingespannt und kragen etwa 2,8 m aus. Durch dieses Kragarmsystem entfallen die Auflagerung auf der Wohnhausseite und aufwändige und wärmetechnisch problematische Durchdringungen.

## 10 Gründung

Die Gründung des Wohnhauses und des Treppenhauses erfolgt auf einem ebenerdig liegenden Trägerrost aus Stahlbetonbalken, welches die Lasten in Bohrpfähle weiterleitet. Als Randbedingungen der Gründung waren die Kellerruine eines im zweiten Weltkrieg zerstörten Hauses, die geringe Tragfähigkeit des Bodens sowie die Nachbarbebauung zu berücksichtigen. Um Kosten einzusparen, wurde beschlossen, die Kellerruine zu belassen und mit Bohrpfählen durch die Ruine hindurch zu gründen.

## 11 Brandschutz

In den letzten Jahren wurden in Deutschland vermehrt höhere Gebäude in Holz ausgeführt, zum Beispiel die viergeschossige Wohnanlage in Freiburg und das 6-geschossige Pflegeheim in Berlin-Lichtenberg.

Die neue Musterbauordnung 2002 (MBO 2002) ermöglicht Gebäude in Holzbauweise bis zur Gebäudeklasse 4 (Fußbodenhöhe des obersten Geschosses maximal 13 m über Geländeoberfläche). Da im vorliegenden Fall die Fußbodenhöhe des 7. Geschosses mit 19,4 m erheblich über der maximal zulässigen Höhe der Musterbauordnung liegt, musste ein genehmigungsfähiges Brandschutzkonzept mit Zustimmung im Einzelfall ausgearbeitet werden.

Kernpunkt dieses Konzepts ist die Trennung von Wohnhaus und Treppenturm: Das Wohnhaus aus Holz ist über einen Treppenturm aus Stahlbeton zugänglich, der in einem Abstand von knapp 3 m neben dem Wohnhaus steht. Auf diese Weise kann im Brandfall ein gut belüfteter und kurzer Fluchtweg sichergestellt werden.

Für die Stützen, Riegel und Wände wurde die Kapselklasse K60 mit 2 x 18 mm Gipsfaser-Platten (innen) und 1 x 18 mm Gipsfaser-Platten + 10 cm Steinwolle-Lamellen außen gefordert. Die Holzbetonverbunddecke konnte von unten sichtbar



gelassen werden. Die Brandwand wurde in Stahlbeton ausgeführt.

Die Feuerwiderstandsdauer aller tragenden Bauteile ist F 90. Lediglich an die Balkone und die aussteifenden Stahl-diagonalen im Treppenhaus wurden keine Anforderungen gestellt, sie konnten in F 0 ausgeführt werden.

Inwiefern bei zukünftigen Projekten auf eine Verkapselung bei Einsatz einer Sprinkleranlage verzichtet werden kann, ist zu prüfen. Dies kann hinsichtlich gestalterischer Freiheit und Kostenoptimierung von Bedeutung sein.

## 12 Bauausführung

Mit der Bauausführung wurde ein mittelständiger Holzbau-betrieb beauftragt, der einen Subunternehmer für die Stahlbetonarbeiten engagierte. Die Holzkonstruktion wurde komplett vorgefertigt, so dass auf der Baustelle die einzelnen Holzbauteile nur noch verschraubt werden mussten. Bild 19 zeigt verschiedene vorgefertigte Stützen und Riegel vor dem Einbau.

Der Rohbau des Wohnhauses konnte dank der gewählten Knotenverbindungen und der guten Arbeitsvorbereitung in nur 8 Wochen (ohne Gründung) erstellt werden. Die Bauausführung verlief weitgehend reibungslos. Es gelang, die verschiedenen Gewerke gut aufeinander abzustimmen, so dass wöchentlich eine komplette Etage erstellt werden konnte. Als Problempunkte erwiesen sich die Anschlüsse der Holzbauteile an die Stahlbetonbauteile und die Ausführung der Holzbetonverbunddecke.

## 13 Fazit

Das Projekt hat bewiesen, dass es möglich ist, architektonisch anspruchsvolle Gebäude in Holzbauweise auch in der Gebäudeklasse 5 zu verwirklichen.

Skeptiker werden auch nach den Baukosten fragen. Als kostenintensiv haben sich bei diesem Projekt die folgenden Punkte herausgestellt:

- Der Bauplatz in der Esmarchstraße liegt zentral in Berlin, das Platzangebot für die Baumaßnahmen war daher extrem gering. Aus Kostengründen sollte die Kellerruine des im 2. Weltkrieg zerstörten Hauses nicht ausgehoben werden. Mittels Bohrpfählen sollte deshalb durch die Auffüllung hindurch gegründet werden. Die Enge vor Ort ließ nur relativ kleine Bohrgeräte zu; zudem ist die Tragfähigkeit des Baugrundes gering. Die Tragfähigkeit der Bohrpfähle war daher um etwa 50 % niedriger als die einzelnen Stützenlasten im Erdgeschoss. Weiterhin konnten die Pfähle nicht in der vertikalen Ebene der Fassade angeordnet werden, da die alten Kellermauern berücksichtigt werden mussten. Aus diesen Gründen wurde das komplette Gebäude durch ein aufwändiges Trägerrostsystem abgefangen, welches einen nicht zu vernachlässigenden Posten der Baukosten darstellt.
- Die Integration des Wohnhauses in die Baulücke zwischen den zwei direkt an die Grundstücksgrenze angrenzenden, bestehenden Gebäuden wirkte sich deutlich auf die Kon-

struktion und die Bauausführung aus. Der ständige Wechsel zwischen Bauteilen aus Stahlbeton (Brandwände, Installationsschächte, Stahlbetonstützen und Stahlbetonwände im EG) und Holz erwies sich in der Planung und auch in der Ausführung als kompliziert.

- Trotz der Vorteile des Brand- und Schallschutzes sollte bei künftigen Projekten die Ausgliederung des Treppenhauses aus Kostengründen zur Diskussion gestellt werden. Es entsteht hierdurch ein nicht zu vernachlässigender konstruktiver Mehraufwand, weiter geht ein merklicher Anteil an Geschossfläche verloren.
- Die optische Attraktivität des Wohnhauses mit den großflächigen unregelmäßigen Fensterfronten, der filigranen Treppenhauskonstruktion und der unregelmäßigen Grundrisseinteilung erforderte diverse kostenintensive Sonderlösungen.

Die Baukosten liegen aber dennoch nicht über denen eines vergleichbaren Gebäudes in konventioneller Bauweise. Die Erfahrung aus diesem Projekt zeigt, dass mehrgeschossige Wohnhäuser aus Holz in urbanen Gebieten realisierbar sind und dass mit der Holz-Skelett-Bauweise hochwertiger Wohnraum geschaffen werden kann, der auch preislich in Konkurrenz mit allgemein üblichen Bauweisen treten kann.

Bauherr:

e3Bau GbR [www.e3berlin.de](http://www.e3berlin.de)

Architektur:

Kaden-Klingbeil  
[www.kaden-klingbeil.de](http://www.kaden-klingbeil.de)

Tragwerksplanung:

Bois Consult Natterer

Projektleiter:

Tobias Linse  
Route de la Gare 10  
CH-3 Ebov (VD), Schweiz  
[www.natterer-bcn.com](http://www.natterer-bcn.com)

Brandschutz:

Dehne, Kruse Brandschutzingenieure GmbH & Co. KG  
[www.kd-brandschutz.de](http://www.kd-brandschutz.de)

Prüfingenieur:

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Heinrich Kreuzinger  
Am Stadtpark 45b  
81243 München

Bauausführung:

projekt holzbau merke. k.o.m. gmbh  
Fabrikstraße 31  
73266 Bissingen u. Teck

Bild 2, 3, 6, 8, 9, 10, 12, 13, 14, 15, 16, 19: T. Linse

Bild 1, 4, 5, 7, 11: Kaden und Klingbeil

Bild 17, 18: Technische Universität München,  
MPA-BAU, Prüfstelle Holzbau, M. Merk