DOI: 10.1002/best.202200114

Heinz Stalder

Klare Struktur, komplexes Tragwerk – Neubau Bahnhofplatz 1, Altdorf

In Altdorf (CH) entstand mit dem neuen Dienstleistungsgebäude der Urner Kantonalbank, welches gleichzeitig als Bahnhofsgebäude fungiert, ein neues Zentrum für den öffentlichen Verkehr und ein Knotenpunkt für die Wirtschaft der Region. Auf engstem Raum zwischen der Kantonsstraße und den Gleisen der SBB realisiert, wird der Neubau unterschiedlichsten Anforderungen gerecht: Zugang zu den Bahnsteigen der SBB, Überdachung des Busbahnhofs und des Bahnsteigs von Gleis 1, neuer Hauptsitz der Urner Kantonalbank sowie diverser weiterer gewerblicher Mieter. Dem Projekt lag ein Wettbewerbsentwurf von Buchner Bründler Architekten und Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure zugrunde, in dem das architektonische Konzept und der gestalterische Ausdruck des Gebäudes stark durch das Tragwerk geprägt werden. Auf das Minimum reduziert, gewährleistet das in der Fassadenebene außen liegende Tragwerk eine maximale Nutzungsflexibilität. In zwei der vier Stützenachsen in Gebäudelängsrichtung kommen Hängezugglieder zum Einsatz, die mit den vorgespannten Querträgern im 4.OG gekoppelt sind. So wird einerseits die Auskragung über dem Busbahnhof ermöglicht und zugleich andererseits das Erdgeschoss freigespielt. Die ebenfalls von Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure geplante vollflächige Glasfassade rundet den ikonischen Entwurf ab.

Stichworte Dienstleistungsgebäude; Vorspannung; Einsatz von Hohlkörpern; Zugstützen; Sichtbeton; Glasfassaden

Pure composition, complex structure – new building Bahnhofplatz 1, Altdorf

In Altdorf, the new service building of the Urner Kantonalbank, which also functions as a station building, is a new centre for public transport and a hub for the region's economy. In the narrowest of spaces between the cantonal road and the SBB tracks, the new building will meet a wide range of requirements: access to the SBB platform, roofing over the bus station and the platform of track 1, the new headquarters of the Urner Kantonalbank, as well as various rented companies. The competition design was developed in collaboration with Buchner Bründler Architekten and Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure, whereby the architecture is shaped by the supporting structure and takes up an essential part of its expression. Reduced to a minimum, the load-bearing structure – which is located on the outside of the façade – allows maximum flexibility in terms of use. Two of the four column axes in the longitudinal direction of the building are designed as suspended tension members (element columns, in-situ columns) and coupled with the prestressed cross beams on the 4th floor. This is to allow for the cantilever over the bus station on the one hand and to free up the ground floor at the same time. The full-surface glass façade, also planned by Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure, rounds off the iconic design.

Keywords service buildings; prestressing; use of hollow bodies; tension supports; glass facades

1 Einleitung

Im Rahmen des „Entwicklungsschwerpunktes Urner Talboden“ werden große Areale entlang der Bahngleise der Nord-Süd-Achse des Kantons Uri neu erschlossen und für künftige Industrie- und Gewerbenutzungen zugänglich gemacht. Bauflächen von mehreren tausend Quadratmetern wurden zur Überbauung freigegeben. Gleichzeitig sind angrenzende Gebiete für Wohnüberbauungen vorgesehen. Das Herzstück des Entwicklungsprojekts bildet die vollständige Neuorganisation des öffentlichen Verkehrs im Kanton Uri. Der Knotenpunkt der Buslinien wurde aus der Altstadt an den Bahnhofplatz verlegt. Dort entstand der neue Kantonsbahnhof Altdorf. Die bestehenden Bahnhofsgebäude wurden zurückgebaut und zugleich verlängerten die SBB die Bahnsteiganlagen. Den Urnerinnen und Urnern steht nunmehr ein Fernbahnhof zur Verfügung und Altdorf wurde zum Standard-Halt der Intercity-Züge auf der Nord-Süd-Achse Zürich–Mailand. Mit dem Neubau der Urner Kantonalbank entstand ein modernes Dienstleistungs- und Bahnhofsgebäude, an dem sämtliche Verkehrsströme zusammenfließen (Bild 2). An die Nord-Süd-Achse der SBB angebunden, entstehen attraktive Arbeitsbedingungen, eingerahmt von der Berg-

Quelle: Rory Gardiner

Bild 1 Südfassade
South façade

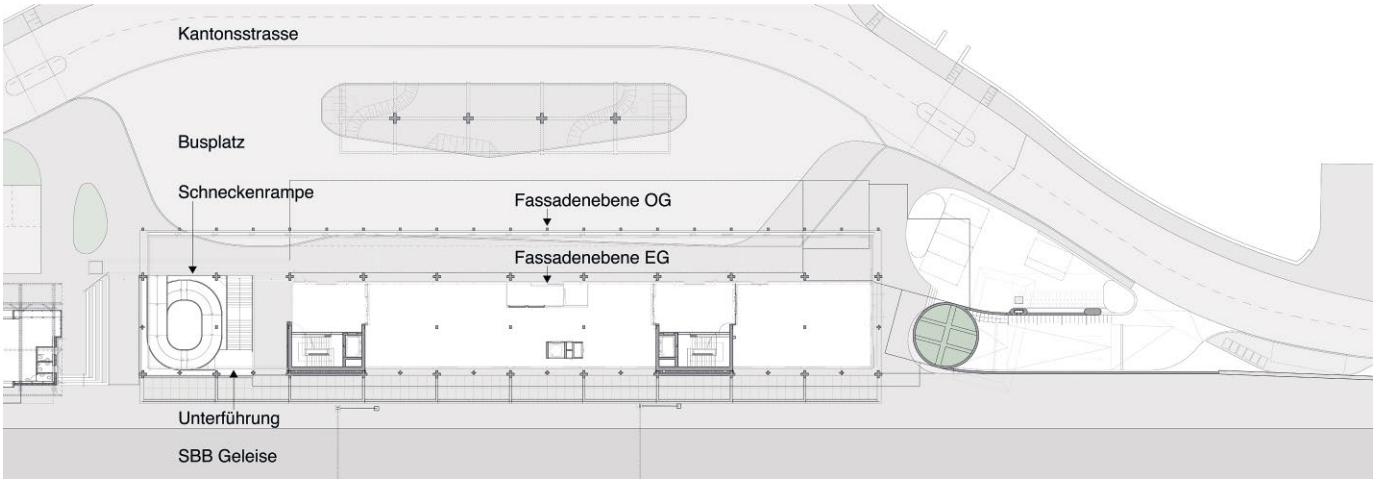


Bild 2 Übersicht: Grundriss Erdgeschoss in Überlagerung mit dem Obergeschoss
Overview: Floor plan ground floor superimposed with first floor

welt des Kantons Uri. Das neue Gebäude steht für den Beginn des Entwicklungsprozesses des Urner Talbodens und verkörpert dabei die Aufbruchstimmung durch moderne Architektur, Transparenz und Offenheit.

2 Tragwerk

2.1 Vertikale Lastabtragung

2.1.1 Tragsystem

Das Gebäude mit den Hauptabmessungen von rund 18 m × 90 m im Grundriss verfügt über ein Untergeschoss, ein Erdgeschoss, vier Obergeschosse und ein Dachgeschoss. Der Massivbau ist als Gesamtsystem den Skelettbauten zuzuordnen. Der Grundriss der Regelgeschosse basiert auf einem durchgehenden Tragraster von 8,9 m × 5,5–6,0 m (Bild 3). Sämtliche Randstützen sind außerhalb der Dämmebene angeordnet und mit den Fassadenriegeln verbunden, die zu rund 50 % monolithisch an die Geschossdecken angeschlossen sind.

Der vertikale Lastabtrag des Gebäudes ist durch ein Tragsystem unter Verwendung von Zuggliedern charakterisiert (Bilder 3, 4b)). Diese ermöglichen einerseits die Auskragung über dem Busbahnhof und andererseits ein im Innenraum stützenfreies Erdgeschoss. Über die als Einfeldträger mit Kragarm ausgebildeten Querträger im 4. OG (Bilder 4, 7) werden die Kräfte der Zugglieder auf die Ortbeton-Kreuzstützen (90 cm × 90 cm) weitergeleitet und bis zum Fundament geführt. Die Stützen in der Form von Kreuzen auszuführen, ist ein Teil des architektonischen Ausdrucks. Die Kräfte der Zugglieder im Innenraum wirken dabei teilweise ausgleichend zu jenen der außen liegenden Zugglieder, was sich günstig auf die Verformung der Auskragung auswirkt. Diese wird mit der Vorspannung der Querträger zusätzlich minimiert. Die große Anzahl an Durchdringungen der Querträger für die Gebäudetechnik wurde bereits in einer frühen Projektphase fixiert und derart positioniert, dass sie eine Ausbildung eines Fachwerkmodells im Träger zulassen (Bild 4a)).

Das gesamte (Hänge-)Tragsystem basiert auf einem Zusammenwirken der unterschiedlichen Strukturen und deren Steifigkeiten. Für die Analyse der unterschiedlichen Einflüsse wurde das Tragsystem in Form einfacher Balkenmodelle abgebildet (Bild 5). Aufgrund der gegenüber den Kreuzstützen und Wänden vergleichsweise geringen Dehnsteifigkeit der Zugglieder spielt deren Deformation im Tragsystem der Geschosse EG bis 3. OG eine maßgebende Rolle. Das Tragsystem der Decken in Querrichtung ändert sich mit zunehmender Verformung der Zugglieder infolge des Verlusts der Auflagersteifigkeit von einem Dreifeldträger (Bild 5a)) zu einem Einfeldträger mit Auskragung (Bild 5c)). Gleichzeitig vergrößern sich durch diesen Effekt die Schnittkräfte in der Platte im Bereich der Stütze (Achse B) massiv. Ähnliche Resultate

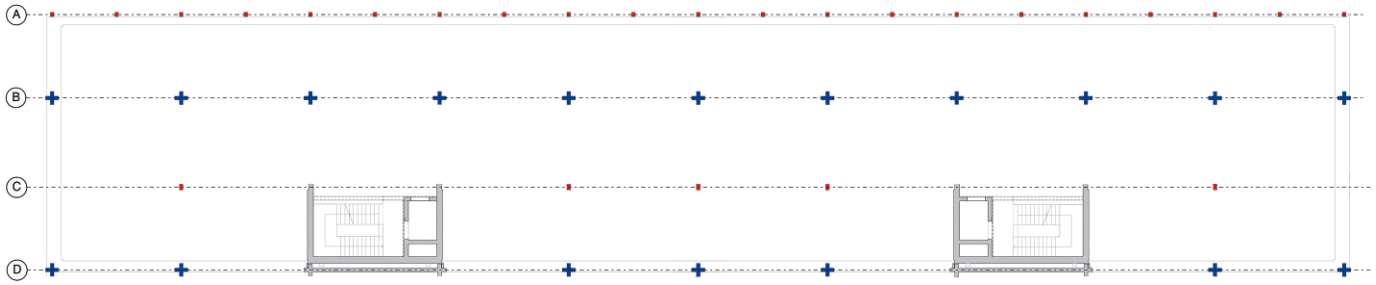


Bild 3 Grundriss Regelgeschoss (rot: Zugstützen 30–60 cm × 25 cm, blau: kreuzförmige Druckstützen 90 cm × 90 cm)
Floor plan of standard floor (red tension columns 30–60 cm × 25 cm, blue cross-shaped compression columns 90 cm × 90 cm)

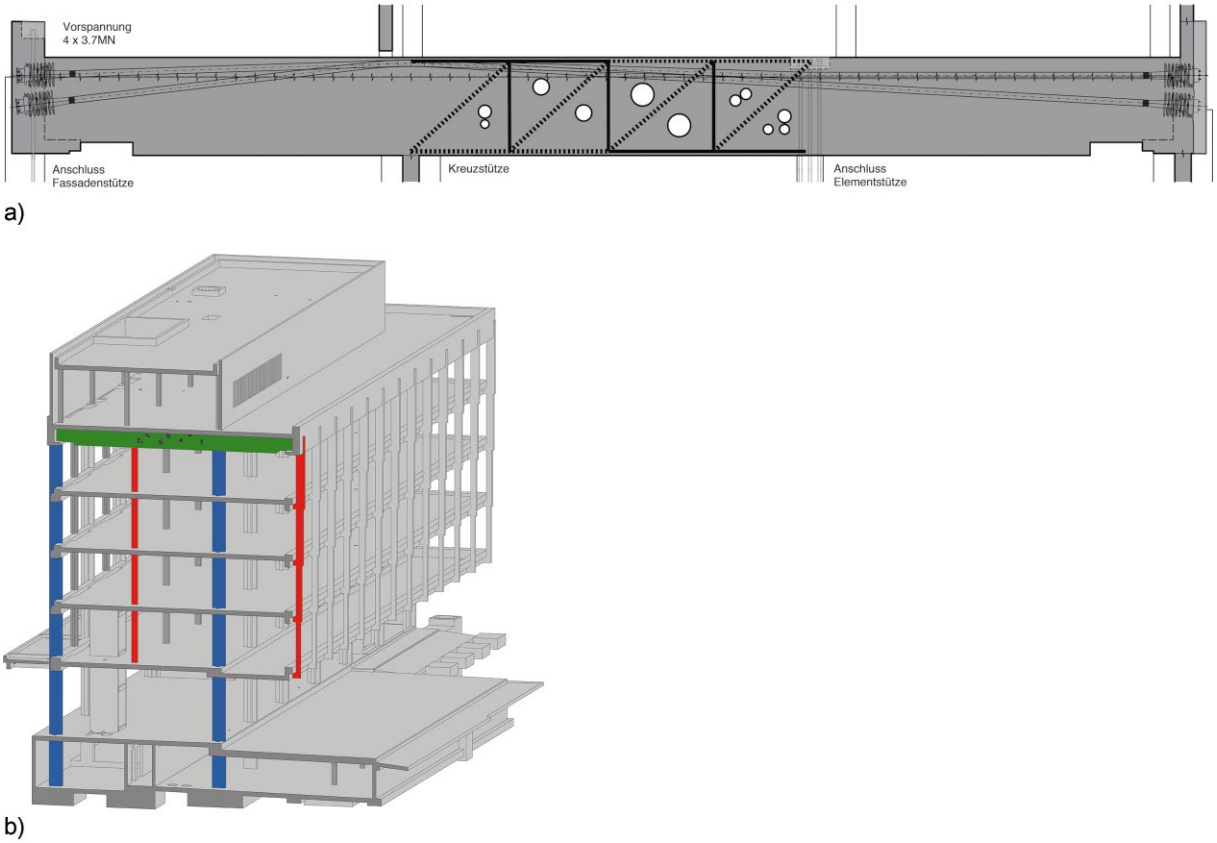


Bild 4 a) Anordnung Vorspannung im Querträger 4. OG mit Fachwerkmodell bei den Aussparungen; b) System Tragwerk vertikaler Lastabtrag (rot: Zugglieder, blau: Druckstützen, grün: Querträger)
a) Arrangement of prestressing in the cross beam 4th upper floor with truss model at the recesses, b) System Support structure vertical load transfer (tension members red, compression members blue, cross beam green)

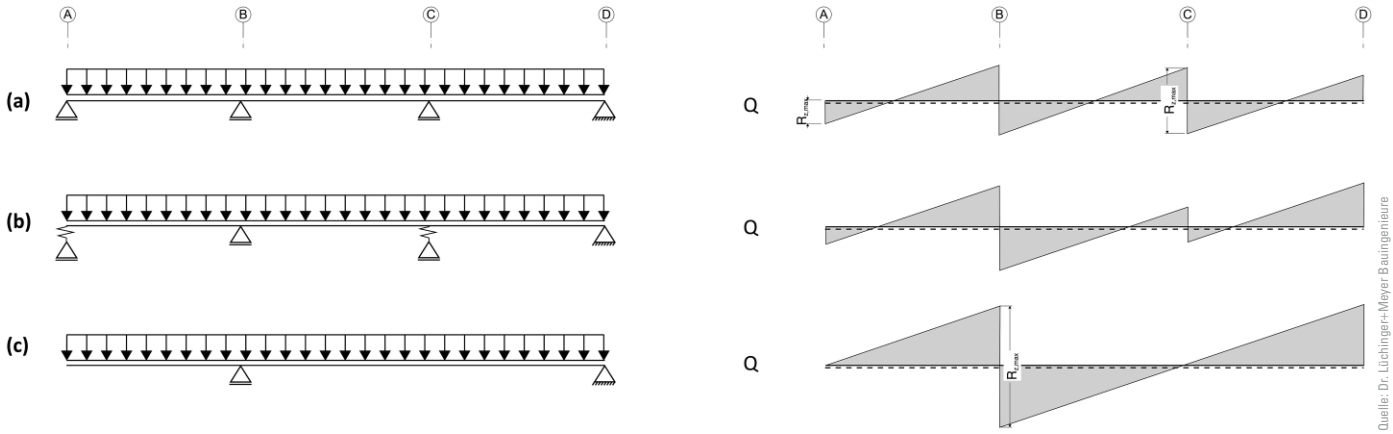


Bild 5 Linearisiertes statisches System der Decken in Querrichtung
Linearised static system ceilings in transverse direction

lieferten ein 2D-Stabmodell (b = 1 Deckenfeld, EG–OG4) sowie ein 3D-Finite-Elemente-Modell, wobei nur drei Deckenfelder à 8,9 m, jedoch sämtliche Geschosse vom Erdgeschoss bis ins 4.OG modelliert und analysiert worden sind. Durch das Variieren der Steifigkeiten und Annahmen von gerissenen Bauteilen wurden mögliche Grenzwerte eruiert und mit jenen des Balkenmodells abgeglichen.

Aus dem geschilderten Effekt der Einsenkung resultiert vornehmlich eine Durchstanzproblematik in den Decken. Der Effekt nimmt in den Geschossen von oben (Decke über 3.OG) nach unten (Decke über EG) zu. Mit der Vorspannung der Zugglieder kann diesem Sachverhalt zwar entgegengewirkt werden, jedoch lässt sich der Effekt nicht vollends eliminieren. Die Verformung des Querträgers im 4.OG wirkt sich 1:1 auf die Zugglieder (Hängetragwerk) und folglich die Decken aus. Bei der Bemessung der Decken wird dem Rechnung getragen, indem ein Lastfall „Vorverformung“ bei der Bemessung inkludiert wurde.

Um die Einwirkungen auf das Tragwerk für den vertikalen und horizontalen Lastabtrag zu reduzieren, wurde die

Quelle: Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure

Bild 6 Decke mit Hohlkörpereinlagen vor dem Betonieren; Durchstanz- und Kraftdurchleitungsbewehrung bei einer Kreuzstütze; im Hintergrund Kraftdurchleitungsprofile der Zugglieder mit Injektionsschläuchen
Slab with hollow core inserts before concreting; punching shear and force transmission reinforcement for a cross column; in the background: force transmission profiles of the tension members with injection hoses

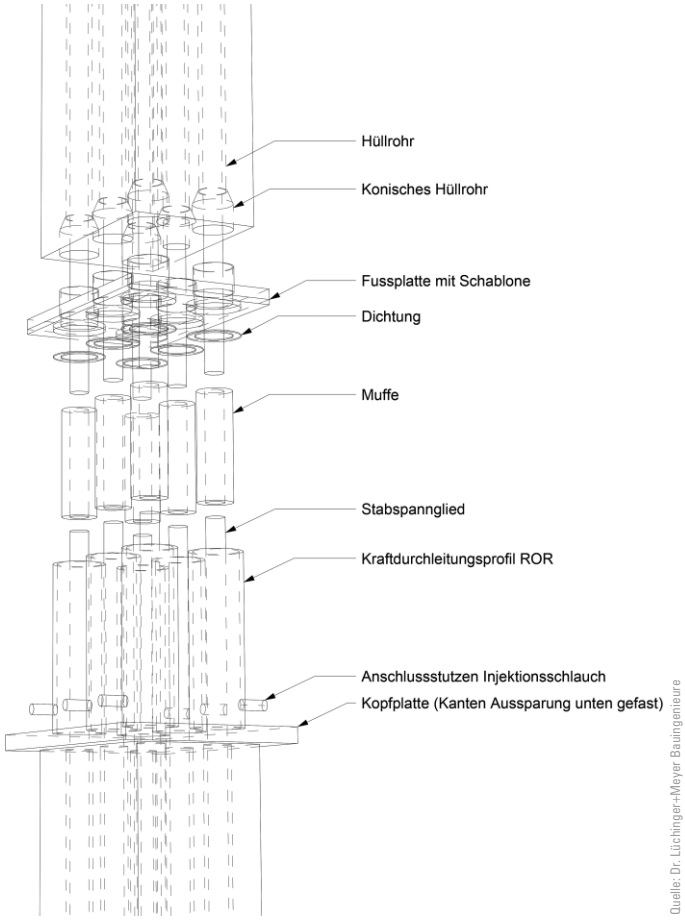
Quelle: Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure

Bild 7 Querträger 4. OG auf Kreuzstütze mit Anschluss Stabspannglieder oben, vorfabrizierter Stütze unten sowie Durchdringungen der Gebäudetechnik
Beam 4th floor on cross column with connection of bar tendons above, prefabricated column below and penetrations for building services

Eigenlast aller Decken EG-DG mit der Verwendung von Hohlkörpereinlagen minimiert (Bild 6). Bei diesen Decken konnte die Eigenlast um rund 15 % reduziert werden. Neben den positiven Auswirkungen auf das Tragverhalten diente die Maßnahme zugleich der Ressourcenschonung: Ein Gesamtvolumen von rund 330 m^3 Beton konnte eingespart werden.

2.1.2 Vorfabrizierte Zugglieder

Die Zugglieder im Innenbereich (Achse C) wurden als Fertigelementstützen ausgeführt. Einerseits konnte damit die gewünschte Schlankheit trotz hoher Lasten und andererseits die Aufhängewirkung erzielt werden. Im Zuge der



Quelle: Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure

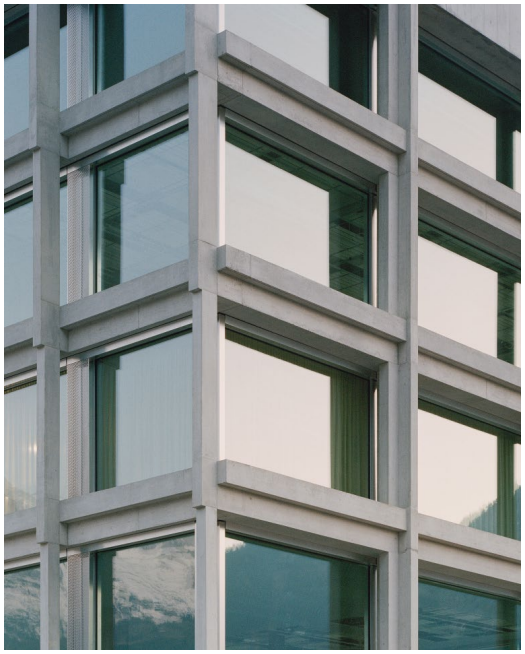
Bild 8 Detail Kopplung Elementstütze mit sechs Stabspanngliedern
Detail coupling element support with six bar tendons

Projektierung wurde zunächst die Verwendung von Ortbetonstützen geprüft, diese Ausführungsvariante jedoch aufgrund der Gesamtlänge der Bauteile von rund 17 m (OG1–OG4) ausgeschlossen. Es zeigte sich, dass die Längenänderung bei Belastung infolge der Dehnung des schlaffen Stahls zu groß ausfällt. Das Ergänzen von Bewehrung zur Abminderung dieses Effekts wurde von den Querschnittsabmessungen und der Ausführbarkeit begrenzt und ebenfalls verworfen. Die mit der Längenänderung der Zugglieder verbundene differentielle Einsenkung der Decken gegenüber den Kernwänden und Kreuzstützen und die infolgedessen entstehende Lastumlagerung innerhalb der Decken überstieg die Grenzwerte. Mit der gewählten Variante der Vorfertigung unter Verwendung von Stabspanngliedern und der damit trotz Hängewirkung überdrückten Stützenquerschnitte konnten ebendiese Deformationen kontrolliert, respektive minimiert werden.

Das System wurde mit einem Stabspannsystem entwickelt, wobei pro Stütze mit der Abmessung von 25 cm × 40 cm jeweils 6 ∅36 (f_{pd} = 826 N/mm², N_{Rd} = 842 kN) Stabspannglieder eingesetzt worden sind (Bild 8). Die vorfabrizierten Stützen wurden mit sechs Hüllrohren ausgestattet, welche – um das Einfädeln der Zugstangen zu erleichtern – im Fußbereich der Stütze jeweils einen Konus besitzen. Am Stützenkopf wurden zusätzlich zur Kopfplatte Stahlrohre zur Kraftdurchleitung

Quelle: Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure

Bild 9 Detail Kraftdurchleitungsprofil Zugglied
Detail force transmission profile tension member



Quelle: Rory Gardiner

Bild 10 Ecke Fassade Nord-Ost
Corner façade north-east

ergänzt (Bild 9). Im Bereich dieser Rohre erfolgte auch die geschossweise Kopplung der Zugstangen, weil dies innerhalb des Stützenquerschnitts geometrisch nicht möglich gewesen wäre. Besondere Beachtung wurde dem Dehnweg der Kopplungen infolge der Vorspannung innerhalb des Kraftdurchleitungsprofils im Bereich der Decke geschenkt. Dieser musste garantiert werden können, um ein Anstehen der Muffe an der darüber liegenden Stütze und eine daraus resultierende ungewollte Krafteinleitung auszuschließen. Die rechnerische Reserve betrug am kritischsten Punkt unter Berücksichtigung von Bautoleranzen, Schlupf und Dehnwegen usw. rund 8 cm, wobei die berechnete Dehnung des Stabspannglieds an derselben Stelle rund 5 cm betrug. Diese Reserve wurde vornehmlich durch das größere Hüllrohr im Fußbereich der Stütze gewonnen.

Die Fußplatten der Stützen wurden mit ausgefrästen Aufdopplungen (Schablonen) und Abdichtungen ausgeführt, sodass beim späteren Injizieren der Hüllrohre kein Injektionsgut austreten konnte. Der Stützeneinbau erfolgte jeweils nach der Schalung der darüber liegenden Decke. Zuerst sind die Stabspannglieder montiert und in der Lage fixiert worden. Anschließend wurde die Betonstütze von oben eingelassen und die Stabspannglieder eingefädelt. Schließlich wurde im Fußbereich kontrolliert, ob die Stütze korrekt auf den Abdichtungen steht, womit sichergestellt wurde, dass die Kraftdurchleitungsprofile des darunter liegenden Geschosses in den dafür vorgesehenen Ausfräsungen positioniert sind.

2.1.3 Zugglieder aus Ortbeton

Die Zugglieder in der Fassadenebene (Achse A, Stützen im Bauzustand) wurden als Ortbeton-Rechteckquerschnitte mit je einem eingesetzten Stabspannglied ∅36 ausgeführt (Bild 10). Die Kopplung der Spannglieder erfolgte geschossweise. Dabei wurde klassisch mit einem größeren Hüllrohr im Bereich der Muffe gearbeitet, dessen Länge wiederum den Dehnwegen beim Vorspannvorgang entsprechen musste. Die untere Verankerung wurde als vorgefertigte Einheit – Vorspannhaube inkl. Injektionsanschluss, Ankerplatte, Zugstange mit Mutter, Hüllrohr und Kopplungsmuffe – direkt im untersten Fassadenriegel eingebaut.

2.1.4 Spannungszustände der Zugglieder

In den Zuggliedern stellten sich während des Bauablaufs und der Zug-/Vorspannarbeiten verschiedene (Eigen-)Spannungszustände ein. Vor der Aktivierung der Vorspannung in den Querträgern wirkten die späteren Zugglieder als konventionelle Druckstützen und leiteten dabei die Kräfte von oben nach unten über die temporäre Sprießung in das Fundament ab. Nachdem mit Pressen im 4.OG Kraft in den Stabspanngliedern aufgebaut wurde, änderte sich der Spannungszustand der Stützen. Es wurden dabei zwei unterschiedliche Effekte erzielt. Die Stütze wurde zentrisch vorgespannt und somit ein Eigenspannungszustand aufgebracht. Durch diese zusätzliche Normalkraft verkürzte sich die Stütze, wodurch die Hängewirkung aktiviert worden ist. Die temporären Sprieße wurden infolgedessen teilweise entlastet und an der oberen Verankerung der Stützen begann sich in den Tragelementen das finale Kräftegleichgewicht einzustellen. Daraus stellte sich an diesen Strukturen eine Deformation ein, was den Effekt der Hängewirkung dahingehend schmälerte, dass die Stütze wieder mehr Kraft auf die temporäre Sprießung abgegeben hatte.

2.2 Horizontaler Lastabtrag

Die horizontale Aussteifung des Gebäudes erfolgt maßgeblich über die zwei Treppenhauskerne (Bild 11). In Gebäudequerrichtung stehen indes für die Aussteifung in Bezug auf die Erdbebeneinwirkung nur vergleichsweise geringe Wandquerschnitte zur Verfügung. Deshalb wurde für die Bemessung dieses Lastfalls im Dachgeschoss mit Querscheiben eine Outriggerwirkung aktiviert. Durch das Zusammenschließen der Treppenhauskerne mit den Stützen der Achse B konnte eine Teileinspannung derselben erzielt werden. Hierdurch gelang es, die einwirkenden Schnittkräfte am Einspannhorizont (Decke UG) maßgeblich zu verkleinern und parallel die Querkraftbelastung in den Kernwänden im UG durch Abbau des Biegemoments infolge der Einwirkung Erdbeben zu reduzieren. Im Dachgeschoss wiederum ruft das Modell als Konsequenz eine ähnlich große Einwirkung auf die aussteifenden Wände hervor. Daraus folgte – in Abweichung zu konventionellen Aussteifungssystemen – eine Zunahme der konzentrierten Eckbewehrungen, zusätzlich zu jener beim Einspanngeschoss bei der Decke über UG, auch in Richtung Dachgeschoss.

Um die Zuleitungen zur Technikzentrale und die Durchgänge zu den peripheren Terrassen zu gewährleisten, wurde die Aussteifung im Dachgeschoss auf diejenigen Wandbereiche reduziert, die für die Gebäudestabilität zwingend erforderlich waren.

2.3 Fundament

Das Gebäude wurde flach im gut tragfähigen Schotter der Reuss und des Schächens fundiert. Aufgrund des gewählten Hängetragsystems der Auskragung konzentrieren sich rund drei Viertel der Gebäudelasten unter den Kreuzstützen (F_d bis 18 MN/Stütze) auf der Achse B (erste Stützenreihe unter der Auskragung). Die Anschlussbewehrung der Ortbetonstützen wurde direkt in die Fundamente einbetoniert. Hierzu sind Bewehrungskörbe mit Schraubbewehrung, deren Länge bis ins Erdgeschoss reichte, vorgebunden und in den Fundamentvertiefungen positioniert worden. Die Bewehrung wurde bis ins 4.OG vollständig mit Schraubverbindungen fortgeführt und musste dementsprechend sehr genau positioniert werden. Für eine möglichst gleichmäßige Lasteinleitung in den Baugrund wurde ein zusammenhängender Fundamentstreifen mit einer Breite von 4 m unter der Achse B ausgeführt (Bild 12). Aufgrund der Durchlaufwirkung können die Biegemomente direkt unter den Stützen reduziert werden.

Rund 80 % des Gebäudegrundrisses sind zudem auf Erschütterungsmatten (Größe: je 2,3 m × 1,5 m) gelagert, um durch die Bahn induzierte Erschütterungen abzufedern. Der Perimeter dieser Lagerung mit Erschütterungsmatten endet unmittelbar neben der Achse B im UG. Hier wurde eine vollständige Trennung der Bodenplatte erforderlich. Die Steifigkeit der Erschütterungsmatten variiert in Abhängigkeit von den Bodenpressungen, um eine gleichmäßige Einfederung zu erzielen.

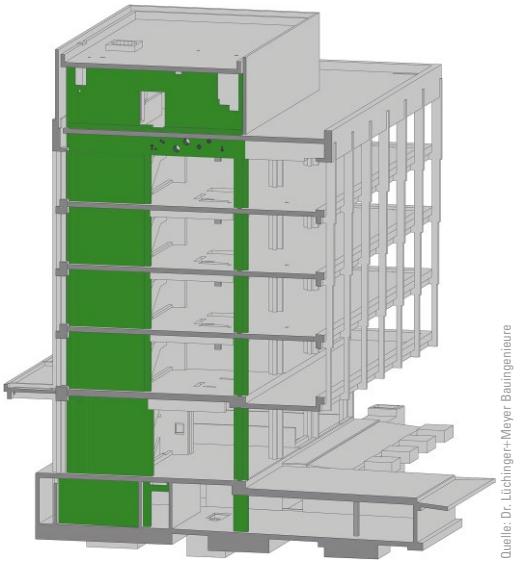


Bild 11 Tragsystem des horizontalen Lastabtrags: Outriggerwirkung
System structure horizontal load transfer: outrigger effect

3 Knoten

Die Komplexität des Projekts resultiert aus dem auf das Minimum reduzierten klaren Tragwerk und dessen gleichzeitiger maximaler Ausnutzung. Dies führte insbesondere bei der Bemessung und konstruktiven Durchbildung der Knotenpunkte der verschiedenen Tragwerksteile zu den größten Herausforderungen. Beispielhaft ist hier der Knoten am Kern im 4.OG hervorzuheben (Bild 13), wo die vier Vorspannkabel mit je rund 10 cm Durchmesser an

Bild 12 Fundamentriegel Achse B mit Anschlussbewehrung für Ortbetonstützen, im Hintergrund das Schutzgerüst
Foundation axis B with connection reinforcement for concrete columns, in the background the protective scaffolding

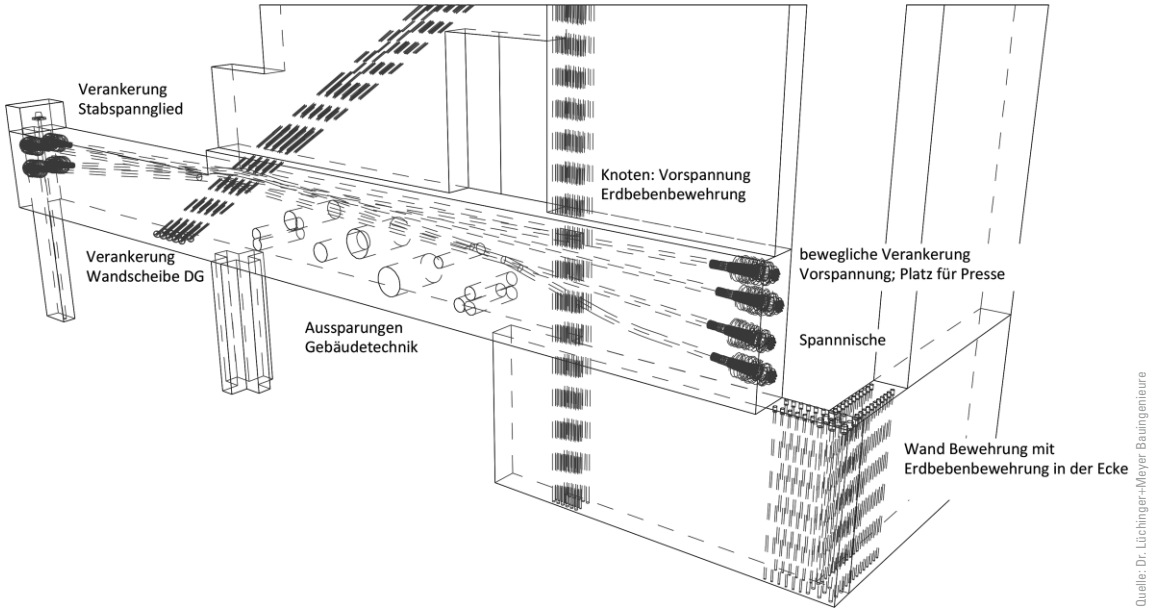


Bild 13 Querträger 4.OG im Kernbereich mit Vorspannung, Aussparungen und Spezialbewehrung
Cross beam 4th floor in the core area with prestressing, recesses and special reinforcement

der massiven Eckbewehrung des Kerns (Outriggerwirkung Erdbeben) vorbeizuführen waren. Hier wurde die Kabelanordnung von einem 2×2-System am freien Ende des Querträgers zu einem 4×1-System am kernseitigen Abschluss verzogen, weil sich die Breite des Trägers von 90 cm auf 65 cm über der Kernwand reduziert (Bild 13). Die Position der Eckbewehrung musste bereits im 2.OG so vorgesehen werden, dass am Knoten im 4.OG der erforderliche Raum für die Vorspannkabel gewährleistet werden konnte. Die Verankerungen der Vorspannung am Kern wurden aus geometrischen Gründen zurückversetzt, damit die punktuelle Erdbebenbewehrung bis zur Oberkante des Gebäudes geführt werden konnte. Zudem war die Kernwand als Sichtbetonwand Typ 4.1.4 auszuführen, wodurch es seitens Architektur Vorgaben zum Schalungsbild und folglich zur Anordnung der Arbeitsfugen zu erfüllen galt.

Ähnlich anspruchsvolle Knotenkonstruktionen waren ebenfalls bei den Verankerungen der Zugstützen im Querträger 4.OG umzusetzen. Hier wurden sechs Zugstangen mit Hüllrohren und die Verankerung an den Vorspannkabeln im Querträger vorbeigeführt. Weiterhin galt im Bauablauf zu berücksichtigen, dass oberhalb der vorgespannten Konstruktionen weitere Bauteile errichtet wurden, bevor die Vorspannarbeiten abgeschlossen waren. Entsprechend musste der erforderliche Arbeitsraum für die Installation der Vorspannpressen gewährleistet werden können. Am auskragenden Trägerende wurden die Verankerungen der Zugstangen an jenen der liegenden Vorspannung vorbeigeführt (Bild 14). Es zeigte sich rasch, dass in der Planung der Einsatz von detaillierten 3D-Modellen von Schalung, Bewehrung und Vorspannung unabdingbar für das Erkennen und Lösen solcher Knoten ist. Teilweise wurden auch mittels 3D-Modellen die Bewehrungsarbeiten für das bessere Verständnis auf der Baustelle veranschaulicht.

Bild 14 Kreuzungspunkt der vertikalen und horizontalen Vorspannung im Querträger 4.OG
Crossing point of the vertical and horizontal prestressing in the cross beam 4.OG

Quelle: Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure

Bild 15 Schneckenrampe im Rohbau
Screw ramp during construction work

Quelle: Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure

Bild 16 Rohbau Erdgeschoss: Schalungsarbeiten für den ersten Fassadenriegel; rechts: temporäre Abfangung im Bereich der Schneckenrampe, Absenkkeile im Vordergrund
Construction work: formwork work for the first façade bar; Right: temporary interception in the area of the screw ramp, lowering wedges in the foreground

4 Schneckenrampe

Im Zuge des Bauprojekts wurde der Zugang zur Personenunterführung der SBB neu erschlossen. Dabei wurde neben einer Treppe auch eine barrierefreie Rampe vorgesehen (Bild 15). Diese wurde als Stahlkonstruktion ausgeführt. Durch die tragende Ausbildung geschlossener Geländer konnten die Aufbauhöhe der Unterkonstruktion (Bodenblech mit Querrippen) minimiert und die Vorgaben für die maximale Steigung und die Durchgangshöhe erfüllt werden. Die Rampe wurde in zehn Teilen vorfabriziert und auf der Baustelle zusammengefügt.

5 Bauablauf

Der Bauablauf übte einen wesentlichen Einfluss auf die gesamte Projektierung aus. Übergeordnet mussten Termine der SBB (Fahrplanwechsel, neuer Kantonsbahnhof) und des Kantons Uri (neuer Hauptknotenpunkt der Buslinien) eingehalten werden, wobei insbesondere der geplante Fahrplanwechsel im Dezember 2021 einen eminent wichtigen Meilenstein darstellte. Während in den Obergeschossen noch gebaut wurde und das Hängetragsystem noch nicht aktiviert war, ist der Zugang zur Personenunterführung der SBB – ein Teil des neuen Gebäudes – bereits eröffnet worden. Im Bereich dieses Zugangs wurden zu diesem Zeitpunkt noch die vertikalen Lasten der Stützenachsen A und C temporär abgefangen. Gleichzeitig musste trotz dieser Abstützung die Schneckenrampe erstellt und in Betrieb genommen werden. Deshalb wurden bereits während der Planung Vorkehrungen getroffen, dass z. B. die Stützkonstruktion während eines Nachteinsatzes ausgebaut werden konnte. Auch wurden speziell für die Sprießungen der späteren Zugstützen Fundamente vorgesehen. Die temporären Stützkonstruktionen wurden aufgrund der hohen Lasten bis ca. 5 MN mit Stahlträgern ausgeführt, die im Erdgeschoss und Untergeschoss eingebaut worden sind. Für deren späteren Ausbau wurden rund 100 Absenkkeile (N_{rd} = 1000 kN) eingesetzt (Bild 17). Im Bereich der Schneckenrampe wurde für die Gewährleistung des gleichzeitigen Einbaus der Schneckenrampe eine rund 8 m hohe Stahlkonstruktion gefertigt (Bild 18), welche die punktuelle Einwirkung aus dem Rohbau von F_d = 5,6 MN überbrückte und später in Einzelteilen unter Betrieb des Zugangs ausgebaut werden konnte. Bei der Planung der Konstruktion wurden für diesen Umstand vorwiegend Schraubverbindungen vorgesehen.

In Bezug auf das Tragsystem waren für die verschiedenen Bauzustände die unterschiedlichsten Bemessungszustände zu beachten. Besondere Aufmerksamkeit galt dem Zusammenwirken von Vorspannung, daraus resultierenden Deformationen und damit einhergehenden Lastumlagerungen der Zugstützen und der Querträger im 4.OG. Der Bauablauf wurde diesbezüglich wie folgt detailliert koordiniert: 1. Spannstufe Stützen Achse A (Sicherstellung Druckkraft bei Vorspannung Querträger 4.OG) → 2 Spannstufen Querträger 4.OG inkl. Injektion und Aushärtungszeit → 1. Spannstufe Achse C → Ausbau von Sprießung Achse C → 2. Spannstufe Achse C → 2. Spannstufe Achse A → Ausbau Sprießung Achse A → Injektionen Achsen A und C. Mithilfe dieser Arbeitsschritte wurde einer ungewollten Zusatzbelastung der Stützen (und der Sprießungen) sowie allfälligen Zugbelastungen mit einhergehender Dekompression des Betons in den Stützen entgegengewirkt. Zudem konnte unter der konservativen Annahme, dass keine Entlastung der Sprießung beim Vorspannen erfolgt und die Hängewirkung nicht aktiviert wird, mit dem Ausbau der Sprießung nach der ersten Spannstufe eine Überlagerung der Normalkraft in der Stütze von der Druckkraft im Bauzustand und jener der Vorspannung ausgeschlossen werden.

Aufgrund der knappen Bauzeit stellte der Einbau der Fassadenelemente vor der Fertigstellung des Rohbaus eine Herausforderung für sämtliche Beteiligten dar. Zum Zeit-

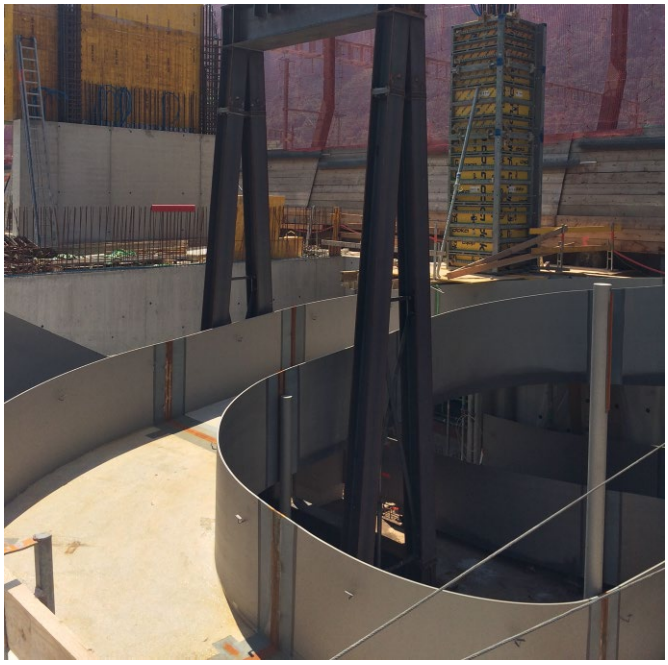
Quelle: Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure

Bild 17 Temporäre Sprießungen mit Stahlträgern und Absenkkeilen
Temporary grouting with steel girders and lowering wedges

punkt der Montage der ersten Elemente war der Rohbau noch immer mit den temporären Sprießungen abgestützt. Die Hängewirkung und die damit einhergehenden Deformationen hatten sich entsprechend noch nicht einstellen können. Um dem Effekt Rechnung zu tragen, wurden die kritischsten Elemente an den Stirnseiten des Gebäudes erst nach Abschluss der Spannarbeiten verbaut. Die differenziellen Setzungen in Längsrichtung des Gebäudes im Bereich eines Fassadenelements sind gegenüber jenen an den Stirnseiten vergleichsweise gering.

6 Tiefbau zwischen Bahngleisen und Kantonsstraße

Wie einleitend erwähnt, wurden parallel zum Neubau gleichzeitig die Kantonsstraße erneuert und umgelegt sowie Arbeiten am Bahnsteig und den Gleisanlagen der SBB ausgeführt. Das Erstellen der Baugrubenabschlüsse in Gleis- und Straßennähe erforderte eine detaillierte Absprache zwischen sämtlichen Beteiligten. Die Randbedingungen der SBB bezüglich Ankern unter den bestehenden Gleisanlagen und zwischen den Fundamenten der Fahrleitungsmasten galt es ebenso zu berücksichtigen wie die Vorgaben zum Schutzgerüst. Dieses musste für den Neubau der Portale über die Gleise temporär geöffnet



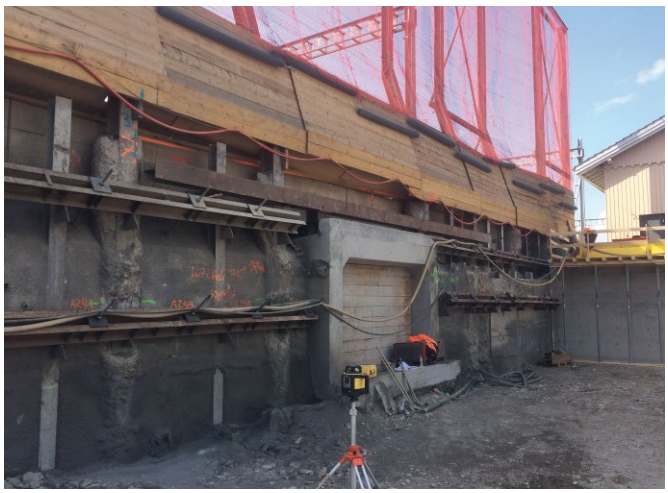
Quelle: Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure

Bild 18 Temporäre Abstützkonstruktion im Bereich der Schneckenrampe
Temporary interception in the area of the screw ramp

werden können. Die Schutzgerüststützen wurden infolge der engen Platzverhältnisse direkt auf die Rühlwandträger aufgesetzt und mit einem Knick ausgeführt, sodass der gebäudeseitige Bahnsteig während der Rohbauarbeiten geöffnet und gleichzeitig das Vordach noch in den Bauperimeter integriert werden konnten (Bild 19). Die geometrischen Reserven für das Erstellen des Vordachs lagen bei wenigen Zentimetern.

7 Fazit

Mit dem Neubau am Bahnhofplatz 1 in Altdorf entstand ein Gebäude, dessen ikonischer Entwurf und Ausdruck nahezu unverändert vom Wettbewerb bis in die Realisierung geführt wurde. Die besondere Herausforderung bei



Quelle: Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure

Bild 19 Baugrubenabschluss gegen die Bahngleise mit Schutzgerüst und Anschluss Personenunterführung
Construction pit closure against the railway tracks with protective scaffolding and connection subway

Quelle: Rory Gardiner

Bild 20 Ostfassade
East façade

Quelle: Rory Gardiner

Bild 21 Innenansicht mit Kreuzstütze und außen liegendem Tragwerk
Interior view with cross column and external supporting structure

der Umsetzung der klaren und auf das Minimum reduzierten Strukturen bestand darin, dass das Gesamtsystem sehr sensitiv auf planerische Änderungen reagiert hat. Vermeintlich kleine Anpassungen an einem Tragwerkselement hatten aufgrund der komplexen Kopplungen der Strukturen nicht selten Konsequenzen für andere Elemente, die oft unter statischen Gesichtspunkten bereits maximal optimiert worden waren. Diesem Umstand mussten sich die planenden Ingenieur:innen stets bewusst sein, um bei Fragestellungen eine umfassende Beurteilung sämtlicher daraus induzierter Effekte vornehmen zu können. Zugleich galt es bei der Planung fortwährend sicherzustellen, dass die technische Umsetzung in der Ausführung gegeben ist, gerade auch unter Berücksichtigung der hohen Vorgaben an den optischen Ausdruck. Es ist ein eindrucksvolles Gebäude entstanden, das nur durch den offenen Dialog sämtlicher an Planung und Bau Beteiligten (Tab. 1) realisiert werden konnte.

Im November 2022 wurde der Bau mit dem renommierten Schweizer Architekturpreis Arc Award ausgezeichnet. Jurymitglied Dominique Salathé hält abschließend in seiner Laudatio fest: „Reisende spüren en passant die Kraft der Geschichte und den Druck der Berge und wissen, dass das ein Haus ist, das noch sehr lange hier stehen wird."

Tab. 1 Ausgewählte Projektbeteiligte und Kenndaten
Selected Participants

Projektierung	2017–2019
Realisierung	2020–2022
Gewerbefläche	2600 m^2
Bauherrschaft	Urner Kantonalbank
Architektur	Buchner Bründler Planer AG
Nutzer	Hauptsitz Urner Kantonalbank Eingemietete Unternehmungen
Generalplanung	ARGE GP Buchner Bründler Planer AG I Proplaning AG
Tragwerksplanung, Fassadenplanung	Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure AG, Luzern/ Zürich
Bauleitung	HTS Architekten, Altdorf
HLK-Planung	Abicht Zug AG, Zug
Elektroplanung	Pro Engineering AG, Basel
Landschaftsarchitektur	Berchtold.Lenzin Landschaftsarchitekten Basel. Zürich
Bauphysik	Kopitsis Bauphysik AG, Wohlen
Geologie	CSD Ingenieure AG, Luzern
Bauunternehmer	ARGE UKB Gamma Porr Gamma Bau AG, Schattdorf Porr Suisse AG, Altdorf
Schalungen	S.O.S. Work AG, Sempach Station
Vorspannung	Stahlton AG, Hinwil
Stahl-/Fassadenbau-unternehmer	Ruch AG, Altdorf
Tiefbauunternehmer	Kalbermatter AG, Wassen

Autor

MSc FH Bauing. Heinz Stalder
(Korrespondenzautor)
hst@luechingermeyer.ch
Dr. Lüchinger+Meyer Bauingenieure AG
Industriestrasse 3
CH-6005 Luzern

Zitieren Sie diesen Beitrag

Stalder, H. (2023) *Klare Struktur, komplexes Tragwerk – Neubau Bahnhofplatz 1, Altdorf*. Beton- und Stahlbetonbau 118, H. 2, S. 133–142. https://doi.org/10.1002/best.202200114