114. Jahrgang Mai 2019, S. 346 - 355 ISSN 0005-9900 A 1740

Sonderdruck

Beton- und Stahlbetonbau



Neuland in Planung und Realisierung: Die Kelchstützen des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs

Roland Bechmann Angelika Schmid Torsten Noack Werner Sobek





Neuland in Planung und Realisierung: Die Kelchstützen des neuen Stuttgarter Hauptbahnhofs

Im Rahmen des Bahnprojekts Stuttgart–Ulm wird der Stuttgarter Hauptbahnhof komplett umgebaut und erneuert. Der alte Kopfbahnhof wird hierbei durch einen unterirdischen Durchgangsbahnhof ersetzt. Wesentliches Gestaltungselement der neuen Bahnsteighalle sind die sogenannten Kelchstützen. Diese tragen nicht nur das Schalendach, sondern dienen auch der natürlichen Belichtung und Belüftung des Innenraums. Der vorliegende Beitrag beschreibt Formfindung und Berechnung dieser einzigartigen Geometrien und erläutert, wie durch die Tragwerksplanung eine technisch und ökonomisch nachhaltige Umsetzung ermöglicht wurde.

1 Einleitung

Der Wettbewerb für den Neubau des Stuttgarter Hauptbahnhofs wurde 1997 entschieden – aus unterschiedlichen Gründen dauerte es aber mehr als zehn Jahre (Februar 2010), bis tatsächlich mit der Realisierung begonnen werden konnte. Nach Abschluss der vorbereitenden Gründungsarbeiten wird der tägliche Baufortschritt durch die aufgehenden Tragstrukturen nun besonders gut sichtbar. Hierdurch steigt auch das öffentliche Interesse an den diversen Aspekten der technischen Realisierung merklich. Diesem Interesse soll u.a. mit dem folgenden Artikel Rechnung getragen werden. Der Beitrag beUnchartered Waters for Engineers and Contractors Alike: Stuttgart's New Main Station and its Complex Geometry As part of the Stuttgart–Ulm railway project, Stuttgart Central Station is currently being completely refurbished and rebuilt. The old terminus station will be replaced by an underground through station. The so-called "Kelchstützen" (chalice-shaped columns) are a significant design element of the new underground station. These columns not only support the shell roof, but also provide natural lighting and ventilation for the interior. The present article describes the form finding and calculation of these unique geometries and explains how a technically and economically sustainable implementation was made possible by the structural engineers.

schreibt die Besonderheiten des Projekts aus Sicht der Tragwerksplaner. Der Fokus liegt hierbei v.a. auf der Massivbaukonstruktion des Dachs der Bahnsteighalle, die sich durch ihre einzigartige geometrische Ausbildung auszeichnet.

Das Bahnprojekt Stuttgart–Ulm ("S21") ist das größte Ausbaukonzept für den öffentlichen Schienenverkehr in Baden-Württemberg seit dem 19. Jahrhundert. Es umfasst neben dem Neubau von zahlreichen Tunneln und Trassen auch eine komplette Umgestaltung des Eisenbahnknotens Stuttgart: Der alte Kopfbahnhof wird durch einen unterirdischen Durchgangsbahnhof ersetzt. Das

 Bild 1
 a) Luftbild der Stuttgarter Innenstadt rund um den Hauptbahnhof

 b) Die durch den neuen Tiefbahnhof frei werdenden Flächen (hellorange markiert)

 a) Aerial photograph of Stuttgart city centre around the main railway station (Copyright: Landeshauptstadt Stuttgart)

 b) The areas freed up by the new underground station (marked in light orange) (Copyright: Landeshauptstadt Stuttgart/Werner Sobek, Stuttgart)





 Bild 2
 Die im vorliegenden Artikel benannten Bauwerke: 1) Tiefbahnhof,

 2) Stadtbahn-Haltestelle Staatsgalerie, 3) Bonatz-Bau

 The structures mentioned in this article: 1) underground station,

 2) tram stop Staatsgalerie, 3) Bonatz-Bau (Copyright: Landeshaupt-stadt Stuttgart / Werner Sobek, Stuttgart)

Herzstück des alten Bahnhofs (der sogenannte Bonatz-Bau) bleibt erhalten und verbindet auch weiterhin die Innenstadt mit den Gleisanlagen – durch die neue Streckenführung können künftig aber umfangreiche Gleisflächen im Zentrum Stuttgarts rückgebaut und durch Parkanlagen bzw. ein neues Stadtquartier für 11.000 Bewohner ersetzt werden. Insgesamt handelt es sich um eine Fläche von rund 100 Hektar. S21 ist somit nicht nur verkehrstechnisch, sondern auch hinsichtlich der Stadtentwicklung von großer Bedeutung für Stuttgart (Bilder 1a und 1b).

Die Architektur des neuen Stuttgarter Bahnhofs wurde vom Düsseldorfer Architekten Christoph Ingenhoven mit Unterstützung des Pritzker-Preisträgers FREI OTTO entwickelt. Zusammen konnten diese 1997 nach drei Auswahlrunden einen mit 126 Teilnehmern besetzten internationalen Wettbewerb für sich entscheiden. Ingenieurtechnisch wurden INGENHOVEN und OTTO im Rahmen des Wettbewerbs vom Ingenieurbüro Happold unterstützt, später auch vom Büro Leonhard, Andrä und Partner [1]. 1999 begann das Team mit den Vorplanungen zum Projekt. Das Büro Werner Sobek Stuttgart übernahm ab dem Jahr 2009 die Tragwerks- und Fassadenplanung für den neuen Tiefbahnhof sowie für den Umbau des Bonatz-Baus und den Neubau der angrenzenden Stadtbahn-Haltestelle Staatsgalerie [2, 3, 7] (Bild 2). Im Rahmen dieser Planung wurde die Entwurfsplanung technischen Anforderungen angepasst und die Genehmigungs- und Ausführungsplanung erstellt.

2 Der neue Tiefbahnhof

2.1 Städtebauliche Einbindung

Gemäß dem Entwurf von CHRISTOPH INGENHOVEN entsteht die neue Bahnsteighalle unmittelbar hinter dem historischen Bonatz-Bau. Die derzeit oberirdisch verlaufenden Gleise werden rückgebaut und durch neue Gleis-



Bild 3 Innenansicht der neuen Bahnsteighalle – die architektonische Bedeutung der Kelchstützen und der Lichtaugen ist gut sichtbar Interior view of the new platform hall – the architectural significance of the chalice-shaped columns is clearly visible (Copyright: Ingenhoven Architekten, Düsseldorf)

anlagen in Tunnelbauwerken ersetzt. Durch das Absenken der Gleisanlagen kann der Stuttgarter Schlosspark bis an die Rückseite des Bonatz-Baus herangeführt werden. Die bisher durch die Gleisanlagen getrennten Stadtteile Stuttgart-Ost und Stuttgart-Nord werden so nach mehr als 100 Jahren wieder fußläufig miteinander verbunden. Für Stuttgart ist das Projekt daher auch und insbesondere ein städtebauliches Projekt, das in Zeiten der zunehmenden Urbanisierung und Wohnraumknappheit ein erhebliches Entwicklungspotenzial bietet.

Damit auch die Stuttgarter City städtebaulich möglichst fließend an den neu entstehenden Innenstadtbereich nördlich des Bahnhofs angebunden wird, durfte das Dach der neuen Bahnsteighalle nicht zu hoch liegend angeordnet werden. Gleichzeitig musste der Tiefbahnhof aufgrund der Besonderheiten der Stuttgarter Topografie so positioniert werden, dass er am nordwestlichen Ende **oberhalb** der bestehenden S-Bahn-Tunnel liegt, die Tunnelbauwerke am südöstlichen Anschluss aber **unterhalb** der Konrad-Adenauer-Straße verlaufen. Die Bahnsteighalle kann daher nur mit einer begrenzten Konstruktionshöhe und einem leichten Gefälle realisiert werden. Gleichzeitig sollte der Tiefbahnhof aber eine offene und großzügige Atmosphäre bieten und durch Tageslicht beleuchtet werden (Bild 3).

2.2 Formfindung

Aus den o.g. Randbedingungen heraus entwickelte CHRIS-TOPH INGENHOVEN die einzigartige Geometrie des neuen Bahnhofs. Die Formfindung erfolgte in Zusammenarbeit mit FREI OTTO und orientierte sich an Methoden, die Letzterer bereits bei verschiedenen anderen Projekten (zum Beispiel beim deutschen Pavillon auf der Weltausstellung in Montreal im Jahr 1967) angewendet hatte. Mittels Seifenhaut- und Hängemodellen wurde eine Membranfläche erzeugt. Die so erzielte Geometrie ist eine



 Bild 4
 a) Untersicht der Stahl-Glas-Schale, die den Sonderkelch (Eingangsbauwerk) überspannt

 b) Aufsicht auf eines der Lichtaugen im erweiterten Stuttgarter Schlosspark

 a) Bottom view of the steel and glass shell spanning the special goblet (entrance building) (Copyright: Ingenhoven Architekten, Düsseldorf)

 b) Top view of one of the chalice-shaped columns in the extended Schlosspark in Stuttgart (Copyright: Ingenhoven Architekten, Düsseldorf)

Fläche, in der infolge der Eigengewichtslasten ein isotroper, gleichmäßiger Zugspannungsverlauf wirkt. Um singuläre Kräfte in diese Membranflächen einzuleiten, wird die Form mit Löchern (sogenannten Lichtaugen) versehen; so können Spannungsspitzen an den Lasteinleitungspunkten vermieden werden. Da bei der Stuttgarter Bahnhofshalle neben den Eigengewichtslasten zusätzlich eine erhebliche Auflast aus der neuen Parkanlage zu berücksichtigen war, ließ sich eine vorgespannte, zugbeanspruchte Seilnetzkonstruktion nicht realisieren [4].

Die von CHRISTOPH INGENHOVEN und FREI OTTO festgelegte Form wurde mithilfe der Hängemodelle "eingefroren" und entsprechend der sogenannten "Umkehrmethode" auf den Kopf gestellt (nota bene: Im Lauf der unterschiedlichen Planungsstufen wurde die anhand der Hängemodelle entwickelte Form immer wieder geringfügig manipuliert, um das Lichtraumprofil und die Aufstandsflächen der Kelche auf den Bahnsteigen zu optimieren). Durch diesen Formfindungsprozess konnte bei Spannweiten von ca. 36 m die Konstruktionshöhe der Halle begrenzt und der Materialverbrauch minimiert werden. Gleichzeitig ergab sich so die typische Geometrie der kelchartig geformten Stützen, die das Erscheinungsbild des neuen Tiefbahnhofs entscheidend prägen. Die Lichtaugen der Kelchstützen werden mit leichten Stahl-Glas-Schalen verschlossen; diese dienen der natürlichen Belüftung und Belichtung der Halle (Bilder 4a und 4b). Die Kelchstützen reflektieren durch ihre geschwungene Form das auf die helle Betonstruktur treffende Tageslicht weit in die Halle hinein. Ventilationsklappen in den Stahl-Glas-Schalen erlauben eine natürliche Belüftung und – durch den Luftaustausch mit den Tunnelröhren – auch eine natürliche Klimatisierung.

2.3 Die Geometrie des neuen Tiefbahnhofs

Die 420 m lange, 80 m breite und bis zu 12 m hohe Bahnsteighalle wird monolithisch in weißem Sichtbeton ausgeführt (Bilder 5a und 5b). Sie untergliedert sich in die Trogkonstruktion, das Schalendach und den Übergang zwischen Bahnhofshalle und Bonatzgebäude, den sogenannten Loungebereich. Die Deckenuntersicht des Schalendachs ist eine doppelt gekrümmte Fläche; die Bauteilstärken variieren entsprechend der Beanspruchung von 45 cm im Feldbereich bis zu 130 cm im Randbereich. Gestützt wird das Schalendach durch die Trogwände und



Bild 5 FE-Modell des Tiefbahnhofs

28 Kelchstützen. Diese Stützen können in drei Typen unterschieden werden:

- 1. 23 Regelkelche mit einem randverstärkenden Überzug an der Oberseite (die sogenannte Hutze)
- 2. Vier Flachkelche ohne Randverstärkung
- 3. Ein größerer Sonderkelch, der sich zur Innenstadt hin öffnet und einen Zugangsbereich bildet

Topografisch bedingt ist der Abstand zwischen Dach und Trog nicht durchgehend gleich groß, sondern variiert. Hierdurch verändert sich auch die Bauhöhe der Regelkelche. Die Kelchstützen werden im oberen Bereich immer mit annähernd gleicher Geometrie ausgeführt, damit die in der Herstellung sehr aufwendigen Schalungselemente wiederverwendet werden können. Die erforderliche Geometrieanpassung erfolgt deshalb im Fußbereich der Kelche, also in den ersten sechs Metern oberhalb der Trogkonstruktion durch drei verschiedene Kelchfußtypen. Jeder einzelne dieser Kelchfüße muss in unterschiedlicher Länge ausgeführt werden.

Die Geometrie des Schalendachs ist eine hochkomplexe Form aus antiklastisch gekrümmten Flächen. Mathematisch kann sie als Freiform bezeichnet werden, da es keine mathematischen Regelmäßigkeiten gibt, die sie beschreiben. Entwickelt ist die Form allerdings nicht frei; sie ist vielmehr eine hocheffiziente Leistungsform, die dem Verlauf der Kräfte folgt und die gesetzten Anforderungen an eine weitspannende und lichtdurchflutete Bahnsteighalle materialoptimiert umsetzt. Durch den gewählten Formfindungsprozess, der in der Natur vorkommenden physikalischen Selbstbildungsprozessen ähnelt, wirkt die Geometrie zeitlos.

Theoretisch müsste der Entwurfsprozess dazu führen, dass das Schalendach eine rein druckbeanspruchte Konstruktion ist, und damit nahezu keiner Stahlbewehrung bedürfte. Tatsächlich reduziert die gewählte Form die Zugkräfte und Momente der Struktur im Vergleich zu einer üblichen Form erheblich; allerdings wirken in der Realität viele zusätzliche Einflussfaktoren, die in der Modellbildung nicht anfallen. Dies sind vor allem das erhöhte Eigengewicht mit Erdauflast, die seitlichen Erdlasten (die in Querrichtung über eine Rahmenwirkung abgetragen werden), die angesetzten Erdbebenlasten und natürlich auch die aus Kriechen und Schwinden sowie Temperaturänderungen erzeugten Zugspannungen des mit dem Trog monolithisch verbundenen Baukörpers.

3 Berechnung und Bemessung der fugenlosen Massivkonstruktionen

3.1 Grundlagen

Der Tiefbahnhof besteht aus einem Trog aus Normalbeton und dem darauf fugenlos aufsetzenden Schalendach aus Weißbeton. Das gesamte Bauwerk ist als fugenlose Massivbaukonstruktion ausgelegt. Erst an den Übergängen zum Nord- und Südkopf finden sich Raumfugen. Die Anforderungen an den Massivbau sind durch die WU-Konstruktion des Troges und die Sichtbetonanforderungen (Sichtbetonklasse SB4) an die Weißbetonoberfläche des Schalendachs sehr hoch.

3.2 Zur Rolle der FE-Modelle

Für die Berechnung dieser komplexen und großen Struktur mussten verschiedene FE-Modelle erstellt werden. Dazu wurde die FE-Berechnungssoftware SOFiSTiK eingesetzt. Wesentlich für die Berechnung und Bemessung des Stahlbetons auf Basis des Eurocode 2 ist das Gesamtmodell der Bahnhofshalle. Für den Aufbau des FE-Modells des Schalendachs wurde auf das architektonische 3D-Modell zurückgegriffen. Das Modell im Übergabeformat 3dm (Rhinoceros) beschreibt exakt die Außen- und Innenflächen des Schalendachs. Aufgrund der ständigen Änderung der Krümmungen und Bauteilstärken über die Fläche musste im ersten Schritt eine geeignete Mittelfläche generiert werden. Dazu wurden eigene Skripte entwickelt; mithilfe dieser Skripte konnte die Fläche dann in Rhinoceros erzeugt werden. In einem zweiten Schritt wurde ein geeignetes FE-Netz auf dieser Fläche entwickelt. Im letzten Schritt wurden jeweils die Bauteildicken an den Knotenpositionen ermittelt und dem FE-Netz zugeordnet. Der notwendige Eingabecode für das Berechnungsprogramm wurde wiederum mittels Skripten direkt im 3D-Programm erzeugt.

Dabei konnten die Möglichkeiten von SOFiSTiK bei der Steuerung über den textbasierenden Code effektiv genutzt werden. Auch alle weiteren Schritte, wie Lasteingabe, Überlagerungsregeln und Berechnungsschritte, wurden direkt programmiert. Im FE-Gesamtmodell wurden die vorgesehenen Bewehrungsrichtungen bei der Definition der Koordinatensysteme bereits berücksichtigt. Zur Berechnung der Erdbebenlastfälle, welche auch komplexe Bauwerk-Boden-Interaktionen beinhalten, mussten speziell gelagerte Szenarien am Modell berechnet werden. Die Schnittgrößen dieser Sonderberechnungen wurden direkt in die Datenbank des Hauptmodells eingelesen und konnten auf diesem Weg mit überlagert werden.

Das Gesamtmodell liefert im Wesentlichen die bemessungsrelevanten Ergebnisse für die Lastkombinationen mit Effekten in der Längsrichtung, wie Schwinden und Temperatur. Um insbesondere die Gründungsdetails und die strukturierte Bodenplatte ausreichend genau zu erfassen, wurden für jeden Bauabschnitt zusätzliche Teilmodelle erstellt. Diese reichen jeweils über drei Bauabschnitte und weisen im Bereich der Bodenplatten eine feinere Vernetzung auf; sie enthalten zusätzlich Pfahlelemente zur Simulation der Gründungspfähle. Diese Teilmodelle können insbesondere zur detaillierten Bemessung der Trogkonstruktion herangezogen werden. Eine weitere wesentliche Aufgabe der jeweiligen Teilmodelle war der notwendige Abgleich mit dem zughörigen geotechnischen Modell. Die anspruchsvollen Bodenverhältnisse, deren Veränderungen über die Bauwerkslänge und nicht zuletzt der Schutz der mineralwasserführenden Schichten erforderten ein aussagekräftiges Halbraummodell. Dieses Modell, das vom Geotechniker CDM Smith betreut wurde, enthält neben den Pfählen und dem Trog auch ein vereinfachtes Schalendach. Für die Ermittlung von Bettungen und Pfahlfederwerten erfolgte eine Berechnung aller setzungsrelevanten Bauschritte, inkl. Aushub und Wasserhaltungsschritten. Im Anschluss erfolgt ein iterativer Abgleich mit dem jeweiligen Tragwerksmodell. Mit den Prüfinstanzen wurden die Kriterien hierfür festgelegt. Dabei müssen die Bodenplattenverschiebungen übereinstimmen und zugleich dürfen die Pfahlkräfte nur ca. 10% voneinander abweichen. Die komplexe Gründung und deren Berechnung zusammen mit dem anspruchsvollen Iterationsprozess wird in [5, 6] detailliert beschrieben.

Um die schrittweise Herstellung richtig zu erfassen, wurde durch weitere Unterteilung aus dem Gesamtmodell ein separates Bauphasenmodell erstellt, sodass die jeweiligen Herstellungsschritte mit dem CSM-Modul von SOFiSTiK gesteuert werden konnten. Im Modell werden die tragwerksrelevanten Bauphasen mit den jeweils vorhandenen Baubehelfsstützen abgebildet. Dabei wirken im Wesentlichen Eigenlasten, bauzeitliche Verkehrslasten und Temperaturlasten. Es zeigte sich, dass ein frei stehender Kelch ein deutlich vom Endzustand abweichendes Tragverhalten hat. Aufgrund der Massenverteilung wechselt das Anschlussmoment am Fußpunkt im Bauzustand das Vorzeichen im Vergleich zum Endzustand.

Neben den Modellen der Bahnhofshalle wurde ein zusätzliches FE-Modell für die Berechnung der im Bereich der vorhandenen S-Bahn-Tunnel erforderlichen Überbrückung erstellt. Es erlaubt die Berechnung der stark gegliederten Konstruktion in Form einer Spannbetonplatte mit Längs- und Querspanngliedern. Der Schwerpunkt der Berechnung liegt in der schrittweisen Vorspannung im Laufe des Herstellungsprozesses des Schalendachs, insbesondere da zwei Kelche direkt auf der Brückenkonstruktion angeordnet sind.

Die vorgestellten Modelle erlaubten eine umfassende Berechnung der komplexen Tragstruktur im Rahmen der Genehmigungs- und Ausführungsplanung.

3.3 Das Normenumfeld

Aufgrund der Besonderheiten der Bahnhofshalle in Bezug auf die Geometrie- sowie die Nutzungsanforderungen ergab sich ein komplexes Normenumfeld. Die eindeutige Zuordnung zu einem einzelnen Normenwerk war insofern nicht möglich. Im Rahmen der Genehmigungsplanung wurde die Normensituation für alle relevanten Lastfälle analysiert; hieraus wurden dann gemeinsam mit dem Bauherrn ingenieurmäßige Lastansätze entwickelt. Das Bemessungskonzept wurde mit den beteiligten Prüfinstanzen abgestimmt und war Grundlage der Genehmigungsplanung. Beispiele für solche wichtigen Lastansätze sind unter anderem eine wirklichkeitsnahe BauwerkBoden-Interaktion, die Temperaturlasten oder der Erdbebennachweis. Für den Nachweis des konstruktiven Brandschutzes erfolgte ein Großbrandversuch in Anlehnung an die RIL 853. Ein Probekörper mit typischer Krümmung und einer mittleren Belastung wurde mit der EBA-Brandkurve beaufschlagt. Durch diesen Brandversuch wurde nachgewiesen, dass durch den Zusatz von ca. 2 kg PP-Fasern pro Kubikmeter Weißbeton im Brandfall nur relativ geringe Abplatzungen zu erwarten sind.

4 Weitere Grundlagen für die Umsetzung

Neben der Geometrie stellte v.a. die vom Architekten geforderte Weißfärbung des Betons besondere Herausforderungen an Planer und ausführende Unternehmen. In typischen Bauteilen des Hochbaus würde ein klassischer Weißzement zum Einsatz kommen. Solche Portlandzemente (CEM I) sind gut verfügbar, haben aber eine vergleichsweise hohe Wärmeentwicklung im Hydratationsprozess. Diese Eigenschaft ist aufgrund der stark variierenden Bauteildicken und insbesondere in Bauteilen mit großen Abmessungen (wie z.B. den Kelchfüßen) problematisch. Die Temperaturentwicklung von reinem CEM I würde das geplante Maß von ca. 65°C im Kern deutlich übersteigen. Zur Senkung der Temperatur wurden verschiedenste Rezepturen entwickelt und mit allen Beteiligten bewertet und diskutiert. Die Wahl fiel schließlich auf eine Mischung aus CEM I und CEM III. Die Zugabe eines Hochofenzements mit geringer Wärmeentwicklung wegen hoher Anteile an Hüttensandmehlen führte zu einer Begrenzung der Kerntemperatur auf das gewünschte Maß. Ein negativer Begleiteffekt ist die mögliche Blauverfärbung der Oberflächen unter Luftabschluss - dem wird durch ein schnelles Ausschalen begegnet.

Die komplexe Form der Kelche erforderte in den gesamten Kelchinnenflächen großflächige Deckschalungen (trotz teilweise geringer Restneigung in den oberen Bereichen). Die Kelchform führte so alle Beteiligten an die Grenzen des technisch Machbaren. Eine besondere Herausforderung war die Entlüftung der Oberflächen bei der Betonage. Die Bildung von Hohlräumen wurde im Wesentlichen durch eine fließfähige Konsistenz F5 der eigens entwickelten Rezeptur und einen mäßigen Rüttlereinsatz verhindert. Auf dem Weg zur Betonrezeptur wurden zahlreiche kleine und große Probekörper betoniert und bewertet.

5 Ausführungsplanung und Herstellung der Kelchstützen

5.1 Die Bedeutung der 3D-Modellierung

Aufgrund der hohen geometrischen Komplexität des Schalendachs musste dieses komplett in 3D geplant werden. Für die Erstellung der Rohbauplanung wurde das Programm Rhinoceros eingesetzt, mit dem sich alle komplexen Freiformflächen in 3D abbilden ließen. Dieses 3D-Modell wurde von den Architekten und den Tragwerks-



Bild 6 Schematische Darstellung der Bewehrung einer Kelchstütze samt Fuß Schematic representation of the reinforcement of a chalice-shaped column (Copyright: Werner Sobek, Stuttgart)



Bild 8 Darstellung der Bewehrungsspuren im Rhinoceros-Modell Representation of the reinforcement traces in the Rhinoceros model (Copyright: Werner Sobek, Stuttgart)

planern gemeinsam entwickelt. Das Modell enthält neben der Geometrie auch alle weiteren Rohbauinformationen. Auf einzelnen Layern sind die Schalhautfugen und Koordinaten von Einbauteilen integriert. Das Modell ist auch Grundlage der gut 600 Rohbaupläne des Schalendachs. Die Rohbaupläne sind achsweise sowie in einzelne Bauteile wie "Kelchstütze" oder "Schwindgasse" unterteilt. Sie beinhalten ein Abbild des 3D-Modells sowie Koordinaten im Gauss-Krüger-System. Das Abbild wird mittels mehrerer Schnitte durch die Bauteile erzeugt. Die Koordinaten beschreiben die komplexe Geometrie eindeutig und sind maßgebend für die Herstellung des Schalendachs. Es wird nicht, wie sonst im Hochbau üblich, mit Maßketten gearbeitet. Das 3D-Modell wird ebenso zur Entwicklung der Schalungskonstruktion durch die ausführende Firma verwendet. Die Schalungskörper werden aus der 3D-Geometrie hergeleitet und dann in 3D gefräst.

Das 3D-Modell dient darüber hinaus als Grundlage der Bewehrungsplanung (Bild 6). Die hohe Komplexität der Bewehrungsplanung des Schalendachs äußert sich im Wesentlichen in folgenden Randbedingungen:

 Komplexe Geometrie mit ständig variierender Bauteildicke, synklastisch und antiklastisch gekrümmten Bereichen sowie Kombination von kreisförmigen (im Bereich der Kelche) mit orthogonalen (im Bereich der Decken und Wände) Bewehrungssystemen; dies führt zu komplexen Übergangs- und Übergreifungsbereichen mit mehrfachen Kröpfungen und Krümmungen (Bilder 7a, 7b und 10)

- Hohe Anforderungen an die sichtbare Oberfläche und damit Erfordernis geringer Abweichungen in der Betondeckung und hoher Anspruch an die Genauigkeit der Biegeformen
- Fertigungstechnisch bedingt: eine begrenzte Genauigkeit bei der Herstellung komplexer Biegeformen der Bewehrungsstäbe

Anhand des 3D-Modells wurden aufgrund der oben genannten Randbedingungen parallel zur Oberfläche sogenannte Spuren (d. h. Bewehrungsachsen) erzeugt und modifiziert. Hierfür wird das Programm Rhinoceros in Kombination mit Grashopper und C# verwendet (Bild 8). Die Ausgangsspuren bestehen aus Splines und wären in dieser Form nicht wirtschaftlich herstellbar. Insofern musste im ersten Schritt eine Vereinfachung der Geometrie erfolgen. Die mit der ausführenden Firma abgestimmten Biegeformen sind Bogenzüge mit bis zu drei Bögen und Polygonen. Mithilfe eigens entwickelter Skripte erfolgte eine parametrisierte Vereinfachung und Gruppierung von Stabformen.



 Bild 7
 a) Blick in die Bewehrung am oberen Rand einer Kelchstütze

 b) Blick auf das Bewehrungsmodell im Bereich der Hutzen-Sonderbügel

 a) View into the reinforcement at the upper edge of a chalice-shaped column (Copyright: Werner Sobek, Stuttgart)

 b) View of the reinforcement model in the area of the special scoop hangers (Copyright Werner Sobek, Stuttgart)

Die Software-Werkzeuge ermöglichen auch eine Visualisierung in 3D. Die finalen Spuren wurden in das 3D-Bewehrungsprogramm Allplan/Nemetschek eingelesen und dort zu einem Gesamt-Bewehrungsmodell inklusive aller Stabeigenschaften, bewehrungsrelevanter Einlegeteile sowie Betonier- und Rüttelwendeln verarbeitet.

5.2 Bewehrung – von der Planung zur Produktion

Bei der Generierung der einzelnen Stäbe mussten hinsichtlich der Herstellbarkeit sowohl das elastisch-plastische Verhalten des Bewehrungsstahls als auch die Eigenschaften der Biegemaschine beim Biegeprozess berücksichtigt werden. Es galt, nicht herstellbare Biegeformen in der Planung auszuschließen und komplexe Biegeformen (z.B. Stäbe, die in zwei verschiedene Ebenen gebogen sind) generell auf ein Minimum zu beschränken. Hierfür wurden zwischen Tragwerksplaner und ausführender Firma die Machbarkeit der Herstellung solcher Formen bzw. mögliche Vereinfachungen anhand von umfangreichen Versuchen abgestimmt. Hierzu zählten z.B. Versuche, ab welchem Krümmungsradius ein Stab bestimmter Dicke überhaupt vorab gebogen werden muss bzw. bis wann er bei Bedarf vor Ort händisch in seine Sollgeometrie gebracht werden kann. Es wurden Toleranzen abgestimmt, innerhalb derer die Bewehrungsstäbe variieren dürfen. Hierfür wurden mit dem Biegebetrieb Folgen an Radien und Knicken der Betonstahlbewehrung abgestimmt, die mit hinreichend geringen Toleranzen herstellbar sind.

Anhand dieses ausgeklügelten 3D-Bewehrungsmodells erfolgt eine Kollisionskontrolle, anschließend werden die Bewehrungspläne erzeugt. Komplexe Biegeformen werden bei Bedarf händisch nachbearbeitet. Weiterhin wurde zur Gewinnung vertiefter Erkenntnisse ein sogenannter Musterkelch erstellt. Dieser stellt ein Segment (genauer gesagt: ein Sechstel) eines typischen Innenkelchs im Maßstab 1:1 dar. Dieser wurde hinsichtlich Bewehrungsverlegung, Betonmischung, Einbring- und Rüttelöffnungen etc. originalgetreu geplant und umgesetzt, um die Herstellbarkeit zu testen und um die Qualität der daraus resultierenden Betonoberfläche beurteilen zu können. Die hierbei gewonnenen Erkenntnisse hinsichtlich Betonmischung und Bewehrung flossen dann in die weitere Planung ein.

Die Bewehrungsplanung eines typischen Innenkelchs mit einer Bewehrungsmasse von ca. 300 to hat einen Umfang von 350 DIN-A0-Plänen. Diese beinhalten sowohl Verlegepläne als auch Pläne mit Biegeformen. Je Kelch treten ca. 1.500 verschiedene Positionen auf. Ein typischer Randkelch inkl. oberer Wand (mit ca. 350 to Bewehrungsstahl) umfasst 400 Pläne. Das gesamte Schalendach wird auf ca. 12.000 Bewehrungsplänen dargestellt.

Um die exakte Positionierung der Bewehrungsstäbe auf der Baustelle zu gewährleisten, werden Gauss-Krüger-Koordinaten verwendet. Jedes Bauteil des Schalendachs erhält ergänzend zu den Bewehrungsplänen eine Koordinatenliste. Diese ermöglicht dem Unternehmen, mithilfe



Bild 9 Die Bewehrung eines Kelchfußes The reinforcement of the base of a chalice-shaped column (Copyright: ACHIM BIRNBAUM, Stuttgart)

eines Vermessers die Leitstäbe exakt einzumessen und weitere Eisen entsprechend dazwischen zu platzieren. Weiterhin werden in den Bewehrungsplänen Stabanfang und -ende definiert. Dies übernimmt der Biegebetrieb mittels einer farblichen Markierung am Stab zusätzlich zur Positionsnummer, die an jedem einzelnen Stab festgebunden wird. Ohne diese eindeutige Markierung ist ein Bewehrungsstab auf der Baustelle nutzlos, da nicht korrekt zuordenbar.

5.3 Einsatz von 3D-Daten auf der Baustelle

Das von Werner Sobek entwickelte 3D-Bewehrungsmodell ist nicht nur Grundlage der Bewehrungspläne, sondern bedeutet für die Baustelle eine weitere Hilfestellung in Form von 3D-Daten, die direkt vor Ort eingesehen werden können. Die ausführenden Unternehmen haben in einem Container direkt neben dem Einbauort die Möglichkeit, sich jederzeit am Computer die Lage einzelner Stabpositionen in 3D vor Augen zu führen und so den korrekten Einbau zu überprüfen (Bild 9).

5.4 Besonderheiten der Bewehrungsplanung – die Hutze

Eine Besonderheit innerhalb der Bewehrungsplanung stellt die sogenannte Hutze dar (Bild 10). Dieser Begriff bezeichnet die Aufkantung entlang der Kelchoberseite, die das Lichtauge einfasst und trägt. Hier werden zum einen große Kräfte aus der Stahl-Glas-Konstruktion des Lichtauges in den Massivbau eingeleitet. Weiterhin kommt es oberhalb der sogenannten Kelchschulter zu einer Konzentration von Kräften in Form eines Stützmoments. Dieser Bereich muss trägerartig bewehrt werden, wobei es lokal zu großen Bewehrungsmengen kommt. Es müssen geschlossene Bügel mit Durchmesser 32 mm ringförmig angeordnet werden. Um die ebenfalls nicht geringe Menge tangential verlaufender Bewehrung von oben einbauen zu können bzw. nicht aufwendig einfädeln zu



Bild 10 Aufsicht auf die Bewehrungsarbeiten an einem Regelkelch Top view of the reinforcement work (Copyright: ACHIM BIRNBAUM, Stuttgart)

müssen, sollten die Bügel im Bauzustand oben offen gehalten und erst kurz vor Betonage verschlossen werden. Hierfür wurden Sonderbügel entwickelt, deren U-Form an den Enden je ein Stahleinbauteil zum einfachen Schließen mittels Querstab aufweist (Bild 7b). Diese Stahleinbauteile werden an den U-förmigen Bügel angeschweißt und stellen über vorhandene Gewinde und Kalottenscheiben sicher, dass die guerverlaufenden Gewindestäbe mit ausreichend Toleranz hinsichtlich Länge und Winkel eingebaut werden können. Weitere Besonderheit eines Teils dieser Sonderbügel ist eine daran angeschlossene und nach oben aus der Hutze herausstehende Blechfahne, die mittels Bohrungen dem Anschluss der Stahlkonstruktion des Lichtauges dient. Um auch hier die notwendige Einbaugenauigkeit zu erreichen, wird erneut mit Gauss-Krüger-Koordinaten gearbeitet.

5.5 Schalung und Betoniervorgang

Neben der Bewehrung und den zugehörigen Einbauteilen sind bei solch einer komplexen geometrischen Struktur auch die Schalungsherstellung, die Betonage sowie das Ausschalen und Unterstützen der Konstruktionen detailliert zu planen und umzusetzen. Für die Schalungsplanung verwendete das ausführende Unternehmen als Grundlage das eingangs beschriebene 3D-Rhino-Modell aus der Tragwerksplanung. Auf Basis des erstellten Schalungsmodells werden je Kelch-Schalsatz ca. 600 Elemente aus verleimten Holzplatten computergesteuert gefräst, geschliffen und mit GFK-verstärkten Kunstharzschichten mehrlagig verstärkt. Aufgrund dieses aufwendigen Herstellungsverfahrens war die Möglichkeit der Wiederverwendung der Schalungselemente ein wichtiger Beitrag zur ökonomischen und ökologischen Nachhaltigkeit des Projekts. Sämtliche Kelchstützen werden mittels drei Schalsätzen hergestellt, die je nach Geometrie in einzelnen Elementen variiert werden können.

Bei der Betonage ist neben der Betonmischung der Betoniervorgang selbst von großer Bedeutung. Die Betonierund Rüttelöffnungen wurden bereits im Zuge der Bewehrungsplanung abgestimmt und in die Bewehrungspläne integriert. Beim Einbau der Bewehrung werden Rüttler und Betonierschläuche bereits in den Bewehrungskorb integriert. Bei der Betonage werden sie entsprechend dem Anstieg des Betonspiegels herausgezogen. Die Betoniergeschwindigkeit sowie die Rüttelintensität wurden vorher festgelegt und müssen für eine perfekte Sichtbetonfläche genau eingehalten werden. In den nicht einsehbaren Bereichen erfolgt eine Überwachung des Betonsteigverhaltens mittels Videokameras im Inneren der Schalung. Um sicherzustellen, dass der Beton konstant in der Schalung ansteigt, werden große Bauteile außerhalb des Berufsverkehrs betoniert; eine zweite Mischanlage ist stets in Einsatzbereitschaft. Eine Unterbrechung der Betonage würde ansonsten zu Schichtmustern an der Oberfläche führen

Das Ausschalen beginnt nach Erreichen der Mindestbetonfestigkeit, d.h. in der Regel nach ca. drei Tagen. So wird sichergestellt, dass die Betonoberfläche so früh wie möglich mit Sauerstoff in Kontakt kommt und keine unerwünschte Blaufärbung des Betons eintritt (Bild 11). Nach dem Ausschalen werden temporäre Stützelemente angebracht. Hierbei handelt es sich um ca. 12 m lange quadratische Stahlstützen mit unterschiedlichen Wanddicken, die kreisförmig um die Kelchachse angeordnet sind; diese verhindern ein Kippen sowie zu große Verformungen entlang der Kelchränder im Bauzustand (Bild 12). Der obere Anschluss erfolgt mittels Einschubdorn als gelenkiges Auflager; dieser Dorn wurde aufgrund der Sichtbetonanforderungen minimalistisch angelegt. Auch die Dimensionierung der temporären Stützen erfolgte durch die Tragwerksplaner mittels des FE-Bauphasenmodells; die Steifigkeit wird hierbei so lange variiert, bis Last und Verformung in optimalem Verhältnis stehen.

Die Ausführungsplanung des Troges ist zwar geometrisch weniger komplex als die des Schalendachs, aufgrund



Bild 11 Blick in das Lichtauge einer Kelchstütze View into the opening at the top of a chalice-shaped column (Copyright: HG Esch, Hennef)



Bild 12 Temporäre Stützelemente am ausgeschalten Baukörper View of the temporary support elements (Copyright: ACHIM BIRNBAUM, Stuttgart)

der extrem hohen Zahl der Einbauten sowie des hohen Bewehrungsgrads jedoch ebenso sehr anspruchsvoll. So sind für die Rohbauplanung des Troges ca. 850 Pläne vorgesehen, aufgrund der Informationsdichte teilweise in einem Maßstab von 1:25. In der Summe weist der Trog mit ca. 19.300 t eine etwas größere Gesamtbewehrungsmenge als das Schalendach (ca. 17.100 t) auf. Der Einsatz von Gauss-Krüger-Koordinaten analog dem Schalendach erfolgt auch im Trog an gekrümmten Bereichen, wie an den Übergängen zu Nord- und Südkopf sowie beim S-Bahn-Abgang. Diese komplexen Planungsaufgaben können und sollen aber aus Platzgründen in einem eigenen Beitrag dargestellt werden, ebenso wie verschiedene andere interessante Teilprojekte des Bahnhofsbaus, so z.B. die Umbauarbeiten im Bonatz-Bau, der Neubau der Stadtbahn-Haltestelle Staatsgalerie [7], die vorgespannte Überbrückung des S-Bahn-Tunnels oder die diversen Eingangsbauwerke.

Literatur

- GERHARD SEIFRIED; DIETER SANDNER; DANIEL MOK: Stuttgart 21, Formentwicklung und Modellierung der neuen Bahnhofshalle. SOFiSTiK Seminar Lectures, 07.05.2004. http://netzwerke-21.de/wordpress/wp-content/uploads/ v03_lap.pdf (aufgerufen am 28.2.2019 um 18:15).
- [2] LUCIO BLANDINI; ALBERT SCHUSTER; WERNER SOBEK: The Railway Station "Stuttgart 21". Structural Modelling and Fabrication of Double Curved Concrete Surfaces. In: Geng-NAGEL, CHRISTOPH; KILIAN, AXEL; PALZ, NORBERT; SCHEU-RER, FABIAN (Hg.): Computational Design Modelling. Proceedings of the Design Modelling Symposium Berlin 2011. Berlin: Springer, 2011. S. 217–224.
- [3] LUCIO BLANDINI; TORSTEN NOACK; ALBERT SCHUSTER; WER-NER SOBEK: Structural Modelling of the Railway Station "Stuttgart 21". SOFISTIK Seminar, 2012 Köln, Tagungsband V14-1 bis V14-7.
- [4] ULF MEYER; ROLAND BECHMANN; TORSTEN NOACK; MICHA-EL BAUER; ULRICH LETZ: *Minimierte Konstruktion – maxi*-

6 Fazit und Ausblick

Mit der neuen Bahnsteighalle wird in Stuttgart derzeit eine der bis dato weltweit anspruchsvollsten Massivbaukonstruktionen realisiert. Die hohe statische Belastung infolge der Auflasten, die schwierige Gründungssituation und vor allem die komplexe, doppelt gekrümmte Geometrie erforderten einen neuen digitalen Planungsansatz. Mit dem Projekt Stuttgart 21 werden die vorab beschriebenen Planungsmethoden aus dem Nischenbereich von Sonderprojekten herausgehoben und bei einem der größten europäischen Infrastrukturprojekte erfolgreich angewandt (Tab. 1). Während insbesondere zu Planungsbeginn viele der Ansätze erst entwickelt werden mussten, haben mittlerweile mehrere Softwarehersteller nachgezogen und implementieren diese Herangehensweise und den digitalen Workflow schrittweise in ihre Programme. Gleichzeitig wächst nicht nur bei Planern, sondern auch bei den ausführenden Firmen das Wissen darum, wie komplexe Geometrien realisiert werden können. Mit einem zunehmenden Grad der Automatisierung in Planung und Fertigung werden auch die Baukosten für solche Konstruktionen weiter sinken. Dies wird Planern erlauben, Formen und Geometrien zu entwickeln, bei dem die Reduktion des Material- und Ressourcenverbrauches wieder stärker in den Fokus rückt. In Zeiten zunehmender Ressourcenknappheit sollte diese Prämisse konsequent verfolgt werden.

Tab. 1 Wichtigste Baubeteiligte Main participants

Bauherr	DB Projekt Stuttgart–Ulm GmbH, Stuttgart
Architekt	Ingenhoven Architekten, Düsseldorf
Tragwerksplaner (Leistungsphasen 3–8):	Werner Sobek Stuttgart AG, Stuttgart
Generalunternehmer	Ed. Züblin AG, Stuttgart

male Effekte. Zum Entwurf für den neuen Hauptbahnhof Stuttgart. In: Bautechnik 90 (2013), Heft 8, S. 520–525.

- [5] GERD MAITSCHKE; ROLAND BECHMANN: Hauptbahnhof Stuttgart – Nachhaltiges Gründungskonzept und gesamthafte statische Berechnung der Bahnhofshalle. 33. Baugrundtagung der DGGT (23.–26. September 2014), Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., S. 55–59.
- [6] ALEXANDER MÜHL; MICHAEL BRUNNER; RENE LUNA; CLE-MENS NEUGART; TORSTEN NOACK: Numerical Calculations for Foundation and Structure of the Main Station Stuttgart S21. In: JÜRGEN GRABE (Hg.): Conference Proceedings of Workshop on Numerical Methods in Geotechnics 2017. Hamburg 2017, S. 257–280.
- [7] ANGELIKA SCHMID; CHRISTOPH HOLZINGER; BERND SCHRÖ-DER: Besonderheiten beim Neubau der Stadtbahnhaltestelle Staatsgalerie in Stuttgart aus der teilweisen Lagerung oberhalb des Fernbahnhofs. In: 49 Forschung + Praxis: STUVA-Tagung 2017, S. 257–260.

Autoren



Dipl.-Ing. Roland Bechmann Werner Sobek Stuttgart AG Albstr. 14 70597 Stuttgart mail@wernersobek.com



Dipl.-Ing. Angelika Schmid Werner Sobek Stuttgart AG Albstr. 14 70597 Stuttgart mail@wernersobek.com



Dipl.-Ing. Torsten Noack Werner Sobek Stuttgart AG Albstr. 14 70597 Stuttgart mail@wernersobek.com



Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Dr. h.c. Werner Sobek Werner Sobek Stuttgart AG Albstr. 14 70597 Stuttgart mail@wernersobek.com

Werner Sobek Group

Albstraße 14 70597 Stuttgart Germany Tel +49.711.76750-0 Fax +49.711.76750-44 mail@wernersobek.com

Werner Sobek Stuttgart

Albstraße 14 70597 Stuttgart Germany Tel +49.711.76750-0 Fax +49.711.76750-44 stuttgart@wernersobek.com

Werner Sobek Design

Albstraße 14 70597 Stuttgart Germany Tel +49.711.76750-0 Fax +49.711.76750-44 design@wernersobek.com

WSGreenTechnologies

Albstraße 14 70597 Stuttgart Germany Tel +49.711.76750-0 Fax +49.711.76750-44 greentech@wernersobek.com

Ingenieurbüro htp GmbH

Rosenbrunnenstraße 8 69469 Weinheim Germany Tel +49.62 01.2 90 90-0 Fax +49.62 01.2 90 90-20 info@buerohtp.de

Werner Sobek Berlin

Kurfürstendamm 216 10719 Berlin Germany Tel +49.30.4036372-50 berlin@wernersobek.com

Werner Sobek Buenos Aires

1933 Armenia, Piso 3, K Buenos Aires CABA, C1414DKO Argentina Tel +54.911.25 03 12 02 buenosaires@wernersobek.com

Werner Sobek Dubai

City Tower 2, Office Unit 1602 C Sheikh Zayed Road P.O. Box 119553 Dubai, UAE Tel +971.4.3 42 55 01 Fax +971.4.3 27 57 65 dubai@wernersobek.com

Werner Sobek Frankfurt

Darmstädter Landstraße 125 60598 Frankfurt am Main Germany Tel +49.69.42 69 59-0 Fax +49.69.42 69 59-44 frankfurt@wernersobek.com

Werner Sobek Istanbul

Mimarlık Mühendislik ve Danışmanlık Tic.Ltd.Şti. I Tower Plaza Merkez Mah. Akar Caddesi No:3 Kat:25 Ofis No:174 34381 Bomonti-Şişli/Istanbul Turkey Tel +90.212.6329582 Fax +90.212.8090472 istanbul@wernersobek.com

Werner Sobek Moskwa

Malaya Dmitrovka, 20 127006 Moscow Russia Tel +7.495.7 8072-29 Fax +7.495.7 8072-30 moskwa@wernersobek.com

Werner Sobek New York

138 Spring Street, 2nd Floor New York, NY 10012 USA Tel +1.212.58 80-233 Fax +1.212.58 80-826 newyork@wernersobek.com