

11. Baden-Württembergischer Tragwerksplanertag 2021

Hallentragwerk in Holz – Beton – Verbundbauweise Objektbericht über Planung und Ausführung

Leonie Strybny
Tilman Stern
Christian Reinhardt
Andreas Beyer

Beyer Ingenieure, Neuhausen auf den Fildern



Abb. 1: Gebäudeentwurf durch die ARTEK-BAUMANAGEMENT GmbH

Zusammenfassung

Bei der Errichtung eines Verbrauchermarktes in Winnenden kam als Abfangekonstruktion für das darüber befindliche Bürogeschoss eine 25 m weit gespannte Holz-Beton-Verbundkonstruktion zum Einsatz.

Die maßgebenden Anforderungen an das Tragwerk ergaben sich aus den geometrischen Grenzen durch die beengte innerstädtische Situation für das Gebäude, sowohl in der Breite, als auch in der Höhe, und der baurechtlichen Verpflichtung zu einer zweigeschossigen Bauweise.

Mit einer sonst üblichen Konstruktion aus Stahlbetonfertigteilträgern konnten diese Anforderungen nicht erfüllt werden. Eine klassische Stahlbetonkonstruktion war zu schwer. Durch die Verbindung des gewichtssparenden Werkstoffes Holz mit dem versteifenden Werkstoff Beton zu einem Holz-Beton-Verbundtragwerk war es jedoch möglich, diese Grenzen einzuhalten. Damit wurde zum ersten Mal im Hochbau eine Holz-Beton-Verbunddecke mit einer so großen Spannweite geplant und gebaut.

Die Erfahrungen dieses Projektes zeigen, dass die Holz-Beton-Verbundbauweise mit sehr großen Spannweiten innerhalb einer ansonsten monolithischen Bauweise technisch möglich und wirtschaftlich ist. Durch die hocheffiziente hybride Bauweise eröffnen sich Möglichkeiten, die mit einer klassischen Stahlbetonbauweise nicht erreicht werden können, nicht zuletzt, weil sie in der Herstellung eine positive CO₂ - Bilanz aufweist.

11. Baden-Württembergischer Tragwerksplanertag 2021

Hallentragwerk in Holz – Beton – Verbundbauweise Objektbericht über Planung und Ausführung

Leonie Strybny
Tilman Stern
Christian Reinhardt
Andreas Bewer

Bewer Ingenieure, Neuhausen auf den Fildern

Inhaltsverzeichnis

1 Überblick über das Bauvorhaben	3
2 Tragwerksentwurf.....	4
2.1 Nutzungsbedarf und architektonische Anforderungen	4
2.2 Entscheidung für die Holz-Beton-Verbundkonstruktion.....	4
2.3 Detailplanung in der Entwurfsphase.....	7
2.3.1 Detail des Endauflagers.....	7
2.3.2 Planung der Abstützung im Bauzustand	8
2.3.3 Wahl der Verbindungsmittel für den Verbund mit dem Beton	9
2.4 Überschlägige Vordimensionierung.....	10
2.4.1 Ansatz eines Ersatz-E-Moduls	10
2.4.2 γ - Verfahren	10
3 Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit	12
3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für die E-Moduli.....	12
3.2 Nichtelastisches Verhalten	13
3.2.1 Kriechen.....	13
3.2.2 Schwinden	14
3.3 Berechnungsmodelle	15
3.3.1 Stabwerkmodell für den Verbundträger.....	15
3.3.2 Statisches System am Endauflager.....	16
3.3.3 Verbundträger im 3D-FE-Modell.....	16
4 Ausführungsplanung	17
4.1 Auflager der Verbundträger im Massivbau	17
4.2 Gelenkige Lagerung der Betondecke	17
4.3 Bewältigung von Verformungsunterschieden zwischen Randträgern und Stirnwänden.....	19
5 Ausblick auf zukünftige Normung	21
6 Schlussbemerkung	22
7 Projektbeteiligte.....	23
8 Verwendete Software	24
9 Literatur 24	
Bildverzeichnis	25

1 Überblick über das Bauvorhaben

Das Tragwerk eines mehrgeschossigen, innerstädtischen Verbrauchermarktes in Winnenden mit multiplen Nutzungsanforderungen wie Tiefgarage, Verkaufs- und Lagerraum sowie Büroeinheit wurde vom Entwurf 2017 bis zur Ausführung 2020 in den Leistungsphasen 1 bis 8 von Bewer Ingenieure Neuhausen a. d. F. geplant und in der Ausführung begleitet und überwacht (Abb. 1, 2, 3).



Abb. 2:

Blick vom Haupteingang in den Verkaufsraum im EG während der Bauphase mit den sichtbaren Holzträgern des Verbundtragwerks mit einer Spannweite von 25 m, der Glasfassade zum Parkplatz mit tragenden Stahlstützen und dem Lichtband in der Außentragwand direkt unter den Endauflagern des Hallentragwerks.



Abb. 3: Ostansicht des Gebäudes

Im Folgenden wird der Entscheidungsprozess für die weitgespannte Holz-Beton-Verbundkonstruktion und die tragwerksplanerischen Besonderheiten dieser Bauweise bis zur Detailausbildung und Ausführung vorgestellt.

2 Tragwerksentwurf

2.1 Nutzungsbedarf und architektonische Anforderungen

Ein verantwortlicher Umgang mit der begrenzten Ressource bebaubare Fläche führt im städtebaulichen Kontext zunehmend zu einer mehrgeschossigen statt einer eingeschossigen Bauweise von großflächigen Einzelhandelsmärkten.

Die Vorgaben des Bauherrn und die architektonischen Anforderungen hatten weitreichenden Einfluss auf das Ergebnis in der Tragwerksplanung (Abb. 3, 5).

Der Bedarf war:

- Eine dreigeschossige Bauweise mit einer Tiefgarage im UG, einem Einzelhandelsmarkt im EG und einem Bürogeschoss im OG (über der Fläche des Einzelhandelsmarktes).
- Ein Hallentragwerk mit ca. 25 m Spannweite für einen stützenfreien Verkaufsraum im EG (ohne Einschränkung im Regallayout)
- Eine vollflächig verglaste Front mit den üblichen schlanken Stahlstützen, bei Bedarf mit feuerhemmender Beschichtung.
- Ein Lichtband mit RWA (Rauch- und Wärmeabzugsöffnung) in der längsseitigen Außenwand, der äußeren Tragwand des Hallentragwerks, bei Anordnung von vergleichbaren Stützen wie in der verglasten Front.
- Ein großformatiger Durchbruch in der inneren Tragwand für einen seitlichen Eingang in den Markt.
- maximale Tragwanddicke im Verkaufsraum 30 cm.

2.2 Entscheidung für die Holz-Beton-Verbundkonstruktion

Aus diesem Bedarf ergaben sich folgende Konsequenzen für die Tragwerksplanung:

- Um die schlanken Stahlstützen hinter der verglasten Front und im Lichtband zu ermöglichen, durfte keine höhere Brandschutzanforderung an das Tragwerk bestehen als eine feuerhemmende Bauweise.
- Für eine feuerhemmende Bauweise mussten die baurechtlichen Bedingungen der Gebäudeklasse 3 eingehalten werden.
- Um die Bedingungen der Gebäudeklasse 3 einzuhalten, durfte der Fußboden im Obergeschoss nicht mehr als 7 m über dem Gelände liegen.
- Damit der Fußboden im Obergeschoss nicht mehr als 7 m über dem Gelände liegt, durfte das Tragwerk über dem Verkaufsraum eine Bauhöhe von 1,80 m nicht überschreiten.

Mit einer sonst üblichen Deckenkonstruktion aus Stahlbetonfertigteilträgern war die Fülle der Anforderung nicht einzuhalten. Eine klassische Stahlbetonkonstruktion war zu schwer. Daher lag es nahe, die Vorteile des gewichtssparenden Werkstoffes Holz zu nutzen. Ein Vergleich der Materialeigenschaften von Beton und Holz verdeutlicht die Überlegenheit von Holz gegenüber Beton unter dem Gesichtspunkt der Gewichtersparnis: Die zulässige Biege-, Zug- und Druckfestigkeit von Brettschichtholz parallel zur Faser liegt etwa im Bereich der Druckfestigkeit von Beton; dabei beträgt die Wichte nur 1/6 der Wichte einer Stahlbetonkonstruktion. Die E-Moduli im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (GZG) zum Zeitpunkt $t = \infty$ unter Berücksichtigung des Kriechens liegen sowohl für das Holz als auch für den Beton in derselben Größenordnung von etwa 8500 N/mm², vgl. Tab.2. Ein Vergleich der Quotienten des E-Moduls zur Wichte von Beton und Holz zeigt deutlich den Materialvorteil des Holzes.

Mit einer reinen Holzkonstruktion waren die Anforderungen jedoch nicht einzuhalten. Erst durch die Verbundbauweise konnte bei der begrenzten Bauhöhe die erforderliche Steifigkeit erreicht werden (Abb. 4).

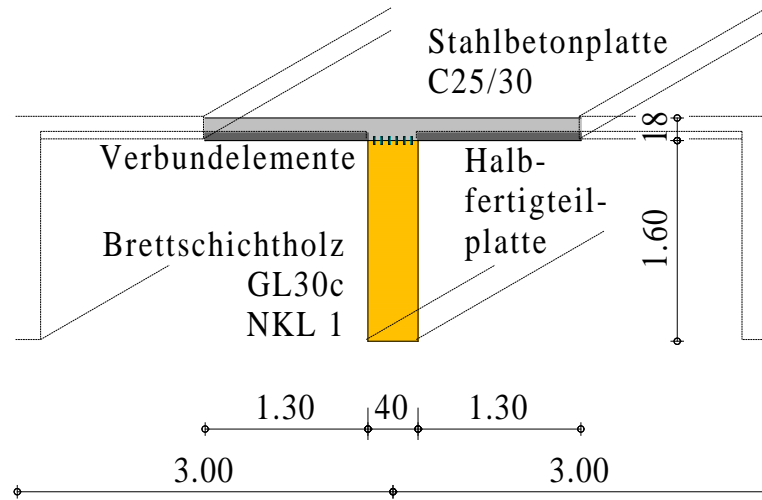


Abb. 4: Verbundquerschnitt

Die Nachteile des anisotropen Werkstoff Holzes gegenüber dem isotropen Werkstoff Beton sind die deutlich reduzierten Festigkeiten und Steifigkeiten quer zur Faser. Das betrifft sowohl die Schubbeanspruchung als auch die Auflagerpressungen am Trägerende. Da die Einhaltung der Festigkeitsgrenzen bzw. die erforderliche Auflagerverstärkung die Querschnittsform mit bedingen, wurde das Trägerauflager im Entwurf immer mitbedacht.

Insgesamt erfährt der Verbundträger eine charakteristische Gesamtlast von ca. 1000 kN, bei einer Eigenlast des Verbundquerschnitts von nur 40 % und einem Verkehrslastanteil von 33 %.

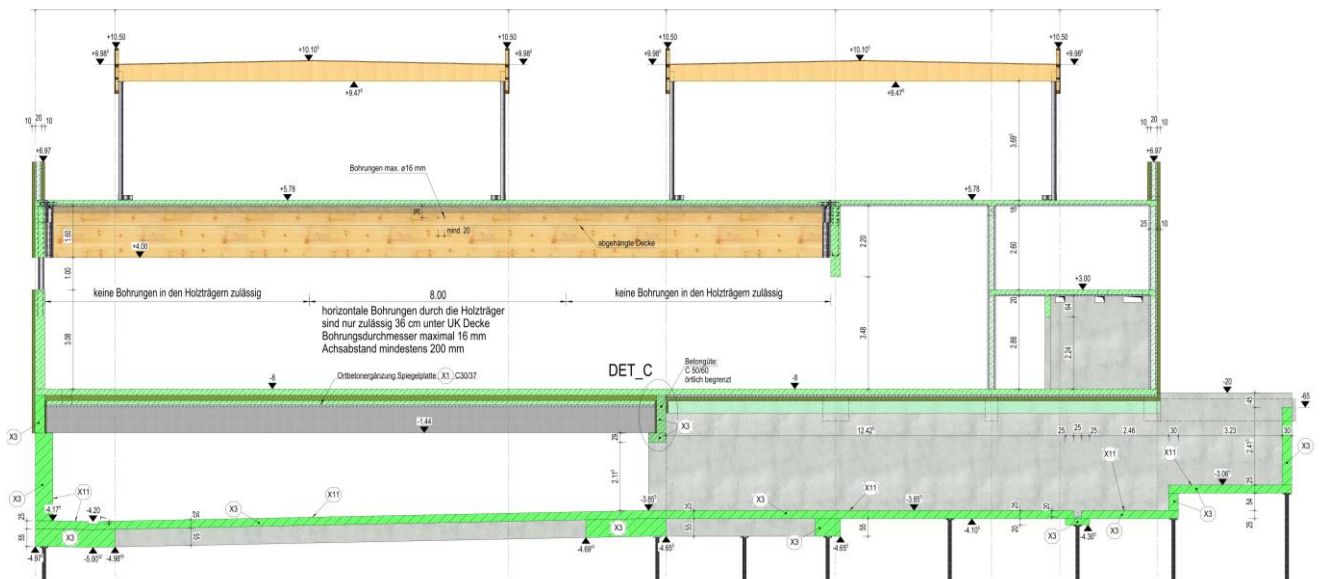


Abb. 5:

CAD-Modell des fertig geplanten Tragwerks im Querschnitt: Pfahlgründung, UG in WU-Bauweise, stützenfreie TG unter dem Verkaufsraum mit 19 m langen vorgespannten Pi-Platten, Holz-Beton-Verbundtragwerk mit 25 m Spannweite über dem Verkaufsraum, großformatiger Durchbruch in der Innentragwand für den Haupteingang, Lichtband mit Stahlstützen in der Außentragwand und deckenlastige Stahlträger-Holzträger-Konstruktion für das Bürogeschoss.

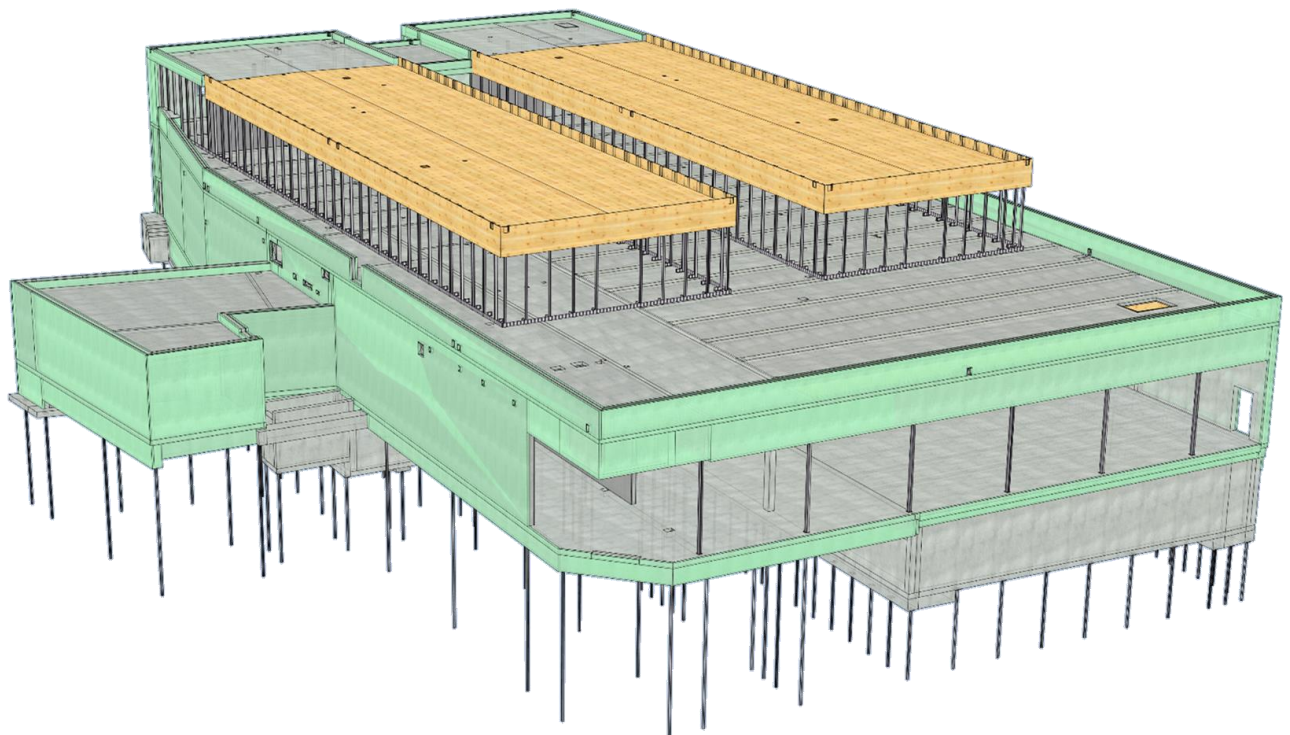


Abb. 6: 3D-CAD-Modell des fertig geplanten Tragwerks mit Allplan

2.3 Detailplanung in der Entwurfsphase

Einige Details waren schon während der Entwurfsphase von besonderer Bedeutung, weil sie Einfluss auf die Machbarkeit und den Bauablauf haben und, sofern nicht bedacht, im weiteren Planungsprozess zu Schwierigkeiten geführt hätten.

2.3.1 Detail des Endauflagers

Ohne funktionierendes Auflagerdetail der Binder wäre die Konstruktion schlicht unmöglich. Für die Lagerung entstand gleich zu Beginn die Idee eines abgehängten Binders mit gelenkiger Lagerung an seiner Oberkante - nachfolgend als Schaukellager bezeichnet - um eine Fügung mit dem Massivbau ohne Zwang zu erreichen (Abb. 7, 8).

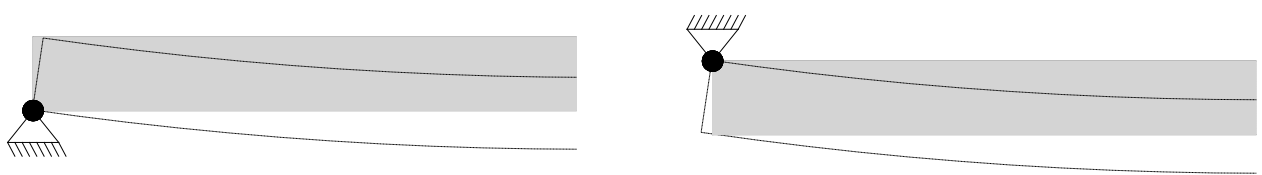


Abb. 7: Verformungssituation am Auflager infolge Durchbiegung bei Lagerung unten bzw. oben

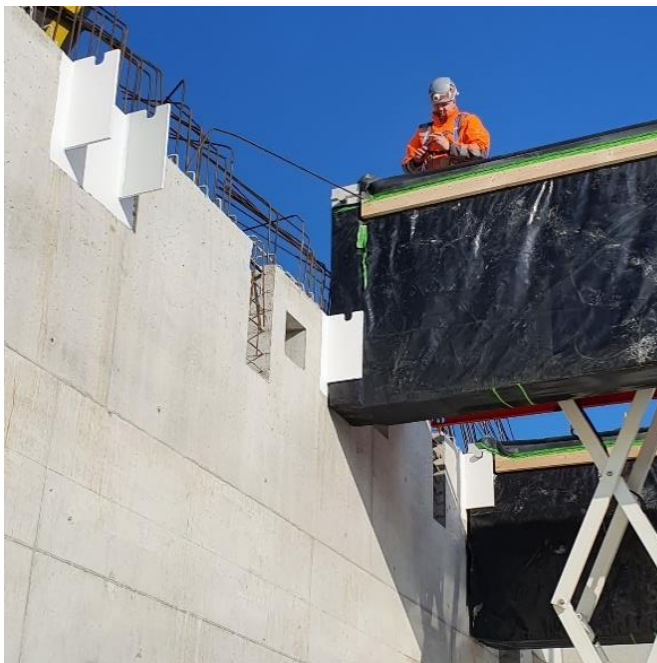


Abb. 8: Auflagerschaukel, beim Einbau der Träger und in der Planung

Es wurde deutlich, dass bei Ausbildung eines Schaukellagers eine ausreichende Steifigkeit der Abhängung zur Vermeidung eines Abreißens der Verbundfuge erforderlich wird.

Ein weiterer Vorteil des Schaukellagers bestand darin, dass kein Platz für eine Auflagernische benötigt wurde, wie es z.B. in der Stahlbetonfertigteiltbauweise der Fall ist. Im geometrischen Sinn stößt der Holzträger einfach stumpf gegen die Stahlbetonwand. Mit dieser platzsparenden Bauweise konnte eine optimale Anordnung des Gebäudes auf dem sehr beengten Grundstück erreicht werden.

Um jedoch die Stahlbetonwände so schlank wie möglich bauen zu können musste die Exzentrizität – der Abstand des Lagerbolzens zur Stahlbetonwand – so klein wie möglich gehalten werden.

2.3.2 Planung der Abstützung im Bauzustand

Schon im Entwurfsstadium wurde untersucht, ob die Binder im Bauzustand unterstützt werden müssen (Verbundträger *mit* Eigengewichtsverbund), oder ob auf eine Abstützung verzichtet werden kann (Verbundträger *ohne* Eigengewichtsverbund).

Aufgrund der großen Spannweite und der hohen Belastung durch das deckenlastige Bürogeschoss fiel die Entscheidung für einen Verbundträger *mit* Eigengewichtsverbund, um die volle Tragfähigkeit aus der Verbundwirkung ausnutzen zu können. Dazu müssen die Binder bis zum vollständigen Erhärten der Betondecke wirksam abgestützt werden. Die Wahl der Verbundwirkung (*mit* Eigengewichtsverbund / *ohne* Eigengewichtsverbund) hat also entscheidenden Einfluss auf den Bauablauf.



Abb. 9: Unterstützte Binder im Bauzustand

2.3.3 Wahl der Verbindungsmittel für den Verbund mit dem Beton

Als Verbindungsmittel der Fuge zwischen Holzträger und Betongurt kamen prinzipiell zwei Produktgruppen in Frage: Schrauben oder eingeklebte Bleche [7, 8, 9].

Unter Berücksichtigung aller Aspekte wie Brandschutz oder effektive Einbaubarkeit war in diesem Fall das unterschiedliche Steifigkeitsverhalten für die Entscheidung ausschlaggebend. Durch das gewählte Schaukellager musste ein mögliches Klaffen oder gar Abreißen der Verbundfuge in diesem Bereich beachtet werden. Daher wurde einer Schraubverbindung (Abb. 10) der Vorzug gegeben, welche mit ihrem duktilen Verhalten wesentlich weicher reagiert als eingeklebte Bleche.



Abb. 10: Binder, Halbfertigteile, Verbundschrauben und Bewehrung vor der Betonage der Decke

2.4 Überschlägige Vordimensionierung

2.4.1 Ansatz eines Ersatz-E-Moduls

Die erste überschlägige Dimensionierung erfolgte über den Ansatz eines über den Querschnitt verschmierten Ersatz-E-Moduls zur Berücksichtigung des Steifigkeitsabfalls aus der Nachgiebigkeit der Verbundfuge, Schwinden und Kriechen. Auf diese Weise gelang es, mit einem geringen Aufwand die Größenordnung des erforderlichen Flächenträgheitsmomentes zu ermitteln, mit dem eine Durchbiegungsbegrenzung von $l/300$ eingehalten werden kann. Die ersten Schätzungen mussten mit zunehmendem Kenntnisstand stark nach unten korrigiert werden.

Nachgerechnet beträgt der Ersatz-E-Modul des gewählten Systems 6200 N/mm^2 , der sicherlich auf ähnliche gelagerte Projekte übertragbar ist.

2.4.2 γ - Verfahren

Eine genauere Vordimensionierung kann das γ -Verfahren für nachgiebig verbundene Biegestäbe nach DIN EN 1995-1-1 Anhang B liefern. Es hat sich gezeigt, dass das Verfahren für eine Vordimensionierung oder Kontrolle des Verbundquerschnitts ausreichend genau und sehr gut geeignet ist. Es wurde für eine sinusförmige Belastung am Einfeldträger hergeleitet, liefert aber auch für eine konstante, linienförmige Belastung in der Regel sehr gute Ergebnisse.

Im γ -Verfahren setzt sich der Biege widerstand aus einem Eigenanteil des Holzträgers, einem Eigenanteil der Stahlbetonplatte und einem Verbundanteil (Verbundmoment) zusammen. Das Verbundmoment entspricht einer Druckkraft im Betongurt und einer Zugkraft im Holzträger und ist abhängig von dem Verbundfaktor γ . Bei zwei getrennten Trägern, also kein Verbund, beträgt $\gamma = 0$. Bei vollem Verbund beträgt $\gamma = 1$.

Mit dem γ -Verfahren kann der Anteil des Verbundmomentes am Gesamtbiegemoment in Abhängigkeit vom Verbundfaktor γ ermittelt werden. Abb.11 zeigt eine Parameterstudie für den berechneten Binder, wobei in Abhängigkeit eines gewählten γ -Faktors (beginnend bei 0 = kein Verbund, endend bei 1 = voller Verbund) die drei Biegemomentenanteile, dies sind Eigenanteil-Holzquerschnitt, Eigenanteil-Betonquerschnitt, Verbundanteil, am Gesamtbiegemoment abgetragen sind.

Danach beträgt bei $\gamma = 1$, also vollem Verbund, der Anteil des Verbundmomentes am Gesamtbiegemoment 70%. Bereits ab einem Verbundfaktor $\gamma = 0,5$ ist keine wesentliche Verbesserung der Verbundwirkung mehr zu erreichen.

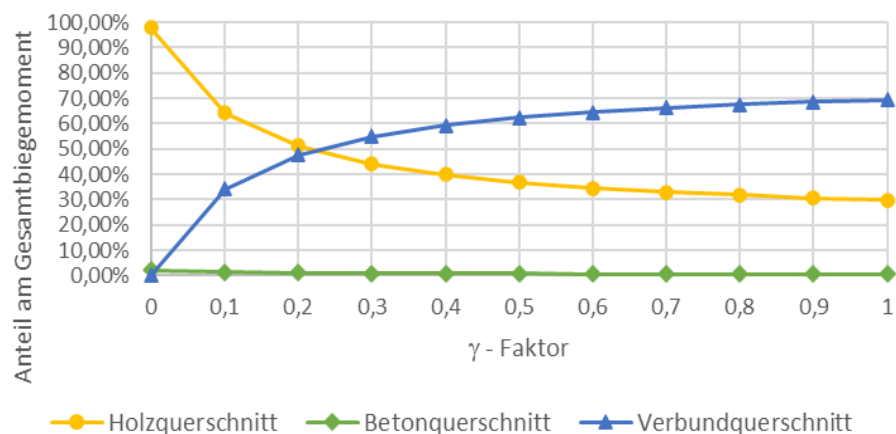


Abb. 11:
Anteil des Biege widerstand der Einzelquerschnitte und des Verbundquerschnitts
in Abhängigkeit vom Verbundfaktor γ (GZT $t = 0$)

Das γ -Verfahren ist eine übersichtliche Methode, die schnell zu zuverlässigen Ergebnissen in der Vorbemessung führt. Es eignet sich auch gut als Kontrollrechnung zur Bewertung von Ergebnissen anderer Berechnungsmodelle.

Eine Vergleichsberechnung mit dem γ -Verfahren im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) $t = 0$ mit $\gamma = 0,65$ lieferte in der Schnittgrößenverteilung lediglich Abweichungen von 4 % gegenüber der FE-Berechnung durch ein Stabwerksprogramm.

Ohne Kenntnis der erforderlichen Anzahl an Verbindungsmitteln und deren Abstände muss der γ -Faktor im Rahmen einer Vorbemessung allerdings abgeschätzt werden. Im nachfolgenden Abschnitt 3.2 wird beschrieben, dass im Holz-Beton-Verbundbau neben der Belastung auch Kriechen und Schwinden zu berücksichtigen sind. Im γ -Verfahren kann jedoch das Schwinden des Betons nicht direkt abgebildet werden. Auch aus diesem Grund erfolgte die Bemessung letztendlich mit einem Stabwerksprogramm.

Im Nachhinein war es jedoch von Interesse, wie Schwinden und Kriechen auch im γ -Verfahren berücksichtigt werden kann. Das Kriechen führt zu einer Reduzierung des E-Moduls, diese Werte können, wie in Abschnitt 3.2.1 dargestellt, ermittelt werden.

Da das Schwinden letztendlich zu einer geringeren Verbundwirkung führt (vgl. Abschnitt 3.2.2), kann diese Einwirkung durch eine Reduzierung des γ -Faktors abgebildet werden. Zur Ermittlung eines geeigneter Wertes für den Verbundfaktor γ unter Berücksichtigung von Schwinden, wurde ein Vergleich der Stabwerksberechnungen mit Berechnungen nach dem γ -Verfahren durchgeführt.

Dabei wurden für einen γ -Faktor von 0,5 in allen Modellen übereinstimmende Ergebnisse erreicht. Die Randbedingungen für die E-Moduli waren dabei:

Für die maximale Biegebeanspruchung des Holzbinders:

$$\begin{aligned} \text{GZT } t &= \infty \\ E_{cd\infty} &= 5600 \text{ N/mm}^2 \\ E_{d\text{Holz}\infty} &= 6500 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Für die Durchbiegungsermittlung:

$$\begin{aligned} \text{GZG } t &= \infty \\ E_{ceff} &= 8400 \text{ N/mm}^2 \\ E_{d\text{Holz}\infty} &= 8100 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Diese Werte sind nach Einschätzung von Bewer Ingenieure durchaus zur Vordimensionierung mit dem γ -Verfahren für ähnliche Projekte geeignet.

3 Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit

Der Verbundträger ist als Einfeldträger zwar ein äußerlich bestimmtes Tragwerk, aufgrund der unterschiedlichen Materialien – Holz, Beton und Verbundfuge – ist der Träger jedoch ein innerlich statisch unbestimmtes System. Dies bedeutet, dass die Spannungsverteilung im Querschnitt unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Steifigkeiten von Beton, Holz und Verbundfuge ermittelt werden muss.

3.1 Teilsicherheitsbeiwerte für die E-Moduli

Eine Änderung der E-Moduli von Beton und Holz verändert die vom Holzträger und von der Betonplatte jeweils aufzunehmenden Schnittgrößen. Die Bemessungsnorm für den Holzbau EC5 [4] sieht in Abschnitt 2.4.1 eine Abminderung des E-Moduls um γ_M vor.

Die Teilsicherheitsbeiwerte müssen demzufolge nach EC5 ausdrücklich auch für die Steifigkeitseigenschaften angesetzt werden. Im selben Abschnitt in Tabelle 2.3 dieser Norm werden empfohlene Teilsicherheitsbeiwerte γ_M für Baustoffeigenschaften und Beanspruchbarkeiten angegeben, unter anderem für Brettschichtholz mit $\gamma_M = 1,25$ und Verbindungen mit $\gamma_M = 1,3$. Die Norm für Stahl-Beton-Verbundtragwerke EC4 [3] verweist in Abschnitt 2.4.1.4 *Bemessungswerte der Beanspruchbarkeit* auf DIN EN 1990 [1]. Dort wird in Absatz 6.3.3 der Bemessungswert einer Baustoff- oder Produkteigenschaft allgemein mit $X_d = \eta \cdot X_k / \gamma_M = X_k / \gamma_M$ angegeben.

Aufgrund der etwas unklaren Regelungen wurde schon zu Beginn des Bemessungsprozesses hinsichtlich des Teilsicherheitskonzeptes mit dem Prüflingenieur Rücksprache gehalten. Dabei fiel zunächst die grundsätzliche Entscheidung, die Abminderungsregelung des EC5 für die Steifigkeitseigenschaften in geeigneter Art und Weise anzuwenden und auch auf den Stahlbeton zu übertragen.

Folglich stand die Frage im Raum, ob die unterschiedlichen γ_M von Beton, Holz und der Verbundfuge grundsätzlich anzusetzen sind, oder ob alle möglichen Kombinationen der E-Moduli, sowohl mit Abminderung als auch ohne Abminderung, betrachtet werden müssen. Nach dem Prinzip – Steifigkeit zieht Last – ist zu erwarten, dass sich für den Holzquerschnitt die größten Belastungen ergeben, wenn der E-Modul des Betons abgemindert wird, der E-Modul des Holzes jedoch nicht. Somit würden sich für die drei Materialien Beton, Fuge, Holz für den GZT $t = 0$ allein aus der mathematischen Kombinatorik acht verschiedene Modelle ergeben. Da auch der GZT $t = \infty$ zu betrachten ist, wären theoretisch 16 verschiedene Modelle zu untersuchen. (Abb. 12).

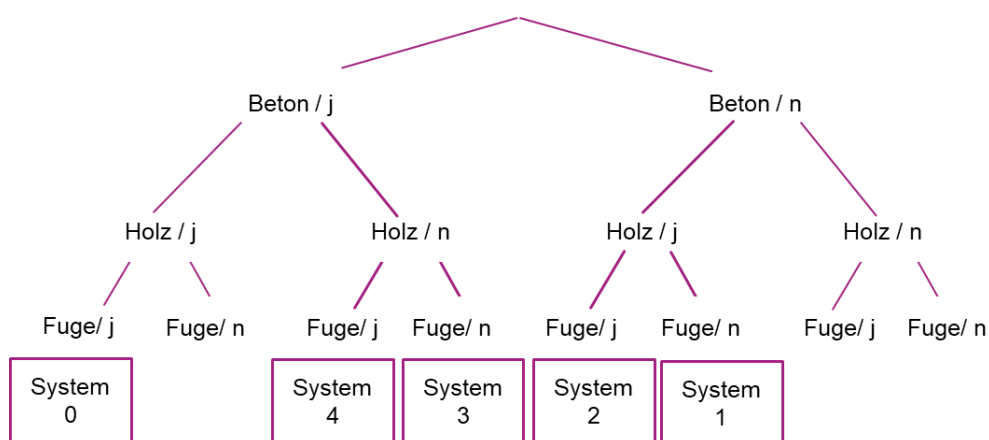


Abb. 12:

mathematisch mögliche Kombinationen bei wahlweiser Abminderung des E-Moduls durch einen Teilsicherheitsfaktor:
j = ja, mit Abminderung; n = nein, ohne Abminderung

Eine derart umfangreiche Berechnung erschien jedoch unverhältnismäßig. In der praktischen Umsetzung wurde daher in Abstimmung mit dem Prüfenieur eine Parameterstudie durchgeführt, bei der die Abweichungen ausgewählter Kombinationen mit einem Grundsystem, welches die Abminderung aller E-Moduli beinhaltet, verglichen wurden. In den statischen Nachweisen wurden schließlich die Bemessungsspannungen pauschal mit den dabei ermittelten Erhöhungsfaktoren (3,5 % Biegebemessung Holzbinder, 5 % Verbundmittel, 8,5 % Druckspannung Betongurt) vergrößert.

3.2 Nichtelastisches Verhalten

Da der Werkstoff Beton ein anderes Kriech- und Schwindverhalten hat als der Werkstoff Holz, sind für Holz-Beton-Verbundkonstruktionen die Grenzzustände der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit sowohl zum Zeitpunkt $t = 0$, als auch zum Zeitpunkt $t = \infty$ zu untersuchen. Insbesondere innerhalb der ersten 3 - 7 Jahre kriecht Beton deutlich stärker als Holz, sodass unter Umständen sogar noch ein Zwischenzustand zu untersuchen ist.

3.2.1 Kriechen

Das Kriechen wird über eine Abminderung des E-Moduls sowohl des Betons als auch der Verbundfuge und des Holzbinders abgebildet. Für den gewählten Beton C25/30 wurde der E-Modul infolge Kriechen um den Faktor $(1 + \varphi)$ mit $\varphi = 2,7$ abgemindert (vgl. EC2 [2] Abschnitt 3.1.4 *Kriechen und Schwinden*). Danach beträgt der Abminderungsfaktor für C25/30 infolge Kriechen mit $2,0 \leq \varphi \leq 2,9$ in der Formel zur Abminderung des E-Moduls nach EC2 [2] Gl. (7.20).

Für den Holzbinder ergab sich eine Abminderung des E-Moduls aus Lasteinwirkungsdauer und Feuchte nach Abschnitt 2.3.2.2 des EC5 [4] zu 1,6. Die Abminderung der Steifigkeit des Betons ist im Vergleich zum Holz also etwa doppelt so hoch, dabei wurde hier im Gegensatz zum Holzbinder ausschließlich Kriechen und nicht Schwinden berücksichtigt.

In Tabelle 1 und Tabelle 2 sind die im Projekt angesetzten Steifigkeiten in Abhängigkeit der zu untersuchenden Zustände tabellarisch aufgeführt.

Tab. 1: Steifigkeitsverhältnisse im GZT

Grenzzustand Tragfähigkeit (GZT) $t = 0$	
Beton	$E_{cd,0} = \frac{E_{cm}}{\gamma_M} = \frac{31000}{1,5} = 20667 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Schrauben	$K_{d,0} = \frac{K_u}{\gamma_M} = \frac{2K_{ser}}{3\gamma_M} = \frac{2K_{ser}}{3 \cdot 1,3}$
Holz	$E_{d,0} = \frac{E_{mean}}{\gamma_M} = \frac{13000}{1,25} = 10400 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Grenzzustand Tragfähigkeit (GZT) $t = \infty$	
Beton	$E_{cd,\infty} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} \frac{1}{\gamma_M} = \frac{31000}{1 + 2,7} \frac{1}{1,5} = 5586 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Schrauben	$K_{d,\infty} = \frac{2}{3\gamma_M} \frac{K_{ser}}{(1 + \psi_2 k_{def})}$
Holz	$E_{d,\infty} = \frac{E_{mean}}{(1 + \psi_2 k_{def}) \gamma_M} = \frac{13000}{(1 + 0,6) \cdot 1,25} = 6500 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

Tab. 2: Steifigkeitsverhältnisse im GZG

Grenzzustand Gebrauchstauglichkeit (GZG) $t = 0$	
Beton	$E_{cm} = 31000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Schrauben	K_{ser} nach Angabe Zulassung [7]
Holz	$E_{mean} = 13000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Grenzzustand Gebrauchstauglichkeit (GZG) $t = \infty$	
Beton	$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \varphi} = \frac{31000}{1 + 2,7} = 8378 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$
Schrauben	$K_{ser fin} = \frac{K_{ser}}{(1 + k_{def})}$
Holz	$E_{mean fin} = \frac{E_{mean}}{(1 + k_{def})} = \frac{13000}{(1 + 0,6)} = 8125 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$

3.2.2 Schwinden

Das Schwinden des Betons wird über einen Temperaturlastfall simuliert, der zu einer weiteren Umlagerung der Schnittgrößen im Verbundträger führt. Im Projekt ergab sich für den gewählten C25/30 mit einer angenommenen relativen Luftfeuchte der Umgebung von 40 % ein Schwindmaß von 0,5 ‰, welches zu einem Temperaturlastfall von $-51,75^\circ \text{K}$ führt. Dieser Lastfall erzeugt eine Verkürzung des Betonquerschnitts und dementsprechend eine Zugkraft im Betongurt und eine Druckkraft im Holzbinder. In der Betrachtung der min./max. Schnittkräfte reduziert sich dadurch die Druckkraft im Betongurt und die Zugkraft im Holzträger. Durch das Schwinden wird die Verbundwirkung also reduziert und der Eigenanteil des Holzträgers an der Biegesteifigkeit nimmt zu. Daher muss der Holzbinder ein höheres Biegemoment aufnehmen und seine Ausnutzung steigt deutlich an. Es reduzierte sich die Verbundwirkung im GZT $t = \infty$ ohne Temperaturlast von 0,56 auf 0,5 mit Temperaturlast.

Intensiv diskutiert wurde, ob die Einwirkung des Schwindens auf das Tragwerk mit einem Teilsicherheitsbeiwert belegt werden muss, da dieser Sachverhalt normativ nicht geregelt ist. Eine Einordnung als veränderliche Einwirkung ist offensichtlich falsch, da Schwinden in jedem Fall auftreten wird und damit eine ständige Einwirkung ist.

Die konkrete Frage war, ob Schwinden als ständige Last mit einem Teilsicherheitsfaktor von 1,35 berücksichtigt werden müsse, oder ob der Teilsicherheitsfaktor 1,0 betragen könne.

Bei Bewer Ingenieure wurde der Standpunkt vertreten, dass ein Schwindmaß von mehr als 0,5 ‰ nicht zu erwarten sei und eine sicherheitsrelevante Problematik eher durch die mögliche Abweichung des E-Moduls des Betons gegeben ist. Diese Unsicherheit auf der Materialseite wurde – wie bereits beschrieben – im Grenzzustand der Tragfähigkeit durch die Kombination eines um 1/1,5 reduzierten E-Modul des Betons mit einem nicht reduzierten E-Modul des Holzes berücksichtigt. So bleibt als Ergebnis von der Betonsteifigkeit im Grenzzustand der Tragfähigkeit zum Zeitpunkt $t = \infty$ von einem $E_{cm} = 31000$ weniger als 20 % übrig, nämlich 5586 N/mm^2 .

Vor diesem Hintergrund kam Bewer Ingenieure zu der Einschätzung, dass im Gesamtzusammenhang des Bemessungskonzeptes eine Erhöhung der Einwirkung durch Schwinden durch einen Teilsicherheitsbeiwert nicht erforderlich ist. Letztendlich wurde das vorgeschlagene Vorgehen seitens der Prüfingenieure mitgetragen.

Für die Zukunft wird hier Regelungsbedarf für Holz-Beton-Verbundtragwerke gesehen, wobei es nach Einschätzung von Bewer Ingenieure gute Gründe gibt, die Einwirkung aus Schwinden im Holz-Beton-Verbundbau nicht mit einem Teilsicherheitsbeiwert zu erhöhen.

3.3 Berechnungsmodelle

Das γ -Verfahren beruht auf der Annahme einer gleichförmigen (genauer sinusförmigen) Last und einer konstanten Steifigkeit in der Schubfuge. Da im vorliegenden Fall jedoch hohe Einzellasten aus dem Tragwerk des Bürogeschosses aufzunehmen waren, war es erforderlich, Berechnungsmodelle zu wählen, in denen diese Einzellasten abgebildet werden können.

3.3.1 Stabwerkmodell für den Verbundträger

Bekannte Möglichkeiten zur Abbildung eines Verbundbinders mittels Stabwerksprogramm sind das Stabwerksverfahren nach Rautenstrauch et al. [13] und das Schubanalogieverfahren. Beide Verfahren sind zur Berechnung beliebig nachgiebig verbundener Biegeträger geeignet. Beim Schubanalogieverfahren werden zwei fiktive Querschnitte gebildet, die jeweils alle Eigenanteile bzw. die Steineranteile des Flächenträgheitsmomentes enthalten. Da für die Bemessung eine Rückrechnung in das reale System erforderlich ist, wurde statt des Schubanalogieverfahrens das Modell nach Rautenstrauch gewählt (Abb.13).

Dabei werden der Holzbinder und die Betondecke jeweils als Stabzug modelliert. Der Abstand der Stabzüge entspricht dem geometrischen Abstand der Schwerpunkte ihrer Einzelquerschnitte.

Zwischen Betongurt und Holzbinder sind Koppelstäbe und ein *Stabsystem-Verbundfuge* im Wechsel angeordnet. Die gelenkig angeschlossenen Koppelstäbe mit einer sehr hohen Dehnsteifigkeit sorgen für eine Synchronisation der vertikalen Verformungen.

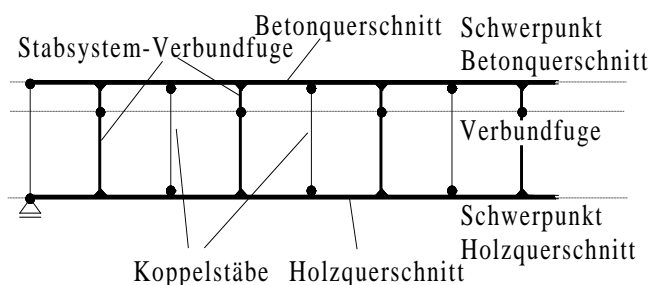


Abb. 13:
Stabwerkmodell nach Rautenstrauch et al.

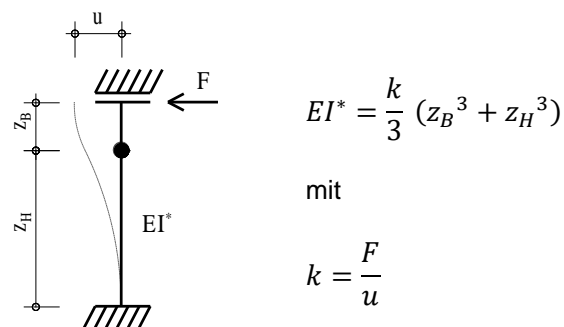


Abb. 14:
Ermittlung der Biegesteifigkeit des Stabsystems-Verbundfuge
im Modell nach Rautenstrauch et al.

Das *Stabsystem-Verbundfuge* bildet das Steifigkeitsverhalten der Verbundfuge ab und besteht aus zwei Kragarmen mit Endgelenk in der Verbundfuge. Die Umrechnung der Fugensteifigkeit k in eine Ersatzbiegesteifigkeit EI des Stabsystems-Verbundfuge im Stabwerkmodell ergibt sich bei Vernachlässigung der Gurtsteifigkeiten des Beton- und Holzquerschnitts entsprechend Abb.14.

Stabsystem-Verbundfuge und Koppelstäbe wurden abwechselnd im Abstand von 0,5 m angeordnet. So entstand für das Stabsystem-Verbundfuge ein Einmeterraster, was eine Veränderung der Steifigkeit innerhalb der Verbundfuge übersichtlich ermöglicht und die Vergleichbarkeit zu anderen Verbindungsmitteln, wie eingeklebten Blechen, erleichtert. Bei der Wahl geeigneter Steifigkeiten für das Verbundstabsystem war der Schubflussverlauf für starren Verbund erster Anhaltspunkt. Die sich daraus ergebende Schraubenanzahl mit zugehörigen Steifigkeiten hat insgesamt plausible Ergebnisse geliefert und wurde nach wenigen Rechenläufen nur noch leicht angepasst.

3.3.2 Statisches System am Endauflager

Der Verbundträger liegt mit seiner Unterseite auf dem „Schaukelbrett“ auf. Die Auflagerkraft wird von den Schaukelwangen hochgehängt und in Konsolbleche eingeleitet, die biegesteif an ein Stahleinbauteil in der Wand angeschlossen sind. Das Stahleinbauteil ist biegesteif mit dem Stahlbeton verbunden und zugleich an seinem oberen Ende horizontal unverschieblich durch die Stahlbetondecke gehalten (Abb.15,18).

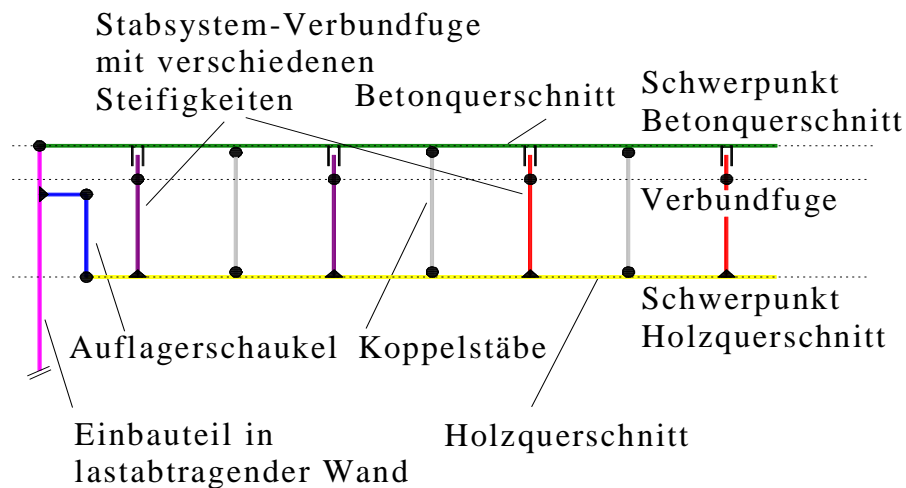


Abb. 15: Statisches System am Endauflager: Holzverbundträger mit Auflagerschaukel und Einbauteil

3.3.3 Verbundträger im 3D-FE-Modell

Zusätzlich zur Einzelbetrachtung im Stabwerksmodell mussten die Binder auch im räumlichen FE-Modell des Gesamtbauwerks abgebildet werden. Der Fokus lag hier auf der Bemessung des Massivbaus. Daher ging es um die korrekte Abbildung der Auflagersituation, insbesondere die Übertragung des Momentes aus der Exzentrizität in den Massivbau (Abb. 16).

Aufgrund geometrischer Zwänge war eine wirklichkeitsnahe Abbildung des Verbundbinders im 3D-FE-Modell nicht möglich. Die vertikale Lage des Holzbinders als Stabzug ergab sich aus dem Lasteinleitungspunkt in den Massivbau; die Koppelstäbe zwischen Betondecke und Binder sind daher viel kürzer und die Holzbinder liegen im Schwerpunkt eigentlich zu hoch. Um dennoch mit zutreffenden Steifigkeitsverhältnisse zu rechnen, wurde der Holzquerschnitt mit einem fiktiven E-Modul belegt, indem die Durchbiegungen im FE-Modell mit der Einzelbetrachtung im Stabwerksmodell im GZT $t = 0$ für den quasi-ständigen Lastfall abgeglichen wurden.

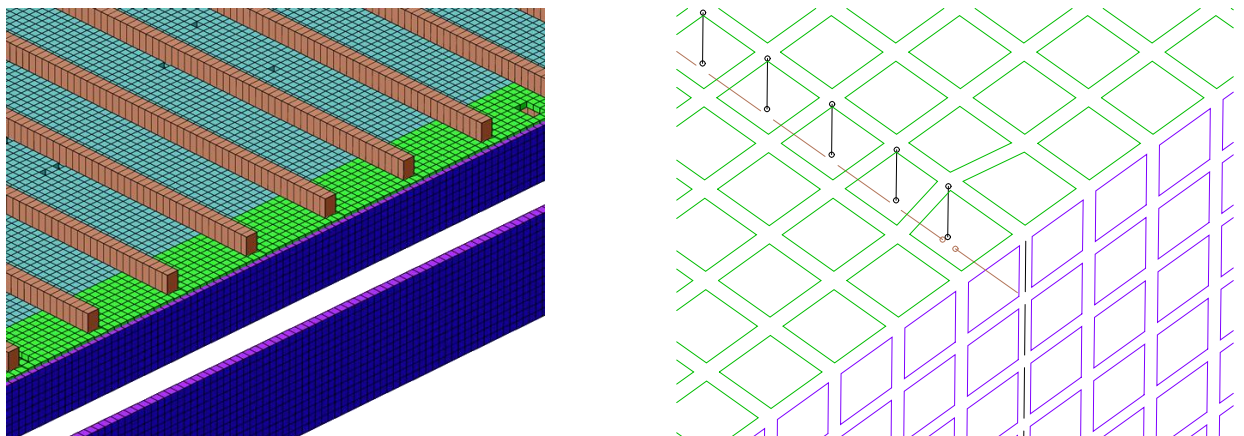


Abb. 16: Binder im 3D – FE - Modell

4 Ausführungsplanung

4.1 Auflager der Verbundträger im Massivbau

Die konstruktive Durchbildung des Auflagers mit Auflagerschaukel und Stahleinbauteilen im Beton für eine zwangungsfreie Lagerung der Verbundbinder innerhalb eines monolithischen Massivbaus stellte eine große Herausforderung dar (Abb. 18).

Es mussten dabei aufeinander abgestimmt werden:

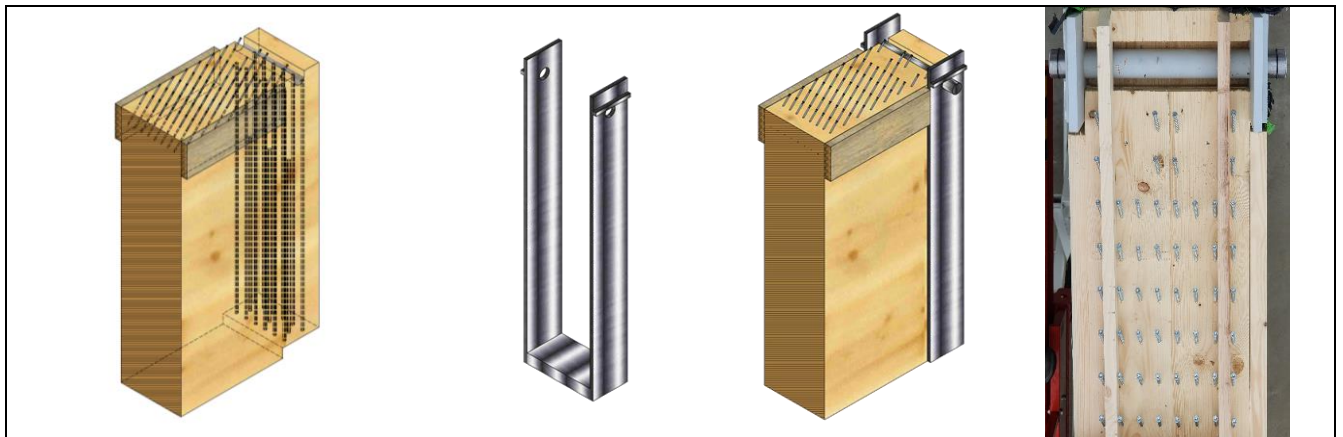
- die Breite des „Schaukelbretts“ als Endauflager für die Holzbinder
- die Durchbiegung des Schaukelbretts
- die Dehnung der Schaukelwangen
- der Abstand des Lagerbolzen zu den Stahleinbauteilen (Exzentrizität)
- die Pressung des Holzes
- das Schwinden des Holzes quer zur Faser
- die Vollgewindeschrauben im Holz (Auflagerverstärkung)
- die Tragfähigkeit der Stahleinbauteile
- die Lasteinleitung in den Stahlbeton
- die Verdrehung des Verbundträgers mit der Schaukel
- die Fertigungstoleranzen der 24,5 m langen Holzträger
- die Fugenbreite zwischen Holzträger und der Stahlbetonwand
- der Verbund zwischen Holzträger und Stahlbetondecke
- die gelenkige Lagerung der Decke auf den Tragwänden
- die druckfeste Verbindung zwischen Einbauteil und Deckenplatte
- die Herstellbarkeit und Einbaubarkeit von allen Bauteilen

4.2 Gelenkige Lagerung der Betondecke

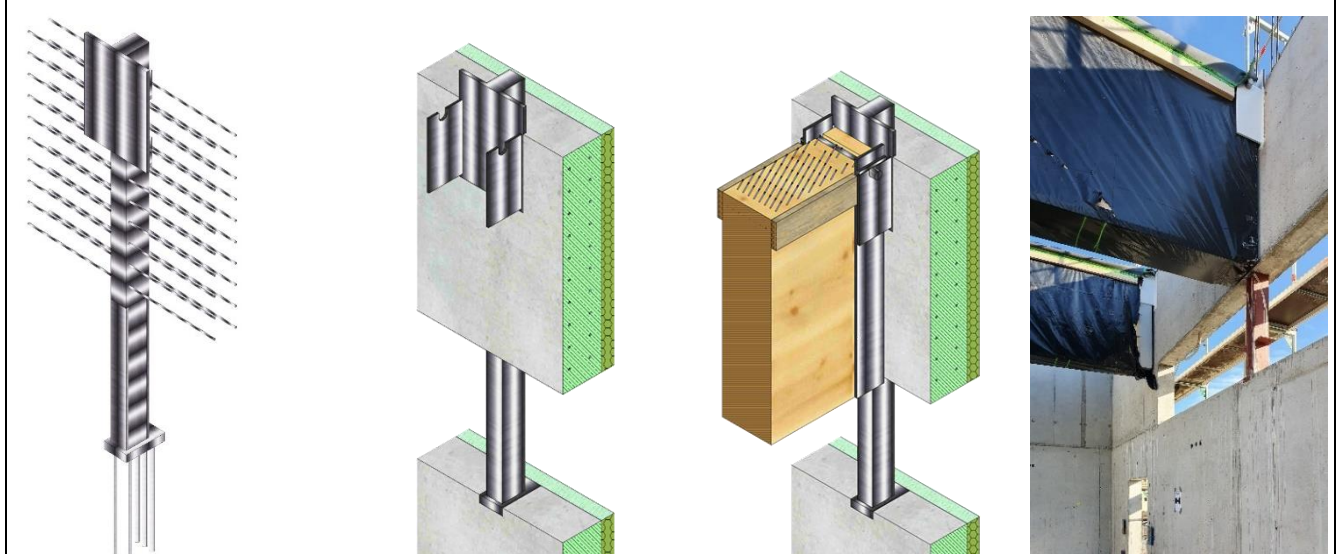
Die an drei Seiten erforderliche gelenkige Lagerung der Stahlbetondecke erfolgte über die Anordnung von dafür geeigneten Isokörben (Abb. 16).



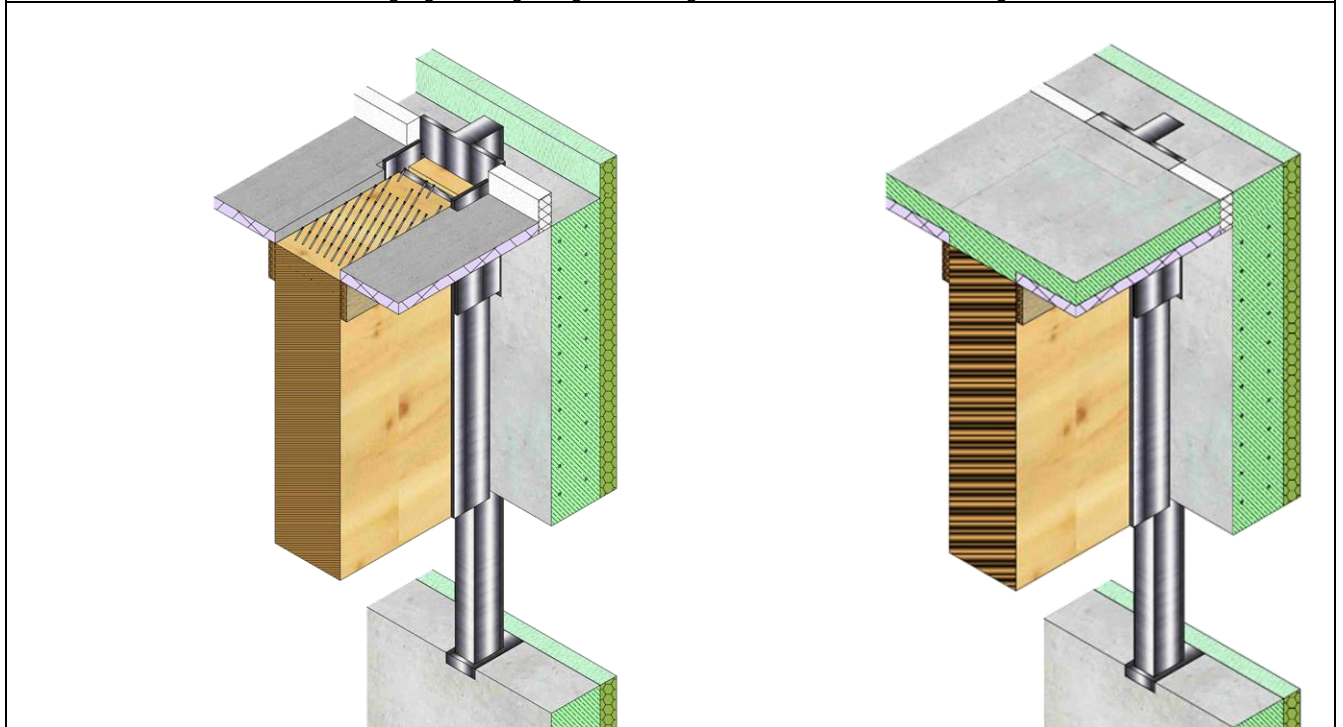
Abb. 17: Montage der Leimholzträger mit dem Autokran



Vorfertigung des Holzträgers mit Verbundschrauben, Vollgewindeschrauben und Auflegerschaukel



Stahleinbauteil im Beton, Einhängung des vorgefertigten Holzträgers in die am Stahleinbauteil angeschweißten Konsolbleche



Stahlbetondecke aus Halbfertigteilen, Ortbetonerfüllung und Isokörben

Abb. 18: Konstruktion und Montagezustände des Endauflagers der Verbundträger über dem Lichtband

4.3 Bewältigung von Verformungsunterschieden zwischen Randträgern und Stirnwänden

Neben der zwängungsfreien Lagerung der Holzverbundträger ergab sich am Randbinder am Ende des Verkaufsraumes ein zweites Verträglichkeitsproblem, da dort in einem Abstand von 1,5 m zwangsläufig die starre Rückwand des Verkaufsraumes (Stirnwand) verläuft. Hier treten in Bindermitte unvermeidbar hohen Verformungen in unmittelbarer Nähe zu einem fast verformungsfreien Bereich der Stirnwand parallel zum Binder auf (Abb. 19). Für die Bewältigung dieser Verformungsunterschiede war ein eigenes tragwerksplanerisches Konzept mit rechnerischer Simulation erforderlich. Das Konzept bestand sowohl aus einer Versteifung des Verbundtragwerks als auch aus einer Flexibilisierung der Konstruktion des Bürogeschosses (Abb. 20, 21).

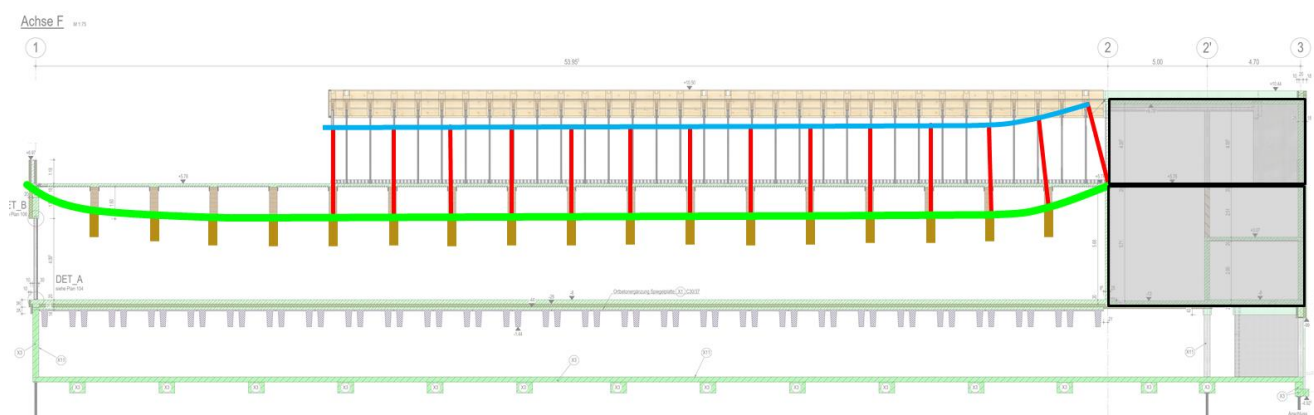


Abb. 19:
Überhöhte Darstellung der Verformungsunterschiede zwischen Randträgern und Stirnwänden im Längsschnitt

Die Versteifung des Verbundtragwerks wurde durch zwei Maßnahmen erreicht:

Erstens: Über der Rückwand des Marktes wurde in der Decke oben quer eine Zulagebewehrung von $\varnothing 20 / 15$ angeordnet, sodass sich ein hohes Stützmoment über der Wand ausbilden konnte, um so den Lastezug für den neben der Wand verlaufenden Binder zu reduzieren.

Zweitens: Im Betongurt des letzten Verbundbinders wurde eine Druckbewehrung $\varnothing 16 / 9$ zur Erhöhung seiner Steifigkeit und Reduzierung der Schwindverformung eingebaut.

Zur Flexibilisierung der Konstruktion des Bürogeschosses wurde in dem Übergangsbereich von der weichen zur starren Decke die Baukonstruktion so ausgebildet, dass die verbleibenden Verformungsunterschiede aufgenommen werden können. Dazu wurde in diesem Bereich die sonst starre Kippstabilisierung der Holzträger über die Holzscheibe der Attika (Abb. 20) durch eine gelenkige Kippstabilisierung über die Anordnung von Koppelstäbe (Abb. 21) ersetzt.

Auch in der Fassadenkonstruktion war eine Anpassung erforderlich, die insbesondere in der Verwendung kleinerer Elemente bestand.



Abb. 20:
Stahlständer – Holzträger – Konstruktion im OG für das Bürogeschoss auf der HBV-Decke.
Kippstabilisierung der Holzträger durch die Holzscheibe für die Attika



Abb. 21:
Flexibilisierung der Konstruktion des Bürogeschosses durch eine Kippstabilisierung der Holzträger mit gelenkigen Koppelstäben

5 Ausblick auf zukünftige Normung

Seit Mai 2021 liegt die ONR CEN/TS 19103: Eurocode 5 – Bemessung und Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – im Entwurf vor.

Neue Regelungen betreffen unter anderem

- den Einfluss der Verbundwirkung auf den wirksamen Kriechkoeffizienten
- die Berücksichtigung der Interaktion von Kriechen und Schwinden
- den Einfluss von Temperaturschwankungen

Im Abschnitt 4.4.2 *Bemessungswerte der Baustoff- und Produkteigenschaften* wird ausschließlich auf Festigkeitseigenschaften, jedoch nicht auf Steifigkeitseigenschaften eingegangen. Eine Abminderung des E-Moduls um einen Sicherheitsfaktor scheint also nicht vorgesehen zu sein. Es werden jedoch Teilsicherheitsfaktoren in Abschnitt 4.4.1.2 für veränderliche Umgebungsbedingungen wie Temperatureinwirkung, Einwirkung der Holzfeuchte, Einwirkung des Schwindens angegeben, und zwar jeweils mit 1,35, sofern im Nationalen Anhang nichts anderes gefordert wird.

Der Anhang B beinhaltet einen Vorschlag zur Berechnung der Auswirkung unelastischer Dehnungen aufgrund von Schwinden des Betons, Temperaturschwankungen und Schwankungen der Holzfeuchte auf Basis des γ -Verfahrens.

6 Schlussbemerkung

Die Verbindung von 25 m langen Holzträgern mit Beton und Stahl zu einem hybriden Tragwerk ist im Endergebnis eigentlich eine einfache Lösung. Ein Leimholzträger wird an seiner Oberseite mit einer Vielzahl an Schrauben versehen, die sich mit dem Beton einer Decke verzahnen können.

Als Verbindungsteil zu den schon hergestellten Wänden werden alle Holzträger am jeweiligen Ende mit einer Auflagerschaukel aus Stahl gefasst. In diesem Zustand kommen die Holzbalken auf die Baustelle, vor Feuchtigkeit durch eine sorgfältige Verpackung geschützt.

Die Montage mit dem Autokran ist unspektakulär: Anhängen, anheben, verschwenken, ablassen und einhängen in die Konsolbleche, die an den Wänden befestigt sind. Nach drei Tagen sind alle Träger in ihrer Position.

Dann noch Träger abstützen und die Stahlbetondecke herstellen. Sobald der Beton abgebunden ist, kann die Abstützung unter den Trägern entfernt werden und das Verbundtragwerk aus Holz, Beton und Stahl ist fertiggestellt.

Also eigentlich ganz einfach – aber nur, weil alle Ausführungsschritte geplant wurden. Rückblickend war es wie immer: zuerst komplex und dann ziemlich kompliziert. Am Ende wirkt aber alles ganz einfach und selbstverständlich.

Ganz am Anfang stand jedoch die Idee und die Erkenntnis: Nur mit dieser hocheffizienten Bauweise kann so leicht gebaut werden, dass alle funktionalen und geometrischen Anforderungen erfüllt werden. Ein Lichtband unter den Trägerenden, solche Details sind nur mit einem Hybridtragwerk möglich!

Ganz verkürzt, es ging technisch nur so – und das klimaneutral. Das war der Ansporn, mit dem Holz-Beton-Verbundbau in diese Dimension vorzudringen.



Abb. 22:
Untersicht der fertiggestellten Holz-Beton-Verbunddecke und der Außenwand mit Lichtband

7 Projektbeteiligte

Bauherr:

LIDL Dienstleistungs GmbH&Co.KG
73230 Kirchheim/Teck

Architekt:

ARTEK-BAUMANAGEMENT GmbH
70794 Filderstadt

Tragwerksplanung:

Bewer Ingenieure
73765 Neuhausen a.d.F.

Prüfingenieure:

Dipl.-Ing. (FH) Thomas Präg
71083 Herrenberg

Prof. Dr.-Ing. Heiner Hartmann
70376 Stuttgart-Münster

Dipl.-Ing. Jutta Rößler
71083 Herrenberg

Bauphysik:

RW Bauphysik
74523 Schwäbisch Hall

Holzbau incl. zugehöriger Stahlbau:

WIEHAG GmbH
A-4950 Altheim

Rohbau incl. zugehöriger Stahlbau:

EIGNER Bauunternehmung GmbH
86720 Nördlingen

Duktile Gusspfähle

Kurt Motz Baubetriebsgesellschaft GmbH
86720 Nördlingen

Wasserundurchlässiges UG

Drytech Abdichtungstechnik GmbH
67435 Neustadt an der Weinstraße

Fertigteilbinder (PI-Platten):

Lischma GmbH & Co. KG, 88471 Laupheim

8 Verwendete Software

CAD-BIM-Modell:
Nemetschek Allplan 2018

Stabwerks- und Finite Elemente Berechnungen:
InfoGraph Info CAD Vers.18.2 und 19

9 Literatur

- [1] DIN EN 1990: EC: Grundlagen der Tragwerksplanung, *DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.* (2010)
- [2] DIN EN 1992-1-1: EC2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton und Spannbetontragwerken Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau, *DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.* (2011)
- [3] DIN EN 1994-1-1: EC4: Bemessung und Konstruktion von Verbundwerken aus Stahl und Beton Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau, *DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.* (2010)
- [4] DIN EN 1995-1-1: EC5: Bemessung und Konstruktion von Holzbauten Teil 1-1: Allgemeines – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, *DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.* (2010)
- [5] DIN EN 14080: Holzbauwerke - Brettschichtholz und Balkenschichtholz - Anforderungen, *DIN-Deutsches Institut für Normung e.V.* (2013)
- [6] ONR CEN/TS 19103 Entwurf: Eurocode 5 – Bemessung und Berechnung von Holz-Beton-Verbundbauteilen – Allgemeine Regeln und Regeln für den Hochbau, *Austrian Standards International* (2021)
- [7] Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-851: BiFRi Verbund-Anker als Verbindungsmittel für das FIEDRICH Holz-Beton-Verbundsystem, *Deutsches Institut für Bautechnik* (2015)
- [8] Allgemeine Bauaufsichtliche Zulassung Z-9.1-557: Holz-Beton-Verbundsystem mit eingeklebten HBV-Schubverbindern, *Deutsches Institut für Bautechnik* (2015)
- [9] Europäische Technische Bewertung ETA-18/0264: Holz-Beton-Verbundsystem mit stiftförmigen Verbindungsmitteln, *Österreichisches Institut für Bautechnik* (2018)
- [10] Europäische Technische Zulassung ETA-12/0114: Selbstbohrende Schrauben als Holzverbindungsmittel in tragenden Holzkonstruktionen, *ETA-Danmark A/S* (2012)
- [11] BEJTKA I.: Skript zum Seminar Holz-Beton Verbundbauweise, *Blaß & Eberhart GmbH, Karlsruhe*
- [12] BLAß H. J. & ROMANI M.: Langzeitverhalten von Holz-Beton-Konstruktionen, *Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, Abteilung Ingenieurholzbau, Universität Fridericiana Karlsruhe* (2002)
- [13] RAUTENSTRAUCH K. & GROSSE M. & LEHMANN S. & HARTNACK R.: Baupraktische Dimensionierung von Holz-Beton-Verbunddecken, *6. Informationstag des IKI, Bauhaus-Universität Weimar*
- [14] SCHÄNZLIN J.: Holz-Beton-Verbundsysteme, *9.Baden-Württembergischer Tragwerksplaner Tag* (2018)

Bildverzeichnis

Abb. 1: Gebäudeentwurf durch die ARTEK-BAUMANAGEMENT GmbH	1
Abb. 2: Blick vom Haupteingang in den Verkaufsraum im EG während der Bauphase mit den sichtbaren Holzträgern des Verbundtragwerks mit einer Spannweite von 25 m, der Glasfassade zum Parkplatz mit tragenden Stahlstützen und dem Lichtband in der Außentragwand direkt unter den Endauflagern des Hallentragwerks.	3
Abb. 3: Ostansicht des Gebäudes	3
Abb. 4: Verbundquerschnitt	5
Abb. 5: CAD-Modell des fertig geplanten Tragwerks im Querschnitt: Pfahlgründung, UG in WU-Bauweise, stützenfreie TG unter dem Verkaufsraum mit 19 m langen vorgespannten Pi-Platten, Holz-Beton-Verbundtragwerk mit 25 m Spannweite über dem Verkaufsraum, großformatiger Durchbruch in der Innentragwand für den Haupteingang, Lichtband mit Stahlstützen in der Außentragwand und deckenlastige Stahlständer-Holzträger-Konstruktion für das Bürogeschoss.....	6
Abb. 6: 3D-CAD-Modell des fertig geplanten Tragwerks mit Allplan	6
Abb. 7: Verformungssituation am Auflager infolge Durchbiegung bei Lagerung unten bzw. oben	7
Abb. 8: Auflagerschaukel, beim Einbau der Träger und in der Planung.....	7
Abb. 9: Unterstützte Binder im Bauzustand.....	8
Abb. 10: Binder, Halbfertigteile, Verbundschrauben und Bewehrung vor der Betonage der Decke	9
Abb. 11: Anteil des Biege Widerstand der Einzelquerschnitte und des Verbundquerschnitts in Abhängigkeit vom Verbundfaktor γ (GZT $t = 0$)	10
Abb. 12: mathematisch mögliche Kombinationen bei wahlweiser Abminderung des E-Moduls durch einen Teilsicherheitsfaktor: j = ja, mit Abminderung; n = nein, ohne Abminderung	12
Abb. 13: Stabwerksmodell nach Rautenstrauch et al.	15
Abb. 14: Ermittlung der Biegesteifigkeit des Stabsystems-Verbundfuge im Modell nach Rautenstrauch et al.....	15
Abb. 15: Statisches System am Endauflager: Holzverbundträger mit Auflagerschaukel und Einbauteil.....	16
Abb. 16: Binder im 3D – FE - Modell.....	16
Abb. 17: Montage der Leimholzträger mit dem Autokran.....	17
Abb. 18: Konstruktion und Montagezustände des Endauflagers der Verbundträger über dem Lichtband	18
Abb. 19: Überhöhte Darstellung der Verformungsunterschiede zwischen Randträgern und Stirnwänden im Längsschnitt	19
Abb. 20: Stahlständer – Holzträger – Konstruktion im OG für das Bürogeschoss auf der HBV-Decke. Kippstabilisierung der Holzträger durch die Holzscheibe für die Attika	20
Abb. 21: Flexibilisierung der Konstruktion des Bürogeschosses durch eine Kippstabilisierung der Holzträger mit gelenkigen Koppelstäben.....	20
Abb. 22: Untersicht der fertiggestellten Holz-Beton-Verbunddecke und der Außenwand mit Lichtband.....	22