

Stefan Böhling
Boris Klaas
Tino Socher

Der Stahlbau der Elbphilharmonie

Bei der Elbphilharmonie in Hamburg kann man ohne Übertreibung von einem Projekt mit hohem architektonischen Anspruch sprechen. Zahlreiche technische und konstruktiv innovative Lösungen sind Teil der Architektur und ermöglichen erst den neuen, aufgesetzten Gebäudekörper auf dem historischen Kaispeicher mit dem integrierten großen Konzertsaal. Ohne Baustellenzugang oder näherer Projektkennntnisse wird dabei dem Außenstehenden gar nicht ersichtlich sein, in welchen Bereichen der Stahlbau eine tragende Rolle bei diesem Megaprojekt spielt.

Dieser Beitrag soll zeigen, wie die herausfordernde Bautechnik gerade in zahlreichen stahlbauspezifischen Konstruktionen im Bereich des Rohbaus in der Ausführung planerisch gelöst und umgesetzt worden sind. Geschildert werden diese Erfahrungen anhand einiger herausragender Beispiele aus Sicht des ausführenden Generalunternehmers HOCHTIEF zusammen mit der zurzeit ausführenden Stahlbaufirma, der Firma spanverbund GmbH.

Structural steelwork of the Elbphilharmonie. *The Elbphilharmonie in Hamburg without exaggeration can be called a project of high-class architecture. Numerous technical and construction finesses are part of the architecture and only allow the new building structure with its integrated great concert hall to be placed upon the historical warehouse. Without access to the construction site or deeper project knowledge, it will not be obvious for an outsider, in which areas structural steelwork is playing an important part in this challenging project.*

This paper therefore intends to show, how the technical challenges especially in steelwork specific parts of the structural work were dealt with in planning and execution. These experiences are described from the point of view of the general contractor HOCHTIEF and one of the main steelwork contractors, spanverbund GmbH.

1 Allgemeines

Bauherr der Elbphilharmonie ist die Elbphilharmonie Hamburg Bau GmbH & Co. KG, die durch die ReGe Hamburg Projekt-Realisierungsgesellschaft mbH vertreten wird. Als Generalplaner wurde eine ARGE aus Herzog & de Meuron und Höhler+Partner beauftragt. Die mit der Tragwerksplanung beauftragte Schnetzer Puskas Ingenieure AG ist Subplaner dieser ARGE. Die Adamanta KG, eine gemeinsame Gesellschaft aus HOCHTIEF und CommerzLeasing, ist als Baudienstleister u. a. für den Bau beauftragt und vor allem mit Finanzierung und Management sowie der Begleitung und Abwicklung von Pachtverträgen betraut. HOCHTIEF ist wiederum von der Adamanta KG als Generalunternehmer mit der Bauausführung und be-

stimmten Planungsleistungen wie der Ausführungsplanung für das Tragwerk beauftragt. Die Ausführungsplanung und die Ausführung des Stahlbaus wurde zu einem großen Teil an die Firmen HASLINGER Stahlbau GmbH und spanverbund weiter vergeben.

Aber zunächst einmal ein paar Worte zum Gebäude selbst (Bild 1). Die Elbphilharmonie, vom Schweizer Architekturbüro Herzog & de Meuron entworfen, liegt an der westlichen Spitze der neuen HafenCity mitten im Strom der Elbe und markiert damit einen Ort in der Stadt, der bisher zwar bekannt war, aber nicht wirklich erlebt werden konnte. Der Neubau des Konzerthauses ist auf dem alten historischen Kaispeicher A platziert, aus dessen Form extrudiert und passgenau mit identischer Grundfläche auf den Backsteinblock des Kaispeichers aufgesetzt. Die wellenförmige Gebäudedachstruktur mit einer maximalen Höhe von 110 m an der Kaispitze ist bereits von weitem sichtbar. Im Gegensatz zur stoischen Backsteinfassade des Kaispeichers verwandelt die Glasfassade den aufgesetzten Baukörper der Elbphilharmonie in ein kristallines Glasvolumen mit immer wieder neuem Erscheinungsbild: Es fängt die Reflexionen des Himmels, des Wassers und der Stadt ein und fügt sie zu einem Vexierbild der Umgebung zusammen. Das Gebäudeinnere beherbergt fünf verschiedene Nutzungsbereiche, die im nachfolgenden Übersichtsschnitt dargestellt und kurz beschrieben werden.

Das Herzstück der Elbphilharmonie bildet mitten im Gebäudeinneren der Große Konzertsaal (Bild 2), in dem



Bild 1. Elbphilharmonie Gesamtgebäude (© Verena Meier)
Fig. 1. Elbphilharmonie complete building

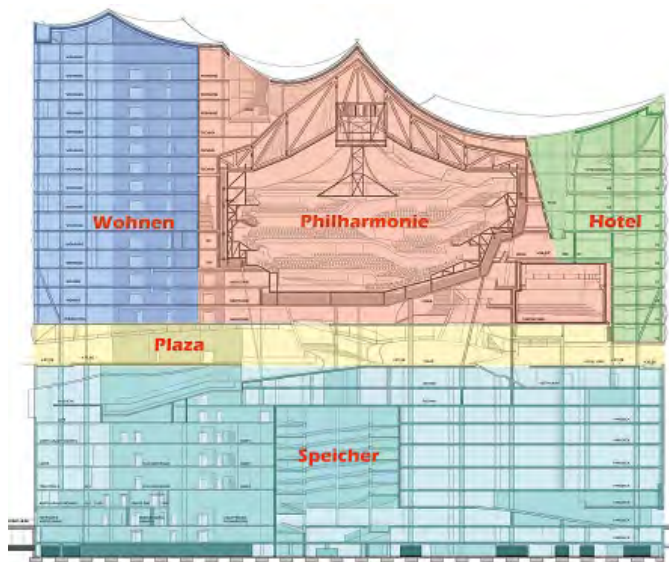


Bild 2. Schnitt durch das Gesamtgebäude mit Angabe der Nutzungsbereiche
 Fig. 2. Section through building with areas of different types of use

bis zu 2150 Zuschauer Platz finden werden. Dem Prinzip der Weinberg-Typologie folgend, befindet sich das Orchester in der Mitte des Saals auf Höhe des 12. OG, während sich darüber in dem ovalen Kessel mit einem Durchmesser von bis zu 55 m umlaufend ineinander verschachtelte Balkone in fünf Ebenen bis ins 19. OG hinaufschwingen. Damit dieser Konzertsaal später auch klangtechnisch zu einem der weltbesten Konzertsäle zählt, wird dieser durch ein so genanntes Raum-in-Raum-Konzept mit insgesamt 342 Federelementen schalltechnisch vom Gesamtgebäude entkoppelt. Mit dem gleichen Funktionsprinzip, aber mit der klassischen Schuhkarton-Typologie in seiner Geometrie

wesentlich schlichter, folgt der Kleine Konzertsaal im 10. OG mit Platz für rund 550 Zuschauer.

Das Gebäude der Elbphilharmonie bietet noch viel mehr. Ein gelungener Konzertbesuch in der Elbphilharmonie könnte folgendermaßen ablaufen. Bei Anreise mit dem Auto findet der Besucher im ehemaligen Speichergebäude vom 1. UG bis hoch zum 5. OG auf sechs Geschossen Parkmöglichkeiten für insgesamt 500 Fahrzeuge vor. Der ehemalige Kakaospeicher war mit seiner relativ engen Stützenstellung für diese Nutzung nicht geeignet, so dass nach Entkernung und Ertüchtigung der alten Pfahlgründung mit ca. 1100 Pfählen um rund 650 weitere Betonpfähle ein kompletter Neubau innerhalb der alten Klinkerfassaden des Speichers zu errichten war. Als fußläufiger Besucher gelangt man dagegen zunächst über den Eingangsbereich im EG und durch den 82 m langen, mit Glaspailletten bestückten, leicht gekrümmten Rolltreppentunnel auf die Plaza im 8. OG. Als frei zugängliche Aussichtsplattform ermöglicht die Plaza, auf einer Höhe von 37 m, ein 360°-Panorama über die ganze Hansestadt. Außerdem lädt sie mit Cafés und einem Restaurant zum Verweilen vor dem eigentlichen Konzertbesuch ein. Lässt einen das Gebäude auch nach dem Konzertbesuch noch nicht los und möchte man auch die Nacht über der beleuchteten HafenCity verbringen, bieten die insgesamt 243 Hotelzimmer des integrierten Fünf-Sterne-Hotels ideale Möglichkeiten. Das Hotel erstreckt sich, über die Hotellobby im EG und 8. OG, einem Wellnessbereich im 6. OG, einem Restaurant im 7. OG und einer Lounge im 19. OG, auf der gesamten Ostseite des Gebäudes bis unter das Gebäudedach. Für diejenigen, die sich nicht nur mit einem gelegentlichen Aufenthalt in der Elbphilharmonie begnügen wollen und das nötige Kleingeld vorweisen, stehen rund 45 exklusive Eigentumswohnungen, mit freiem Blick die Elbe stromabwärts, im westlichen Gebäudeteil vom 11. bis zum 26. OG zum Erwerb bereit.

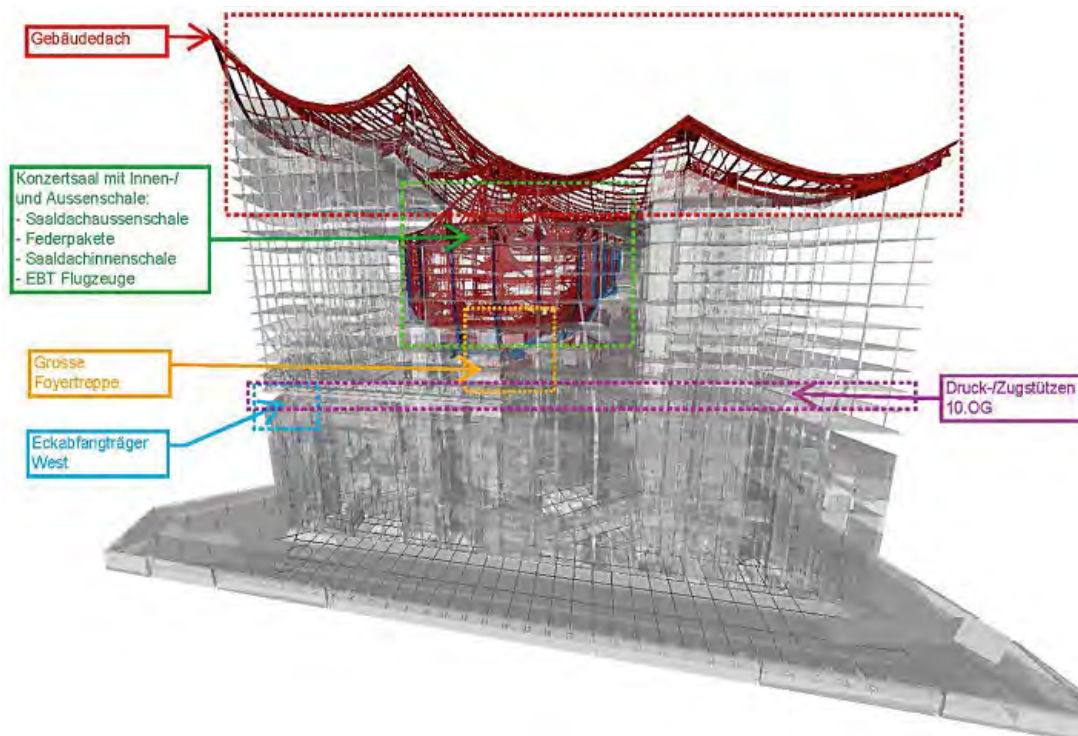


Bild 3. Die wesentlichen Stahlkonstruktionen im Überblick
 Fig. 3. Main steel structures overview

2 Stahlbaukonstruktionen in der Elbphilharmonie

Konzeption und Geometrie der innovativen Tragkonstruktion wurden in enger Zusammenarbeit zwischen Herzog & de Meuron sowie Schnetzer Puskas Ingenieure aus Basel entwickelt. Das Ingenieurbüro Rohwer Ingenieure übernahm die komplizierte Gründung und den Umbau bzw. Neubau des Kaispeichers. Das Tragwerk des Neubaus, ausgehend vom 7. OG bis zum 24. OG, mit allen Sonderbereichen, angefangen mit den beiden Konzertsälen bis hin zum Gebäudedach und der Außenfassade, wurde bis zur Genehmigungsplanung durch die Basler Ingenieure bearbeitet.

Gerade in vielen Bereichen oberhalb des alten Speichergebäudes bildet der Stahlbau die tragende Konstruktion (Bild 3). Viele dieser Stahlkonstruktionen werden bei einem zukünftigen Konzertbesuch nicht mal mehr zu erahnen sein. Daher stellt dieser Beitrag auch einen Blick hinter die schicken Fassaden auf die geometrisch und technisch sehr anspruchsvollen Stahlbaukonstruktionen dar, die im Folgenden erläutert werden:

Begonnen wird mit dem aus gebogenen Schweißprofilen bestehenden wellenförmigen Gebäudedach. Weiterhin stellt der Konzertsaal eine Fülle an anspruchsvollen stahlbauspezifischen Konstruktionen. Näher beschrieben wird hier das hutförmige Raumtragwerk mit Verbundwirkung – das Saaldach, sowie die einem Schiffsrumpf ähnliche Innenschalenkonstruktion, die gleichzeitig die verschachtelten Balkone des Konzertsaals trägt.

2.1 Gebäudedach

Das Gebäudedach besteht geometrisch aus acht wellenförmig angeordneten Kugelteilflächen, die an einen schmelzenden Eisblock erinnern. Die auf den Grundriss projizierte Dachfläche beträgt 5600 m², der tiefste Punkt des Daches liegt bei 79,1 m, der höchste bei 110,0 m. Die maximale Dachneigung beträgt 55°. Der trapezförmige Gebäudegrundriss hat die Außenkantenlängen von 21/108/85/126 m.

Die verbaute Stahlmenge beträgt ca. 800 t. Jeder der 1000 Dachträger ist ein Unikat, es gibt nicht zwei gleiche Träger und kein Raster, auf dem eine Montage aufgebaut werden kann. Zwischen den gekrümmten Stahlträgern spannen Trapezbleche TR85 mit einer Dicke von 1,0 bis 1,25 mm.

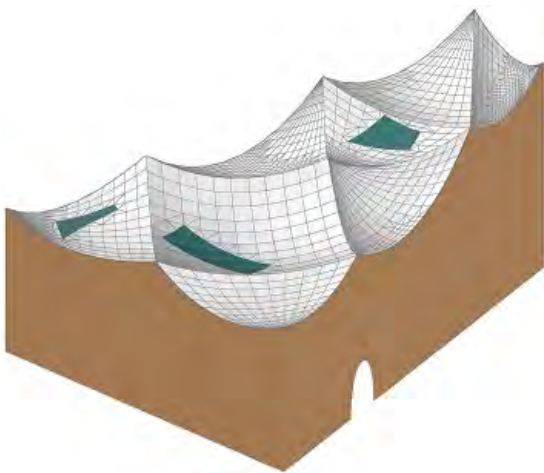


Bild 4. Struktur des Gebäudedaches (© spannverbund GmbH)
Fig. 4. Structure of building roof

Die horizontalen Lasten werden maßgeblich in drei Treppenhauskern eingeleitet, die an der ungünstigsten Stelle 70 m auseinander stehen. Für die vertikalen Lasten stehen neben den Treppenhauskernen unregelmäßig verteilte Innenstützen und regelmäßige Randstützen im Abstand von 4,30 m bis 5,00 m zur Verfügung. Um jederzeit präzise Aussagen über das Verhalten der Konstruktion tätigen zu können, wurde ein genaues 3D-Statikmodell entwickelt, mit dem zum einen die unterschiedlichen Laststellungen der Windgutachten berücksichtigt wurden und zum anderen neben den Kräften in den Stahlprofilen auch Aussagen zu den Kräften in den Trapezblechen möglich waren. Auf der Grundlage dieses Modells wurden weiterhin zahlreiche Bauzustände untersucht sowie die Anschlüsse für die maximalen Kombinationen aus Bauzustand und Endzustand typisiert und bemessen, aufgrund der Vielzahl der Knoten eine zeitintensive Arbeit.

Vor der Entwicklung des statischen Modells wurde in einem ersten Schritt der Verlauf der Dachebene, bezogen auf die Oberkante der Trapezbleche, ermittelt. Darauf aufbauend konnten die Konstruktionskorridore für den Stahlbau exklusive Brandschutz und den weiteren Dachaufbau festgelegt werden. Der genaue Verlauf der Dachebene diente dem Dachdecker als weitere Planungsgrundlage und war Grundlage für das 3D-Statik-Modell.

Der Dachaufbau oberhalb der Trapezbleche besteht aus einer aufgeklebten Dampfsperre, einer 185 mm dicken Dämmung und einer abschließenden 2 mm dicken Dachabdichtung. Oberhalb dieses Dachaufbaus ist eine Aluminium-Rohrkonstruktion vorhanden, die als Unterkonstruktion für sichtbare runde Aluminiumlochbleche, den so genannten Pailletten, dient. Die Rohrunterkonstruktion selbst wird auf thermisch getrennten Haltern befestigt, die auf den Trapezblechen aufstehen und die 185 mm dicke Dämmung überbrücken. Das Dach ist übersät mit 10000 Pailletten, mit Durchmessern von 90 und 110 cm, die von den Architekten in 3D exakt so ausgerichtet wurden, dass auch diese fünfte Fassade ein einheitliches Bild ergibt. Der Konstruktionskorridor von Oberkante Dämmung bis Oberkante Paillette beträgt 340 mm. Dies ist aufgrund der teilweise starken Dachkrümmung ein sehr geringer Wert, der eine starke Abstufung der Unterkonstruktion erfordert.

Unterhalb des Trapezbleches sieht es vom Raumangebot her entspannter aus. Hier beträgt der Konstruktionskorridor 425 mm von Oberkante Trapezblech bis Unterkante Stahlbau und es gibt keine architektonischen Vorgaben hinsichtlich der Ausbildung der Träger, da diese später im Brandschutz verschwinden und in der Stahlbauebene keine weiteren Gewerke vorhanden sind. Die Herausforderungen sind jedoch der Konstruktionskorridor an sich, die Lasten, die Dachgeometrie und die Anbindung zur Fassade.

Die Anbindung der Fassade war eine der wesentlichen Herausforderungen, da sie bereits zu großen Teilen in den unteren Ebenen vor dem Dachstahlbau montiert war. Die oberen Fassadenelemente hängen an den Dachrandträgern und diese müssen aufgrund der vorgegebenen Toleranzen sehr genau sitzen. Die Fassade ist schon sehr früh ihren Weg gegangen und Stahlbau und Fassade mussten sich an der richtigen Stelle treffen, was sie auch taten. Man muss an dieser Stelle bedenken, dass im letzten Montageabschnitt – dem Bereich über dem Konzertsaal – noch nicht einmal Platz war, eine Hebebühne zu platzieren. Jeder Qua-

dratmeter war zugebaut mit dem bereits montierten Technikstahlbau (300 t Stahlbau zwischen dem Saaldach und dem Gebäudedach zur Aufnahme der TGA-Lüftungszentrale) und den teilweise montierten bzw. zwischengelagerten TGA-Großgeräten, die nach dem Schließen des Gebäudedaches nicht mehr hätten eingefahren werden können. Da war viel Klettern erforderlich und zwei sehr gute Gerüstbaufirmen, die Hidden-Champions dieses Projektes.

Die geometrischen Vorgaben konnten nur mit geschweißten Blechträgern umgesetzt werden. Aufgrund des Korridors und der räumlichen Krümmung mussten die Unterflansche schmaler und dicker ausgeführt werden als die Obergurte. Auf den Oberflanschen wurden trapezförmige Rippen angebracht, auf denen so das beliebig geneigte Auflager- und Kraftdurchleitungsblech für die Trapezbleche aufgeschweißt werden konnte. Die Stegbleche sämtlicher Träger wurden in der globalen Z-Richtung ausgerichtet. Die normalen Dachträger waren quasi gekrümmte Doppel-T-Querschnitte.

Die Dachflächen wurden untereinander durch die so genannten Gratträger getrennt (Bild 5), dies sind geschweißte Hohlkästen mit komplizierten inneren Steifen, um die Kräfte der teilweise sehr schräg zulaufenden Dachträger aufnehmen bzw. verteilen zu können. Ein Teil der Anschlüsse konnte geschraubt werden, der Rest wurde geschweißt, da



Bild 5. Dachflächen mit Grat- und Randträgern
(© 2014, HOCHTIEF)

Fig. 5. Building roof areas with fin and edge beams

es geometrisch nicht möglich war, eine Schraube unterzubringen.

Eine besondere Herausforderung waren die Dachrandträger, an denen die Fassade anschließt. Diese Träger haben eine Transportlänge von bis zu 14,8 m und ein Stückgewicht von bis zu 10 t. Soweit harmlos – die Stückliste des kompliziertesten Trägers wies jedoch 1 000 (!) Stahlbaupositionen auf und wurde auf fünf DIN A0-Plänen dargestellt.

Die Dachrandträger bestehen aus zwei parallel verlaufenden Stahlträgern (Bild 6). An dem äußeren Randträger, einem torsionssteifen Kastenträger, schließt die Fassade an. Gelagert wird dieser Träger durch die Kragarme des inneren Randträgers. Diese Kragarme sind die Fortführung der Dachträger, die an den inneren Randträger anschließen. Der innere Randträger ist ein Doppel-T-Querschnitt, der auf den Gebäuderandstützen auflagert. Die beiden Randträger sind über Bindebleche miteinander verbunden, so dass sich in der Draufsicht ein steifes Trägerpaar ergibt, in welches sich die Trapezbleche mit ihren Längskräften einhängen können. Aufgrund der starken Ausmitte des Schwerpunktes der Doppelträger, bezogen auf die Stützenachse, drohen die Dachrandträger bei der Montage über den Gebäuderand zu kippen. Es waren deshalb besondere Maßnahmen zum Halten der Träger erforderlich. Zu allem Unglück fiel während der Montage des steilsten Trägers der Kran mit einem Getriebeschaden für mehrere Tage aus und der Träger musste bei einem inzwischen tobenden Sturm in 95 m Höhe an allem was zu finden war angebunden werden. Was für eine Herausforderung!

Ein weiteres Problem für die Dachrandträger bestand in den auf den Kästen aufgeschweißten lotrecht stehenden so genannten Pupsies, an denen sich später zum Reinigen der Fassade Industriekletterer befestigen. Diese Pupsies kragen lotrecht, je nach Dachneigung, teilweise 1,5 m über den Schwerpunkt der Doppelträger hinaus und bilden den nächsten geometrischen Zwangspunkt der Randträger zur Fassade.

Die größte Herausforderung bestand in dem letzten zentralen Bauabschnitt über dem Konzertsaal aufgrund der fehlenden Baufreiheit, des Einpassens des Stahlbaus in die bereits zu unterschiedlichen Jahreszeiten montierten Bauabschnitte und den vierwöchigen Schweißarbeiten an dem Zentralpeak (Bild 7), dem zentralen Knotenpunkt, an dem sich vier Dachflächen in einem Punkt treffen (der Spitzname des Brandenburger Schweißers war anschließend Wilhelm Peak). Es konnte dennoch im dritten Montageabschnitt (Bild 8) terminlich eine Punktlandung erreicht werden, die nur durch eine Fertigung und Montage rund um die Uhr möglich war.

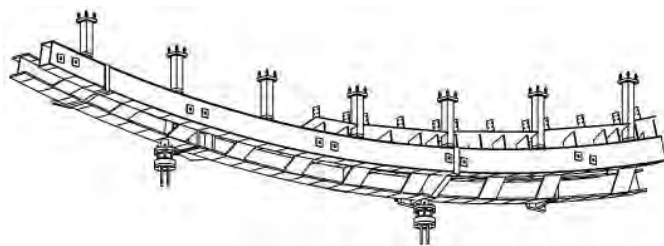


Bild 6. Dachrandträger (© spannverbund GmbH)

Fig. 6. Building roof edge beam



Bild 7. Peak am zentralen Punkt über dem Saaldach
(© 2014, HOCHTIEF)

Fig. 7. Peak at center point over concert hall roof



Bild 8. Fertiggestellte Dachfläche mit Paillettenbekleidung
(© 2014, HOCHTIEF)

Fig. 8. Sequined completed roof area

2.2 Großer Konzertsaal

2.2.1 Konstruktion des Großen Konzertsaals

Der Große Konzertsaal erstreckt sich, eingerahmt von den Hotelgeschossen im Osten und den Wohngeschossen im Westen, vom 11. bis zum 22. OG inmitten des gläsernen Neubaus oberhalb des Speichergebäudes. Mit seinem ovalen Grundriss und maximalen Ausdehnungen von 50 m in N/S-Richtung und 55 m in O/W-Richtung nimmt er gut ein Drittel der gesamten Geschossfläche ein.

Gemäß dem Funktionsprinzip eines Raum-in-Raum-Konzeptes wurde die Außenkontur des Konzertsaals in zwei unabhängige Schalen aufgelöst, eine Außen- und eine Innenschale. Die Außenschale aus Stahlbeton ist als Teil des Gesamtgebäudes mit diesem fest verbunden. Die Innenschale ist innerhalb dieser auf insgesamt 342 Federpaketen aufgelagert und durch diese schalltechnisch entkoppelt. So dringen keine Außengeräusche in den Saal. Weder der Trubel auf der Plaza noch die Schiffe im Hafen stören den Konzertgenuss. Auch der Hotelgast nebenan wird während eines Konzertes nicht um seine Nachtruhe gebracht.

Somit kann das Tragwerk des großen Saals grob in die vier Bereiche – Saaltopf und Saaldach der Außenschale sowie Saaltopf und Saaldach der Innenschale – aufgeteilt werden.

Die Außenschale (Bild 10) ähnelt in ihrer Struktur einem Schiffsrumpf mit einer durchgehenden, 20 bis 40 cm dicken äußeren Betonschale und insgesamt 21 innen aufsitzenen Betonrippen. Die von den Architekten und Ingenieuren entwickelte Geometrie der Tragkonstruktion ergibt sich aus der Winkelhalbierenden des trapezförmigen Gebäudegrundrisses. Die Betonrippen stehen rechtwinklig zu den Längsfassaden und treffen sich im Kiel. Bei den Querfassaden werden die Rippen jeweils vom Kiel aus radial aufgefächert. Der Kiel ist der Hauptträger der unteren Schale. Von außen wird diese Betonschale durch die horizontal einbindenden Geschossdecken sowie durch vertikale und oftmals schräg stehende Betonstützen im Gebäude gehalten.

Ab dem 19. OG geht die Außenschale in die aufliegende Saaldach-Außenschale über (s. Abschnitt 2.2.2). Das Saaldach steigt hutförmig bis unter das Gebäudedach auf

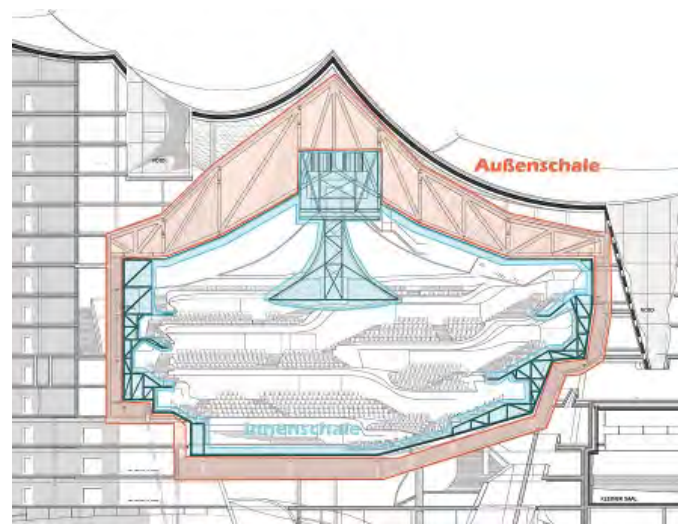


Bild 9. Schnitt durch Außen- und Innenschale des Großen Konzertsaals

Fig. 9. Section through exterior and interior shell of the great concert hall

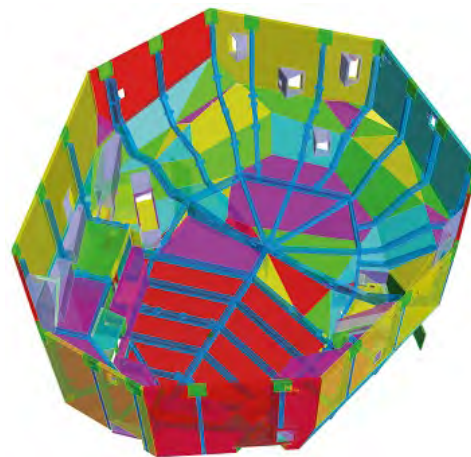


Bild 10. Massiver Außenschalentopf des Großen Konzertsaals (© 2014, Herzog & de Meuron Basel)

Fig. 10. Concrete exterior shell bowl of the great concert hall

(Bild 11). Selber nimmt es die Lasten aus Auflagerstützen des darüber schwingenden Gebäudedaches sowie die Auflagerlasten von bis zu drei Technikgeschossen auf. Von unten werden zudem die Lasten aus der Saaldach-Innenschale samt Ausbaulasten aus dem Konzertsaalinneren angehängt. Beim Saaldach handelt es sich um eine besondere Stahlverbundkonstruktion. Deckungsgleich zur Geometrie der Betonrippen im Saalboden verlaufen 21 unregelmäßige Stabwerksbinder. Diese treffen sich wiederum in den zwei Sternpunkten. Ähnlich einem Speichenrad werden sie mit einem umlaufenden Stabwerkkring und durch eine als Biege-Zugring wirkende Betonschale, der so genannten Krempe, miteinander kraftschlüssig verbunden. Auf dem stärker aufsteigenden Teil der Stabwerksbinder wird eine 20 cm dicke, hutförmige Betonschale geführt, die auch über Kopfbolzendübel mit den Obergurten im Verbund steht.

Besonderheiten zur Ausführungsplanung, Fertigung und Montage der Stahlverbundträgerkonstruktion werden nachfolgend im Abschnitt 2.2.2 beschrieben.

Das Haupttragwerk der gesamten Innenschale (Bild 12) im Bereich des Saals und des Saaldaches ist eine sehr unregelmäßige und stark zergliederte Stahlkonstruktion. Im Bereich des Saalbodens und der Ränge ist das Tragwerk so konzipiert, dass es sich über Federpakete auf den Betonrippen der Außenschale abstützt. Im Bereich des Saaldaches hängt es sich über Federpakete an das Saaldach.

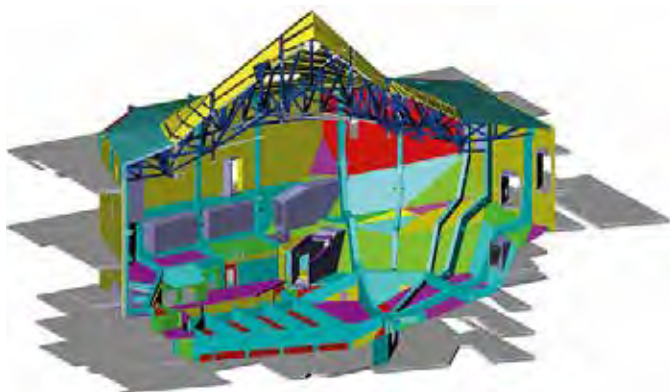


Bild 11. Außenschale mit Saaldach des Großen Konzertsais (© 2014, Herzog & de Meuron Basel)
Fig. 11. Exterior shell with concert hall roof

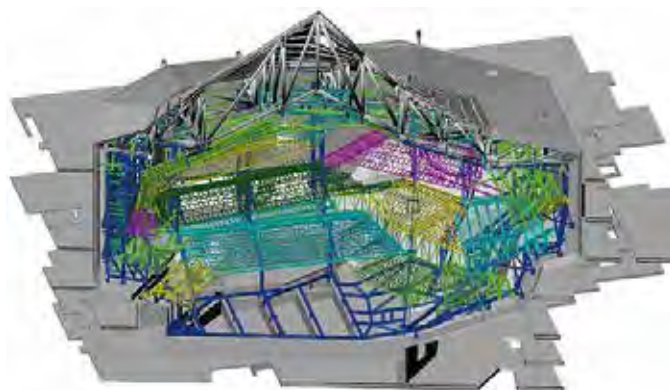


Bild 12. Stahlbau der Innenschale mit Saaldach-Innenschale (farbig) (© 2014, Herzog & de Meuron Basel)
Fig. 12. Steel works of the interior shell bowl and interior shell concert hall roof

Die Stahlkonstruktion der Saaldach-Innenschale folgt hierbei als Verbundträgerkonstruktion dem Verlauf des Raumstabwerkes der Saaldach-Außenschale. Die Hauptrippen der Saaldach-Innenschale spreizen sich im Übergang an den unteren Saaltopf in die vertikalen Rahmenkonstruktionen der Primärstahlrippen auseinander. Von diesen kragen Auflagerarme für die verschachtelt angeordneten Ränge in das Saalinnere aus. Aus akustischen Gründen wurde eine durchgehende 20 cm dicke Betonschale zwischen die Primärstahlrippen eingebaut. Dabei durchdringt die Betonschale den Stahlbau geometrisch in nahezu willkürlicher Art und Weise. Die Stahlkonstruktion der Innenschale wird im Abschnitt 2.2.3 näher erläutert.

Gerade der Große Konzertsaal stellt höchste geometrische Anforderungen an die Planung und Ausführung. Außen- und Innenschale nähern sich einander bis auf wenige Zentimeter, dürfen sich aufgrund der zu unterbindenden Schallübertragung jedoch unter keinen Umständen berühren.

2.2.2 Saaldach – Das Dach unter dem Dach

Die Saaldach-Außenschale (Bild 13) überspannt den Konzertsaal der Elbphilharmonie mit einer Stützweite von $50 \times 55 \text{ m}^2$. Die Ausführung beruht auf dem statischen Entwurf von Schnetzer Puskas Ingenieure, Basel. Die Konstruktion besteht aus einem 600 t schweren Stahlverbund-Raumfachwerk bzw. -Raumstabwerk mit veränderlichen Konstruktionshöhen zwischen 2,0 m und 9,0 m und einer aufgelagerten Betonschale. Das Raumfachwerk besteht aus insgesamt 21 Einzelfachwerken, einem Innenring-Fachwerk (max $N_d = 22\,000 \text{ kN}$), zwei markanten Sternknoten und einem die Sternknoten verbindenden Firstfachwerk (max $N_d = 30\,000 \text{ kN}$). An den Sternknoten schließen in einem Bereich von 180° sechs Fachwerkgurte an, die im Gleichgewicht mit dem Firstfachwerk stehen. Da es sich um ein Raumfachwerk handelt, gibt es die Sternknoten jeweils für den Druck- und Zuggurt. Von den schweren Auflagereinbauteilen in der umlaufenden massiven Außenschale auf einer Höhe von 72,48 m schießt das Raumfachwerk im mittleren Bereich mit dem Firstfachwerk bis auf 91,5 m in die Höhe.

Belastet wird die Konstruktion durch das Gebäude-dach, die Ebene, die den Raum zwischen dem Ge-



Bild 13. Stahlkonstruktion der Saaldach-Außenschale (© 2014, HOCHTIEF)
Fig. 13. Steel structure of the concert hall roof exterior shell

bäude- und dem Saaldach ausfüllt, die angehängte so genannte Innenschale, an der wiederum die im Konzertsaal sichtbare Weiße-Haut sowie das trompetenförmige Abluftbauwerk hängen. Das Raumfachwerk des Saaldaches gehört zur Außenwelt, die angehängte Innenschale mit dem Abluftbauwerk zum entkoppelten Konzertsaal. Die Hänger, mit denen die Innenschale angehängt wird, bestehen quasi aus Klauen (Klammern), die mit Federpaketen auf Konsolen des Raumfachwerkes aufliegen. Da es sich vom Grundgedanken her um eine Fachwerkkonstruktion handelt, befinden sich die Konsolen natürlich rechnerisch genau in den Knotenpunkten des Raumfachwerkes, an denen ohnehin schon mehrere Stäbe aus verschiedenen Richtungen anschließen (s. z. B. Bild 14). Die Entzerrung und konstruktive Ausgestaltung dieser Knotenpunkte war der entscheidende Punkt bei der Ausführung, denn es musste eine Konstruktion geschaffen werden, die nicht nur einen klaren Kraftfluss ergibt, sondern die auch fehlerfrei in der Werkstatt hergestellt werden kann und einfach zu montieren ist. Die Ausführungsplanung dieser anspruchsvollen Knotendetails musste in enger Zusammenarbeit und in Abstimmung mit den Tragwerksplanern und den Architekten erfolgen.

Die Konstruktion wurde komplett aus geschweißten Blechträgern hergestellt. Da die Transportbreiten für den Straßenverkehr und die Hebegewichte der Baukräne auf maximal 12 t begrenzt waren, mussten zusätzliche Montagestöße vorgesehen werden. Die Montagestöße konnten überwiegend als Schraubstoß ausgeführt werden (32000 Bohrungen). An bestimmten Stellen im Firstfachwerk waren aufgrund der großen Kräfte jedoch Schweißstöße erforderlich. Auf den Vormontageplätzen konnten die Fachwerke bis zur Ausschöpfung der Krankapazitäten vormontiert werden, der Rest wurde kleinteilig eingebaut. Um die gewaltige Konstruktion überhaupt montieren zu können, war vorab ein Montagetisch (ca. 150 t Stahl, Stützhöhe 20 m) als Basisebene für weitere Gerüste und das Abluftbauwerk errichtet worden. Einzelne Schwerlasttürme des Montagetisches kragten bis zu 20 m über die Basisebene hinaus. Auf diesen Schwerlasttürmen konnten die Sternknoten, das Firstfachwerk sowie andere kritische Teile des Saaldaches für die Montage abgesetzt werden. Die Montage des Tisches hat bei den gewerblichen Arbeitern zunächst für etwas Auf-

sehen gesorgt, da sie sich Sorgen wegen der späteren eingeschränkten Sicht im Konzertsaal machten. Der Montagetisch wird aber natürlich nach Abschluss der Arbeiten an der Weißen-Haut zurückgebaut, in kleinere Teile zerlegt und über den vorhandenen Lastenaufzug hinaustransportiert.

Nachdem das Saaldachfachwerk montiert worden war, kam der spannende Augenblick des Ziehens der Schwerlasttürme und des von nun an wirkenden freitragenden Zustands. Es konnte nun mit der Herstellung der 20 cm dicken Betondecke begonnen werden. Diese Decke besteht zum Teil aus vorgespannten Betonfertigteilen, die von Fachwerk zu Fachwerk spannen, und Bereichen, die nur in Ort-betonbauweise hergestellt werden konnten. Nach dem Herstellen der Betondecke musste nach dem statischen Konzept von Schnetzer Puskas Ingenieure eine Auflagerabsenkung zur Entlastung bestimmter Fundamente erfolgen, indem bei sieben Fachwerken die Endauflager temporär entfernt wurden und so eine Eigengewichtsumlagerung stattfand.

Das räumliche Saaldachfachwerk ist, was den Stahlbau betrifft, mit allen Komponenten das Herzstück des Gebäudes. Die angehängte Innenschale ist jedoch aufgrund der kompakteren Bauweise in den Knotenpunkten teilweise noch schwieriger umzusetzen gewesen. Da die den Stahlbau umgebenden Räume für die weiteren Gewerke eingeplant sind, wurde um jeden Millimeter gerungen, und teilweise wurden sogar Stirnplatten und Knotenbleche gefast, um Raum zu gewinnen.

2.2.3 Innenschale des Großen Saals

Zu Beginn der ersten Montagearbeiten an der Innenschale des großen Konzertsaals im Dezember 2009 bildeten die bereits fertiggestellten, über sechs bis sieben Geschosse meist senkrecht aufsteigenden Betonwände der Konzertsaalaußenwände einen imposanten tiefen Kessel mitten im Gebäude aus (Bild 15).

In diesen grauen Kessel galt es nun, das stählerne Traggerüst der Konzertsaalinnenschale zu montieren (Bild 16). Arbeitsflächen standen im Saal so gut wie keine zur Verfügung. Daher mussten Stück für Stück 660 t Primärstahlbau, 480 t Sekundärstahlbau und 28 t Tertiärstahlbau vor

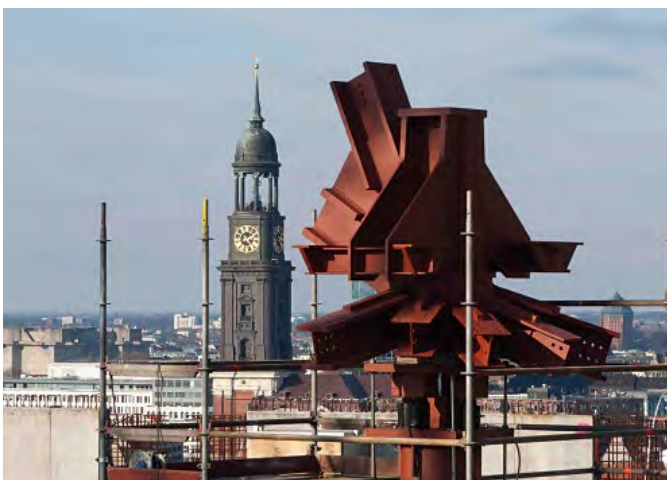


Bild 14. Knotenpunkt für die Untergurte der Ostfachwerke
(© 2014, HOCHTIEF, Robert Schymalla)
Fig. 14. Node for bottom chords of the eastern trusses



Bild 15. Massive Außenschale Saaltopf (© 2014, HOCHTIEF)
Fig. 15. Concrete exterior shell bowl of the great concert hall



Bild 16. Erste Stahlbaumontage Saaltopf-Innenschale
(© 2014, HOCHTIEF)

Fig. 16. First erection of steel works of the interior shell bowl

dem Gebäude vormontiert und in das Gebäude eingehoben werden. Ausführendes Unternehmen für die Ausführungsplanung, Fertigung und Montage des Stahlbaus der Saaltopf-Innenschale war die Stahlbau HASLINGER GmbH.

2.2.3.1 Planerische Umsetzung der 3D-Geometrie

Lage und Dimensionierung der Stabstahlkonstruktion von Primär- und Sekundärstahlbau wurden mit der Genehmigungsplanung durch die 3D-Modelle des Architekten Herzog & de Meuron und des Tragwerksplaners Schnetzer Puskas Ingenieure vorgegeben. Weiterhin lagen 3D-Modelle zur Geometrie der Innenschale, der Außenschale, der Anordnung der Federpakete und der Gebäudetechnik (allem voran der Lüftungstechnik) vor. Mit Übernahme der Ausführungsplanung Tragwerk durch den Generalunternehmer HOCHTIEF und der Stahlbau-Ausführungsplanung durch die Stahlbaufirma galt es nun, diese dreidimensionalen Vorgaben zu detaillieren und dabei die geometrischen Abhängigkeiten zwischen den 3D-Modellen zu berücksichtigen. Hauptanspruch lag hier in der Wahrung der geometrischen Vorgaben. Überdimensionale Lüftungskanäle schlängeln sich durch jeden freien Raum zwischen Innen- und Außenschale, oftmals auch durch den Primärstahlbau. Jeder Zentimeter Überstand im Stahlbau, seien es Kopfplatten, Knotenbleche oder Schrauben, musste akribisch auf die teilweise extrem beengten Konstruktionsräume abgestimmt werden.

Der Primärstahlbau besteht aus 21 Stahlfachwerkrippen mit Auskragungen für die Balkonränge, die in den meisten Fällen aus mächtigen Schweißprofilen oder, wenn die Geometrie es zuließ, in einen Doppelrahmen aus Walzprofilen aufgelöst sind. Die Struktur einer Primärstahlrippe folgt jeweils den unten zuerst schräg und dann vertikal aufsteigenden Betonrippen der Außenschale (s. Bilder 17 und 18). Das Bauteilgewicht der einzelnen Primärstahlrippen variiert zwischen 15 t und 40 t. Aufgrund einer maximalen Krananhänglast von 12 t bei maximaler Ausladung bis zum Einhebeort mitten im Gebäude mussten die Primärstahlrippen in zwei bis drei Montageabschnitte unterteilt werden. Zuerst wurden die ersten unteren Bauabschnitte der Primärstahlrippen eingehoben und auf den Konsolen mit



Bild 17. Werkstattplanungsmodell einer Primärstahlrippe
(HASLINGER Stahlbau GmbH)

Fig. 17. Shopdrawing model of a primary steel rib



Bild 18. Fertigung einer Primärstahlrippe bei HASLINGER Stahlbau GmbH (© 2014, HOCHTIEF, Robert Schymalla)

Fig. 18. Manufacturing of a primary steel rib at workshop of HASLINGER Stahlbau GmbH

den zumeist paarweise angeordneten Federpaketen entlang der Betonrippen aufgesetzt.

Von jeder Primärstahlrippe kragen bis zu drei Kragarme horizontal in den Konzertsaal hinein und bilden die Auflagerarme für den Sekundärstahlbau, der die Balkonränge ausbildet. Die Balkone werden nachlaufend zur umlaufenden Montage der ersten Bauabschnitte der Primärstahlrippen eingesetzt und spannen als horizontales Bindeglied zwischen den auskragenden Auflagerarmen. Die Balkonkonstruktion kann in einzelne so genannte Sitzstufenfachwerke aufgelöst werden, die treppenförmig von der vordersten Brüstung der Balkone nach außen hin anstei-



Bild 19. Stahlbau der Balkone (© 2014, HOCHTIEF, Robert Schymalla)

Fig. 19. Steel works of the balconies

gen. Das vordere, oft zweiachsig gebogene Brüstungsrohr bildet den vorderen Abschluss der Balkone und verbindet zwei benachbarte höhenmäßig versetzte Balkone miteinander (Bilder 19 und 20). Später folgt diesem Verlauf der Brüstungsrohre die so genannte Weiße Haut und bildet die organisch geformte Akustikhaut, die für eine optimale Verteilung des Schalls im Saal sorgen soll.

Mit fortschreitender Montage der aufsteigenden Bauabschnitte ergaben sich aufgrund der großen Auskragungen der Balkone in den Saalinnenraum beachtlichen Horizontalkräfte an den Konsolenauflagerungen, die über die Federpakete nicht in die Außenschale übertragen werden konnten. Aus diesem Grunde wurden an den Federauflagern zusätzliche horizontale Koppelstäbe zwischen den Rippen und der massiven Außenschale angeordnet, die spätestens mit Fertigstellung der geschlossenen Saaldach-Innenschale wieder entfernt werden konnten.

Zur baulichen Umsetzung der in 600 Einzelflächen triangulierten Betoninnenschale wurde der Tertiärstahlbau ergänzt. Die bauliche Umsetzung einer konventionell mit Schalung hergestellten Betonschale war aufgrund des rückseitigen engen Schalenzwischenraumes in vielen Bereichen nicht möglich. Man entschied sich daher für eine verlorene Schalung aus Trapezblechen, welche auf den Tertiärstahlprofilen aufgelegt wurden. Gerade im unteren geneigten Innenschalenbereich bildeten diese zusätzlichen Auflagerprofile die zusätzlichen Knickkanten der stark facettierten Einzelflächen aus.

2.2.3.2 Schwingungsverhalten der federnd gelagerten Innenschale

Das Schwingungsverhalten war einer der grundlegenden Aspekte für die Tragwerkskonzeption des großen Saals und wurde früh mit Hilfe von zwei- und dreidimensionalen Stabwerksmodellen untersucht. Denn der auf Federn ru-

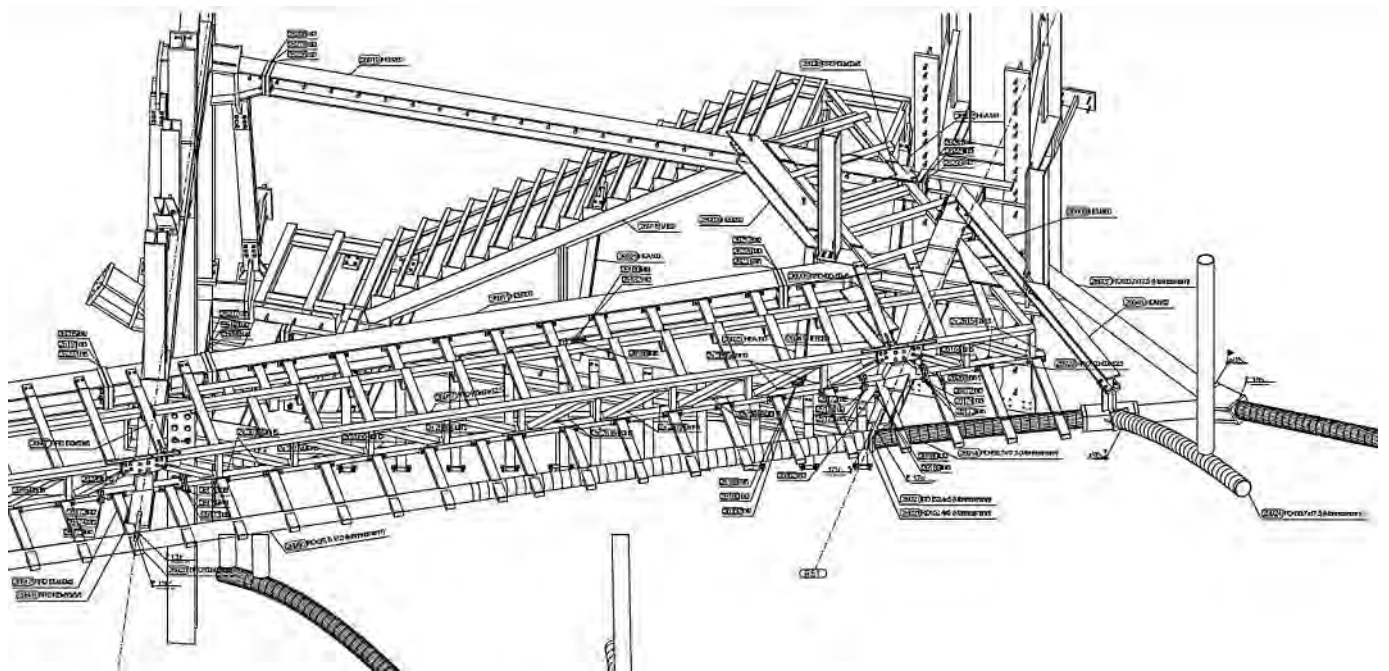


Bild 20. Ausschnitt der Werkstattplanübersicht zu einem Balkon (HASLINGER Stahlbau GmbH)

Fig. 20. Excerpt of overview shopdrawing of an balcony (HASLINGER Stahlbau GmbH)

hende Saal ist ein großes Masse-Feder-System, das sich über die auskragenden Balkone leicht zum Schwingen anregen lässt. Zwei Anforderungen stellten sich dabei in Bezug auf das dynamische Verhalten des Konzertsaa als gegenläufig dar und waren miteinander zu vereinbaren. Auf der einen Seite sollte der Konzertsaal zur akustischen Abschirmung vom übrigen Bauwerk durch ein Federsystem abgekoppelt werden. Gefordert wurde hier vom Akustiker Yasuhisa Toyota eine tiefe Systemeigenfrequenz von kleiner als 5 Hz. Auf der anderen Seite begünstigen jedoch diese Federpakete die Schwingungsanfälligkeit der Konstruktion selbst. Bei üblichen Zuschauerbauwerken ist zur Reduzierung von menscheninduzierten Schwingungen eine Eigenfrequenz von grösser als 8 Hz gefordert. Mit einer Abstimmung der Federpakete auf eine Frequenz von 4,5 Hz und der entsprechenden Steifigkeitsverteilung in der Stahlkonstruktion konnte eine entsprechend optimale Konstruktion gefunden werden. Zusätzlich sind Schwingungstilger im Bereich der Brüstungen geplant. Damit kann nach der Fertigstellung des Saals eine schwingungstechnische Feinabstimmung erfolgen.

2.3 Große Foyertreppe – Der Aufgang zum Großen Konzertsaal

Der Konzertbesucher gelangt von der Plaza im 8. Obergeschoss über die große Foyertreppe in den eigentlichen Konzertbereich des Gebäudes. Auch die organisch gewölbten Seiten- und Deckenverkleidungen dieser Treppe werden später nicht mehr erahnen lassen, dass sich dahinter eine tragende Struktur aus Stahl verbirgt.

Die Grundform ist eine sich verjüngende Spirale, die in einer 180°-Wende die nächste Geschossdecke durchdringt und im 10. Obergeschoss in einer sich teilenden Freitreppe ausläuft (Bild 21). Dabei werden die innere und äußere Seitenwand aus einer Fachwerkkonstruktion gebildet, die mit Querträgern verbunden wurden und als Auflager für die Ortbeton-Treppenlauf-Platte dienen (Bild 22).

Im statischen System hängt die Treppe teilweise an der oberen Geschossdecke und damit quasi am Boden des Großen Konzertsaa, teilweise trägt sie ihre eigenen Lasten

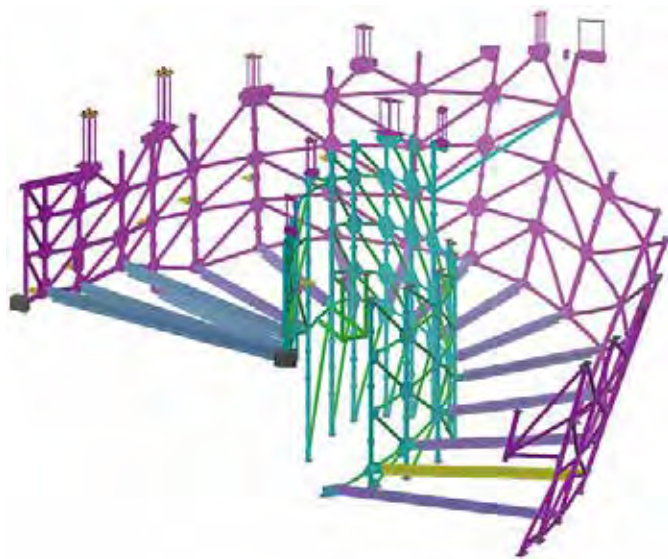


Bild 21. Stahlkonstruktion der großen Foyertreppe (HASLINGER Stahlbau GmbH)

Fig. 21. Steel structure of the great foyer staircase



Bild 22. Große Foyertreppe im Rohbau (© 2014, HOCHTIEF)
Fig. 22. Great foyer staircase before finishing works



Bild 23. Montage große Foyertreppe (© 2014, HOCHTIEF)
Fig. 23. Erection of the great foyer staircase

und die der durchstoßenen Zwischendecke und steht auf der unteren Decke auf.

Da die Seitenwände stark nach außen geneigt sind und sich die Krümmung der Spirale kontinuierlich ändert, haben jeweils benachbarte Stiele immer eine andere Neigung (Bild 23). In der ursprünglich vorgesehenen Ausführung mit Doppel-T-Walzprofilen wären zur Krümmung der Horizontal- und Diagonalstäbe eine Verwindung um ihre Achse oder kontinuierlich wechselnde Anschlusswinkel an den Stielen hinzugekommen, so dass man sich entschied, für die Quer- und Diagonalstäbe auf einachsige gebogene Rohre zurückzugreifen, die mit der erforderlichen Genauigkeit gebogen werden konnten.

Da die Montage der Konstruktion zu einem Zeitpunkt erfolgen musste, als der Rohbau bereits einige Geschosse darüber erreicht hatte und die Einbaustelle damit nicht mehr mit schwerem Hebezeug von außen zugänglich war, musste die große Foyertreppe in Einzelbaugruppen mit überschaubarem Stückgewicht vorgefertigt werden, die dann mit Kettenzügen in ihre Endposition gebracht werden konnten. Dazu wurden die Stiele in jeweils zwei U-Profile geteilt, zwischen je zwei benachbarte halbe Stiele bereits in der Werkstatt alle anschließenden Stäbe eingeschweißt und so zu steifen Einzelsegmenten verbunden.

Der zur Verfügung stehende Konstruktionskorridor der Stahlkonstruktion innerhalb der Ausbauschaalen ließ keine großen Möglichkeiten für Montagetoleranzen zu, so dass die gesamte schlanke Konstruktion vor Auslieferung zur Baustelle auf dem Werkstatt-Gelände der ausführenden Firma HASLINGER Stahlbau in Feldkirchen/Österreich probemontiert wurde, um eine gute Passung zu gewährleisten.

2.4 Eckabfangträger West – Auflast aus 16 Geschossen

An der Schnittstelle zwischen der historischen Kaispeicher-Backstein-Fassade und dem oberen glasummantelten Neubau befindet sich der öffentlich zugängliche Plaza-Bereich, von dem aus man den Ausblick auf Hamburg genießen kann. Dieser Übergang ist als Fuge ausgebildet, so dass die äußerste Stützenreihe am Gebäuderand komplett fehlt. Die Vertikalkräfte mussten also über einen Umweg in die Fundamente gebracht werden. Die Tragwerksplaner haben dies durch Hochhängen von zwei Geschossdecken über Stahlrohr-Zughänger gelöst. An den Aufhängepunkten werden die Zuglasten unten und die Drucklasten der Geschosse darüber eingesammelt und über schräge Stahlverbundstützen nach unten auf die zweite Stützenreihe hinter dem Gebäuderand zurückgeführt.

In den Gebäudeecken ergibt sich die geometrische Schwierigkeit, jeweils drei Randstützen auf eine einzige dahinterliegende Stütze zu konzentrieren. Um hier nicht drei Druckdiagonalen mit einer Vertikalstütze in einem Punkt verschmelzen zu müssen, haben die Ingenieure an der schmalen Westseite des Gebäudes einen um die Gebäudeecken verlaufenden 3 m hohen Fachwerkträger entwickelt. Dieser ist unter dem Rand der darüberliegenden Geschossdecke aufgehängt, ohne jegliche Abstützung auf die darunterliegende Geschossdecke. Die Eckstützen, welche die Lasten der 16 Geschosse darüber zu tragen haben, stehen auf dem Fachwerkträger. Diese Lasten werden durch den Fachwerkträger querverteilt, über die benachbarten Knotenpunkte wieder drei Geschosse nach oben gehängt und von dort über

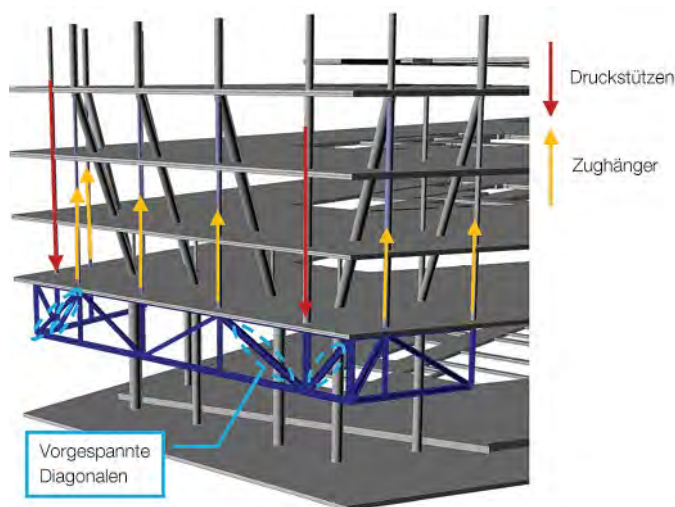


Bild 24. Statisches System des Eckabfangträgers im Endzustand (© 2014, HOCHTIEF)

Fig. 24. Structural system of the corner transfer truss at final stage

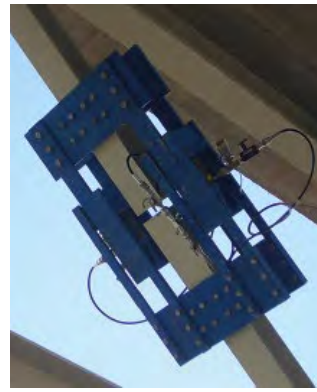


Bild 25. Hilfskonstruktion mit Hydraulikpressen zum Vorspannen (© 2014, HOCHTIEF)

Fig. 25. Auxiliary structure with hydraulic jacks for prestressing

Druckdiagonalen in Form von Stahlverbundstützen (Rohre bis zu \varnothing 559 mm mit eingestellten Voll-Rundquerschnitten \varnothing 160 mm) in die zweite Stützenreihe abgeleitet (Bild 24).

Eine besondere Herausforderung stellte auch die Montage der verformungsempfindlichen Glas-Fassade dar, die bereits erfolgen musste, während die Rohbauarbeiten in den oberen Geschossen noch in vollem Gange waren. Durch die während des Baufortschrittes ständig steigenden Eigengewichtslasten waren entsprechende Verformungszuwächse im Stahlbau des Eckabfangträgers zu erwarten, die nicht mehr durch Nachjustieren der bereits montierten Fassadenelemente aufgefangen werden können. Das Tragwerkskonzept sah ein gezieltes Vorspannen von vier Fachwerkdiagonalen vor. Damit wurde diesen Verformungen aktiv entgegen gewirkt. Zur Vorspannung der betreffenden Stäbe verblieb zunächst eine Lücke im jeweiligen Stab, die durch überlappende Jochkonstruktionen so überbrückt wurde, dass mit Druck auf die eingesetzten Hydraulikzylinder genau definierte Stab-Zugkräfte aufgebracht werden konnten (Bild 25).

Da die Geschosse oberhalb des Eckabfangträgers über einen Zeitraum von etwa 15 Monaten erstellt wurden, war es erforderlich, die Vorspannung der Stäbe in mehreren Etappen zu erhöhen. Nach Erstellung von jeweils drei Geschossen wurde die Vorspannung so weit erhöht, dass ein rechnerischer Ausgleich der Verformung aus dem Eigengewichtszuwachs geschaffen wurde. Nach insgesamt sechs Vorspann-Vorgängen wurden so in den einzelnen Diagonalstäben Zugkräfte von bis zu 2 100 kN aufgebracht. Nach Abschluss der Rohbauarbeiten wurden die freien Enden der Diagonalen verschweißt und die Hydraulikzylinder mit den Jochen ausgebaut. Eine enge vermessungstechnische Überwachung der Deckenränder konnte in der Ausführungspraxis zeigen, dass mit dieser Maßnahme die Verformungen tatsächlich in einem gut verträglichen und erwarteten Bereich lagen.

Autoren dieses Beitrages:

Dipl.-Ing. Stefan Böhling, boehling@spannverbund.de,
spannverbund GmbH,
Auf der Lind 13,
65520 Waldems

Dipl.-Ing. Boris Klaas, boris.klaas@hochtief.de,
Dipl.-Ing. (FH) Tino Socher, tino.socher@hochtief.de,
HOCHTIEF Solutions AG,
Alfredstraße 236, 45133 Essen