



**Architektur, Gestaltung
und Bauingenieurwesen**

Bachelorarbeiten Bauingenieurwesen

2023 2/2



Neubau Wohnüberbauung Wohnhaus 10



BACHELORARBEIT → QR CODE SCANNEN
PASSWORT: BA2023

Ausgangslage

Projektbeschreibung

Ein Privatunternehmen beabsichtigt den Bau eines Mehrfamilienhauses (MFH) in der Gemeinde Fällanden, im Kanton Zürich. Das Wohnhaus umfasst sieben Wohnungen, inklusive einer gemeinsamen Tiefgarage. Im Rahmen dieser Bachelorarbeit wird für die Entwicklung des Tragwerkkonzepts die gesamte Überbauung berücksichtigt, während für die Statik nur das Wohnhaus 10, inklusive der Tiefgarage beachtet wird. Die genaue Unterteilung ist in der Abbildung 1 ersichtlich. Es stellt sich die Frage, ob der geplante Neubau den verschiedenen Natureinwirkungen wie Schnee, Wind und Erdbeben über einen Zeitraum von mindestens 50 Jahren standhalten kann. Darüber hinaus muss das Gebäude den Eigen-, Auf- sowie den Gebrauchslasten gewachsen sein. Das Ziel dieser Arbeit besteht darin, ein praxisorientiertes Tragwerk zu konzipieren, die statischen Nachweise zu erfüllen und langfristig die Sicherheit und Stabilität des Gebäudes gewährleisten zu können.

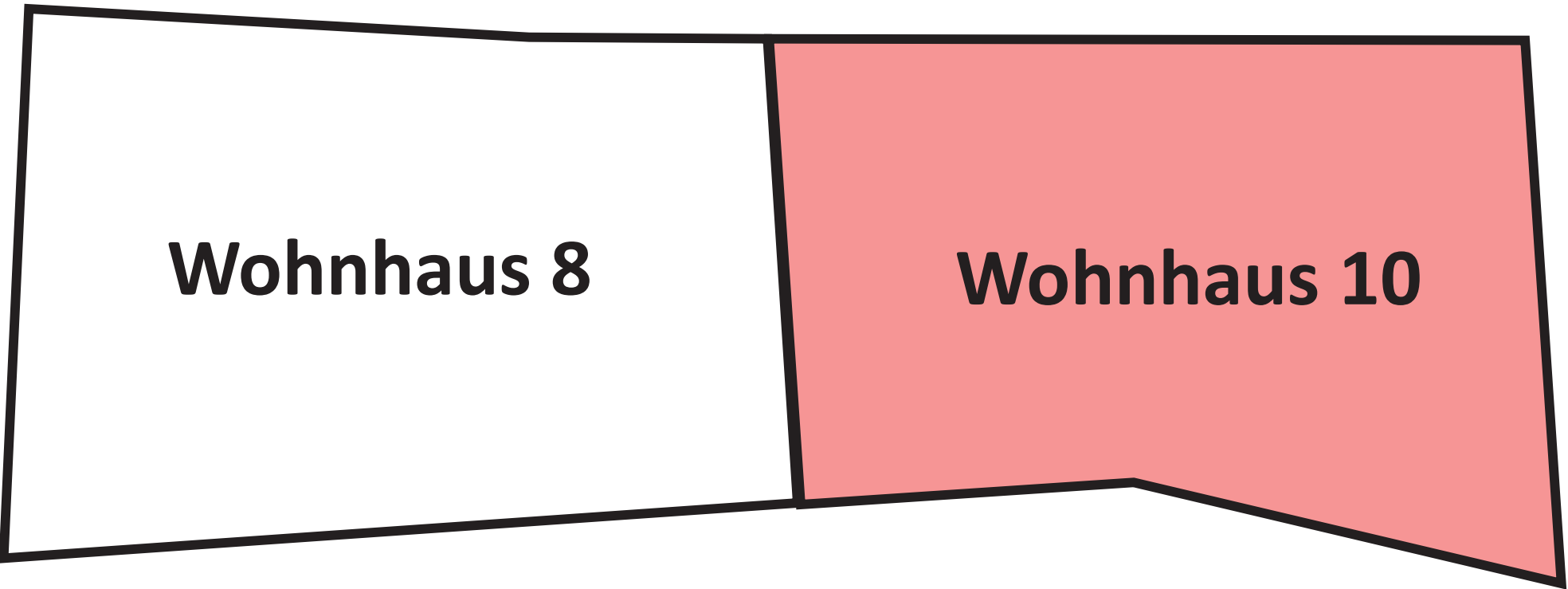


Abbildung 1: Unterteilung der Überbauung

Grundlagen

Als Grundlagen dienten die SIA-Normen, diverse Berichte sowie verschiedene Pläne der Architekt:innen. Die Pläne wurden von den Architekt:innen als PDF-Dateien übergeben. Zur Veranschaulichung sieht man einen dieser Pläne in der Abbildung 2. Für die Modellierung in einem Statikprogramm werden jedoch DXF-Dateien benötigt, weshalb die PDFs zuerst in einem CAD-Programm zu DXF-Dateien umgewandelt werden mussten. Im Anschluss konnte mit der Modellierung im Statikprogramm begonnen werden. Das vollständige CEDRUS-Modell ist in der Abbildung 3 zu erkennen.

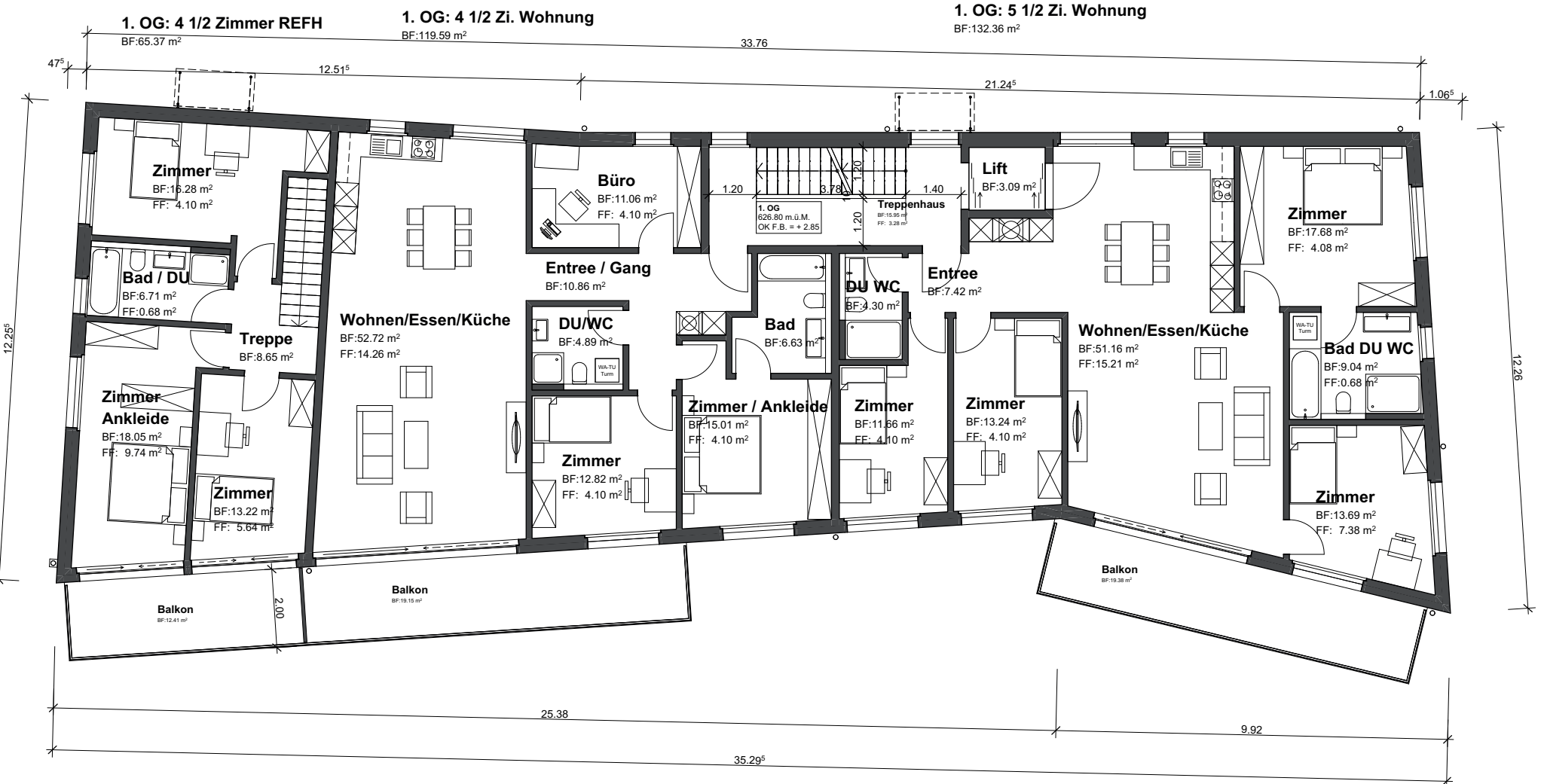


Abbildung 2: Grundriss 1. Obergeschoss

Tragwerkkonzept

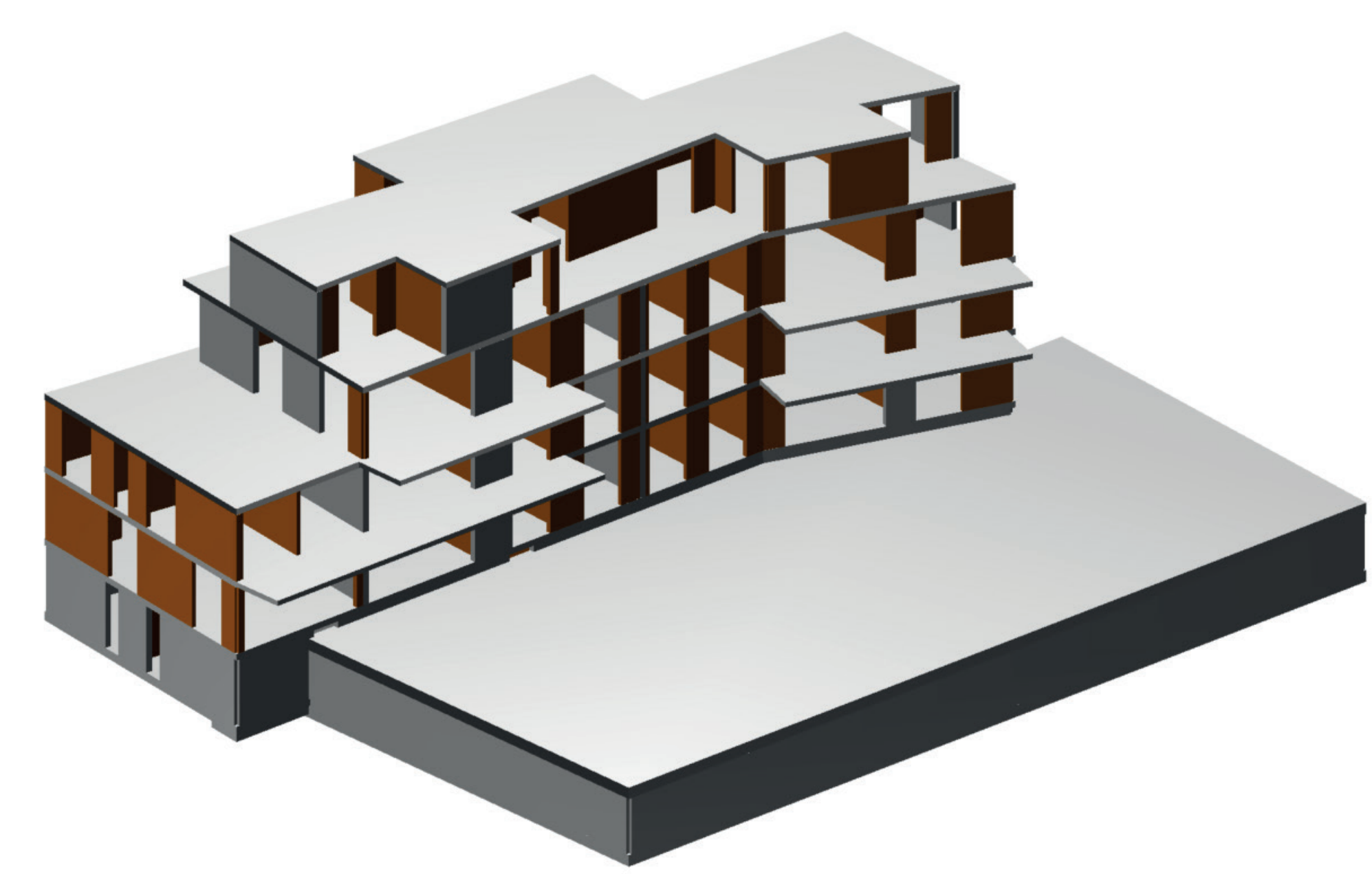


Abbildung 3: CEDRUS-Modell

Entwicklung

Die Erarbeitung des Tragwerks erwies sich als schwierig, da das Gebäude viele spitze Winkel und unregelmässige Grundrisse aufweist. In einem ersten Schritt wurden die Erdbebenwände bestimmt. Dabei wurden die verschiedenen Geschosse übereinandergelegt, um die Wände als Erdbebenwände zu definieren, welche vom Attikageschoss bis zum Untergeschoss übereinanderstehen. Generell ist es wichtig, dass die Erdbebenkräfte möglichst direkt, ohne Umwege über die Decken, in die Fundamente geleitet werden, um dadurch den Bedarf an Bewehrung zu minimieren. In einem weiteren Schritt wurden die Positionen der Stahlbeton- und Mauerwerkswände festgelegt. Grundsätzlich wurden Mauerwerkswände bevorzugt, da sie schneller errichtet werden können. In Bereichen, in denen die vertikale Belastung jedoch zu gross ausfiel, kamen Stahlbetonwände zum Einsatz, da diese eine höhere Druckfestigkeit besitzen.

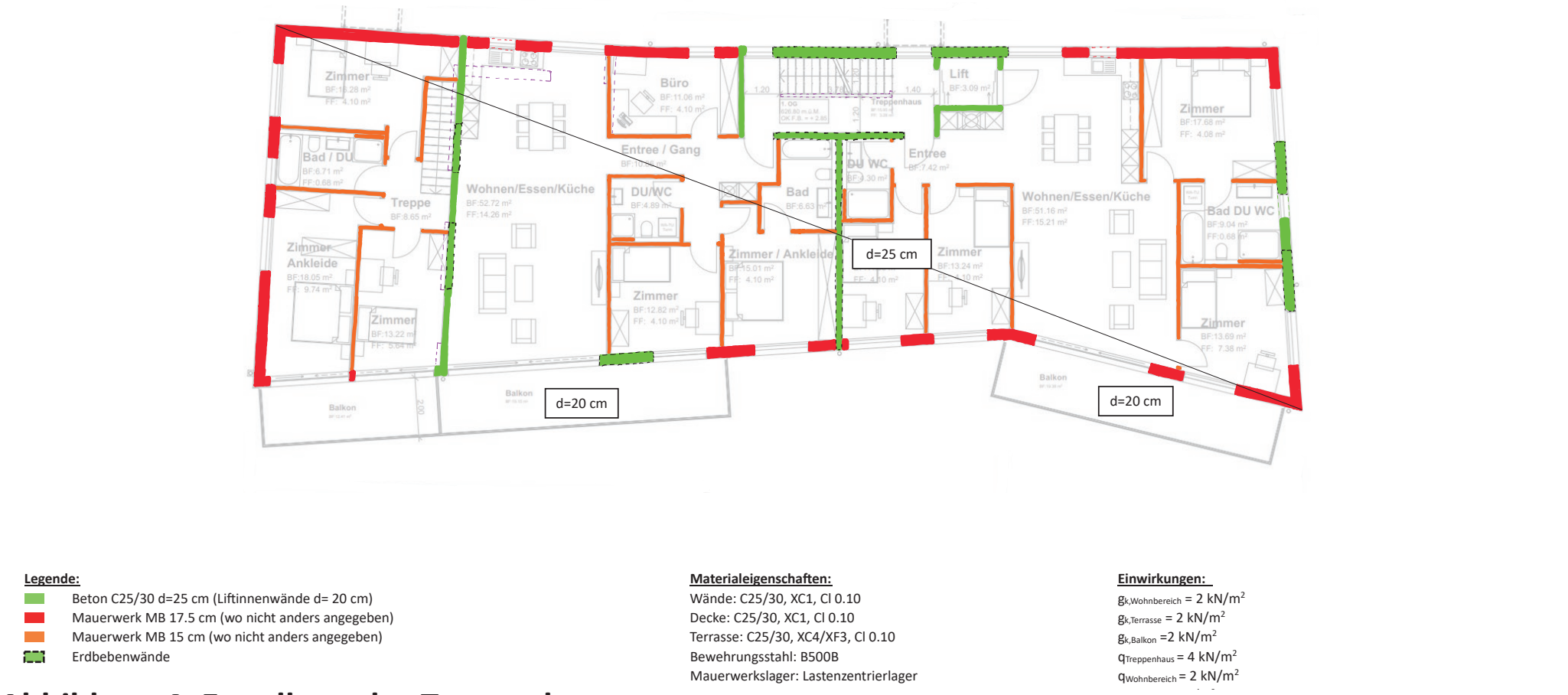


Abbildung 4: Erstellung des Tragwerks

In der Abbildung 4 ist die Anordnung der Stahlbeton- und Mauerwerkswände ersichtlich. Die Erdbebenwände mussten so positioniert werden, dass der Steifigkeits- und Massenschwerpunkt möglichst nahe beisammen liegen. Zudem sollten sich die Punkte innerhalb des Gebäudegrundrisses befinden. Die Berechnung dieser zwei Punkte erfolgte mit der Literatur „Schneider-Bautabellen“ und einer selbst erstellten Excel-Datei.

Lastabtrag

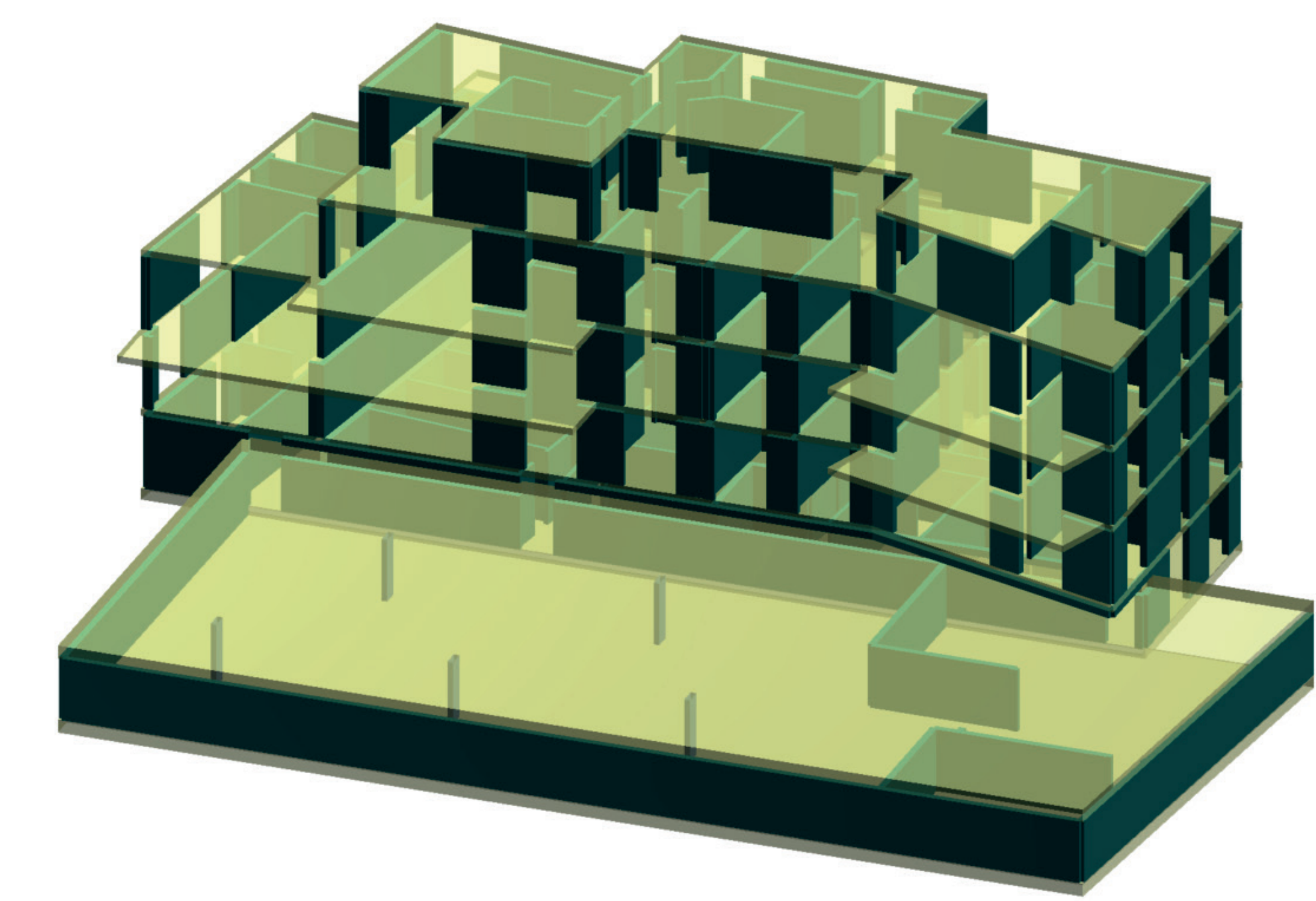


Abbildung 5: statisches Modell

vertikaler Lastabtrag

In der Abbildung 5 ist zu sehen, dass das Attikageschoss einen unregelmässigen Grundriss aufweist. Aus diesem Grund fungiert diese Decke als Abfangdecke. Demzufolge musste dort geprüft werden, ob die Kraftübertragung über die Decke gewährleistet wird. Dazu wurden an den kritischsten Stellen statische Nachweise geführt. Im Erd- und 1. Obergeschoss stehen die Wandscheiben mehrheitlich übereinander, wodurch der direkte Lastabtrag ermöglicht wird. Unter der Untergeschossdecke stehen die Wände nicht direkt unter den EG-Wänden, weshalb die Untergeschossdecke wiederum als Abfangdecke agiert. Diese Tatsache machte sich zudem bei der Berechnung der Biegebewehrung mit grossen Bewehrungsquerschnitten bemerkbar. Die Tiefgaragendecke weist eine Stärke von 0,45 m auf, wodurch teilweise hohe Lasten auf die Stützen und Ecken resultierten. Aus diesem Grund musste an diesen Orten das Durchstanzen geprüft und nachgewiesen werden.

horizontaler Lastabtrag



Abbildung 6: Erdbebenwände

Die horizontalen Einwirkungen ergaben sich aus den Wind- und Erdbebenlasten, wobei die Erdbebenlasten massgebend waren. Die Horizontallasten werden über die Deckenplatten an die Erdbebenwände, welche in der Abbildung 6 mit Nummern dargestellt sind, weitergeleitet. Im Anschluss können die Kräfte über die Erdbebenwände in die Fundamente, respektive in den Untergrund abgetragen werden.

Ergebnisse und Fazit

Durchstanzbewehrung

Wie zuvor beim Punkt „vertikaler Lastabtrag“ beschrieben, musste das Durchstanzen an den kritischsten Stellen geprüft werden. Dabei stellte sich heraus, dass lokal bei einzelnen Wandecken und Stützen Durchstanzbewehrungen notwendig sind. Die Durchstanzbewehrung ist eine Massnahme, um das Durchbrechen von Stützen durch Deckenplatten zu verhindern. Ohne kann es zu einem Versagen der gesamten Struktur führen. In den zwei nachfolgenden Abbildungen sind die bemessenen Durchstanzbewehrungen der Stützen und Wandecken in der Tiefgarage zu erkennen, beziehungsweise deren Anordnung in der Tiefgaragendecke.

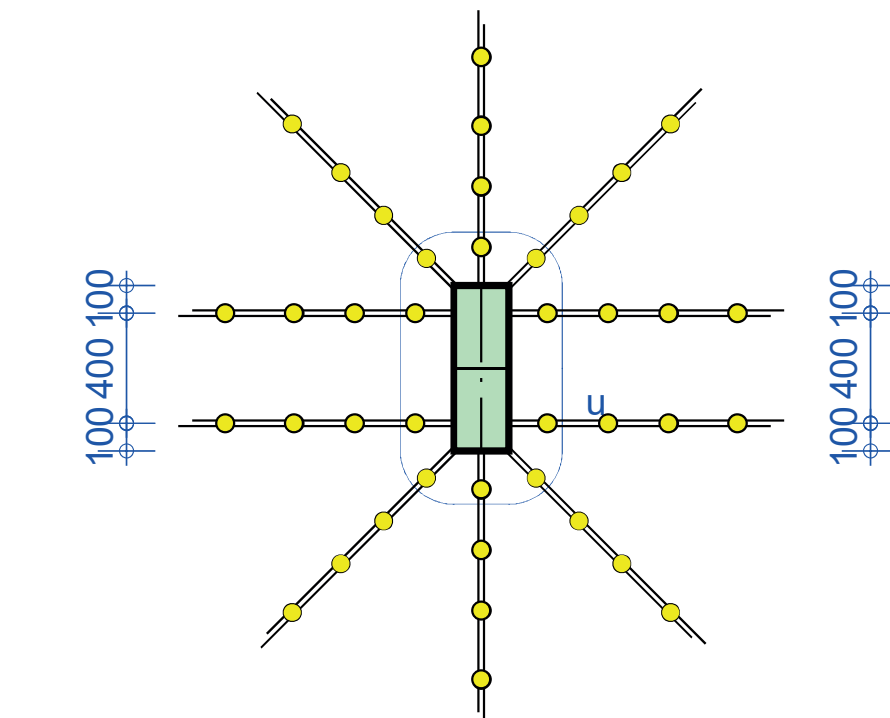


Abbildung 7: Durchstanzbewehrung der Stützen

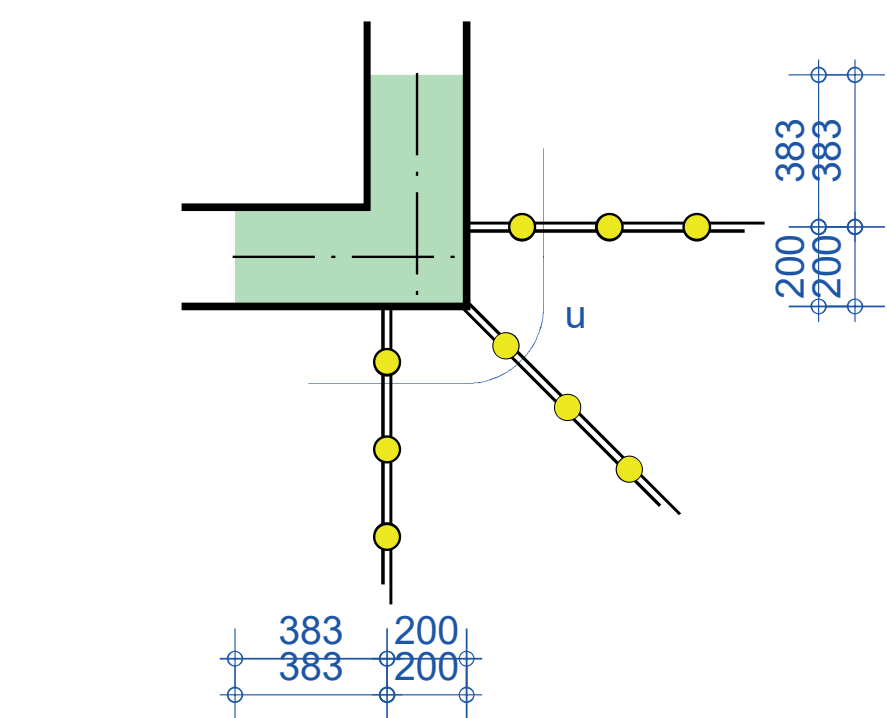


Abbildung 8: Durchstanzbewehrung Wandecke 2

Erdbebenbewehrung

Zuvor wurde erwähnt, dass das Erdbeben massgebend war. Für die Berechnung der horizontalen Erdbebeneinwirkungen wurde das Ersatzkraftverfahren angewendet, wo bei die Erdbebenlasten pro Geschoss berechnet wurden. In der Abbildung 9 sind diese Ersatzkräfte zu sehen. Daraufhin wurden diese Kräfte mit einem aufwendigen Rechnungsverfahren auf die einzelnen Erdbebenwände aufgeteilt. Nun konnte die erforderliche Erdbebenbewehrung bestimmt werden, indem mittels Spannungsfelder die Zug- und Druckbewehrungen für jede Erdbebenwand, in allen Geschossen ermittelt wurden. In der Abbildung 10 ist die Erdbebenbewehrung einer Wand, im roten Rechteck dargestellt.



Abbildung 9: Ersatzkräfte

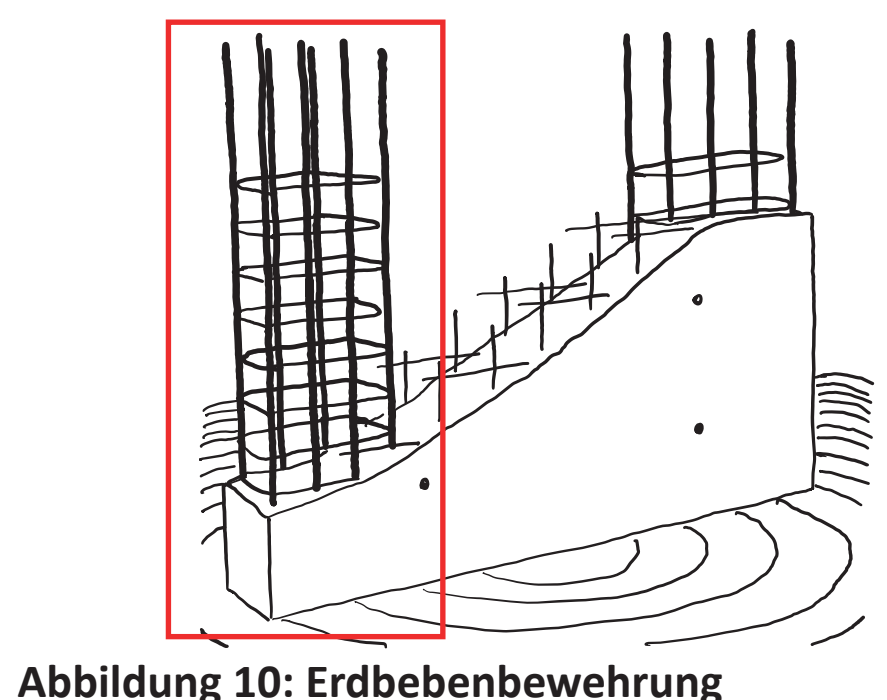


Abbildung 10: Erdbebenbewehrung

Herausforderungen

Die statische Bemessung dieses MFHs erwies sich als äusserst anspruchsvoll. Zu den grössten Herausforderungen gehörten die Umsetzung des horizontalen und vertikalen Lastabtrags, die Entwicklung des Tragwerkkonzepts aufgrund der unregelmässigen Grundrisse sowie die Bemessungen der Erdbebenbewehrungen.



AUSGANGSLAGE

Die Brücke Mühlau führt über die Thur und verbindet die beiden Gemeinden jenseits der Ufer. Die bestehende einfeldrig, vorgespannte Brücke hat eine Spannweite von rund 42 m und wurde im Jahr 1952 erbaut. Da die heutigen Anforderungen an die Tragsicherheit und Gebrauchstauglichkeit nicht mehr erfüllt sind, wünscht sich die Bauherrschaft einen Ersatzneubau der Brücke.



Abbildung 1: Bestehende Brücke Mühlau (Blickrichtung flussaufwärts)



Abbildung 2: Bestehende Brücke Mühlau (Blickrichtung West)

AUFTRAG

Im Rahmen der Bachelorarbeit soll in einem ersten Schritt mittels eines Variantenstudiums die bestmögliche Linienführung und das optimale Tragsystem verglichen und ausgewertet werden. In einem zweiten und letzten Schritt soll die Bestvariante als Vorprojekt mit allen dazugehörigen Dokumenten (Nutzungsvereinbarung, Projektbasis, Technischer Bericht, Statische Berechnung und Projektplänen) ausgearbeitet werden. Die Baugrube und Werkleitungen sind nicht Bestandteil der Bachelorarbeit und werden somit nicht berücksichtigt.

ARIANTENSTUDIUM I LINIENFÜHRUNG UND TRAGWERK

In einem zweistufigen Variantenstudium wird zuerst der ideale Standort der neuen Brücke definiert. Im Anschluss wird aufgrund der gewählten Lage das optimale Tragwerk ermittelt.

Linienführung

Aufgrund der speziellen Bauweise der bestehenden Brücke ist es nicht möglich die Brücke halbseitig zurückzubauen und den Neubau halbseitig zu erstellen. Damit für die Verkehrsteilnehmer ein möglichst reibungsloser Bauablauf mit wenig Ein-

schränkungen entsteht, wurde im Rahmen des ersten Variantenstudiums die Linienführung analysiert. Nebst der Übernahme der bestehenden Lage, wird auch jeweils eine neue Linienführung neben der jetzigen Brücke untersucht. So könnte die bestehende Brücke während dem Bau in Betrieb bleiben, bis man nach dem Bau den Verkehr über den Ersatzneubau umstellen könnte. Die beiden Varianten an bestehender Lage unterscheiden sich einzig in der Anordnung einer oberwasserseitigen Hilfsbrücke.

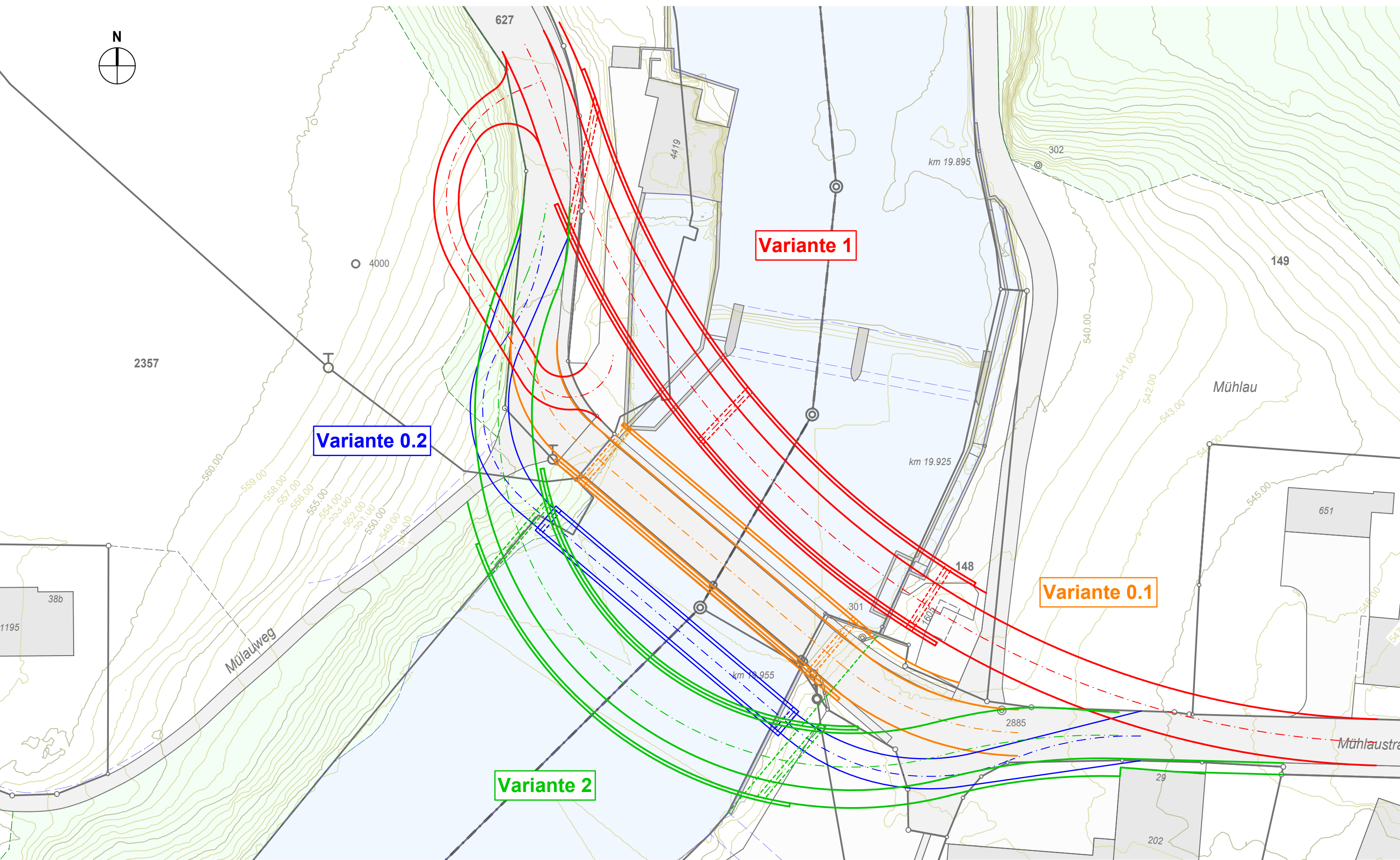


Abbildung 3: Gesamtübersicht Varianten Linienführung

Die Variante 0.1 konnte durch die einfache Brückengeometrie, der geringsten Umgebungsarbeiten und der geringsten Kosten punkten. Obwohl die Variante Einschränkungen für den Verkehr mit sich bringt, konnte sie vor allem in den anderen Bewertungskriterien überzeugen. Der Neubau wird an derselben Lage während einer 8- bis 9-monatigen Vollsperrung entstehen.

Tragwerk

Nachdem nun die Lage des Ersatzneubaus definiert ist, werden 6 Tragwerke im Längsschnitt verglichen.
- Variante 1: Einfeldrige Balkenbrücke
- Variante 2: Zweifeldrige Rahmenbrücke

- Variante 3: Einfeldrige Rahmenbrücke
- Variante 4: Bogenbrücke
- Variante 5: Trogbrücke
- Variante 6: Schrägseilbrücke
Die einfeldrige Rahmenbrücke (Variante 3) erfüllt alle Randbedingungen aus der Aufgabenstellung. Sie hat ein schlichtes Erscheinungsbild und kann unterhaltsarm, in integraler Bauweise erstellt werden. Die Ausarbeitung des Vorprojektes wird zeigen, welcher Querschnitt sich für diesen Brückentyp am besten eignet. Zur Auswahl stehen ein massiver Plattenquerschnitt, ein Hohlkastenquerschnitt und ein Plattenbalkenquerschnitt.

KATASTERPLAN

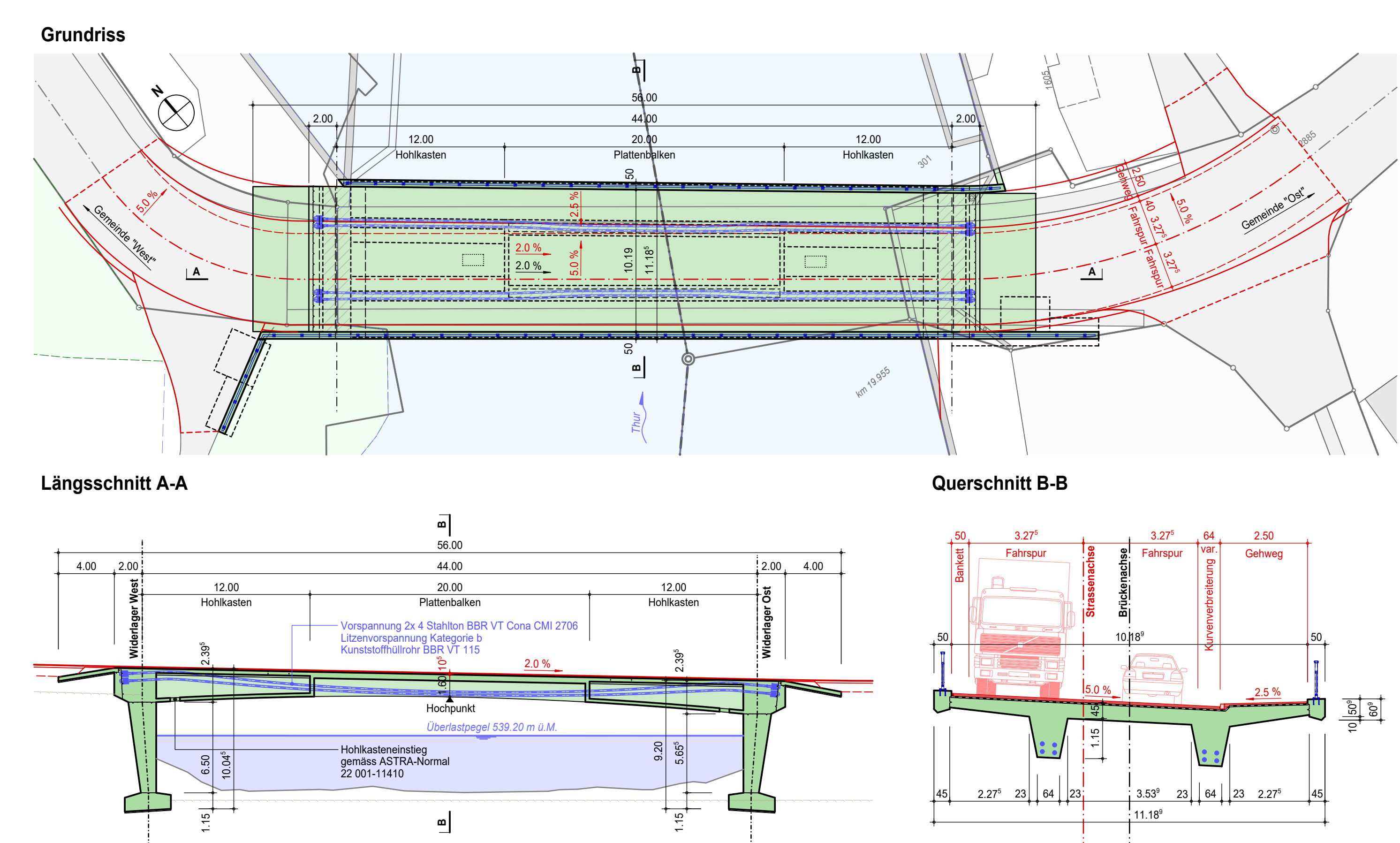


Abbildung 4: Katasterplan des Ersatzneubaus Brücke Mühlau

TRAGWERKSKONZEPT

Bauteilabmessungen	
Brückenlänge	48.00 m (Achsmass)
Breite	10.96 - 11.42 m
Spannweite	44.00 m
Fläche	448 m ²
Breite Fundament	3.30 m

Statisches System

Die Brücke ist als integrales, vorgespanntes Rahmenbauwerk ausgebildet. Die Widerlager sind monolithisch mit dem Überbau verbunden. Die Widerlager werden flach in den Felsen fundiert.

Geometrie

Der Brückenüberbau besteht zur Hälfte aus einem Hohlkastenquerschnitt und zur Hälfte aus einem Plattenbalkenquerschnitt. In der Brückenmitte kommt der Plattenbalkenquerschnitt zu liegen, da dadurch geringere Bauteilabmessungen möglich sind und die Brücke so schlanker daherkommt. Gegen die Rahmenstiele hin erfolgt dann der Wechsel auf den Hohlkastenquerschnitt. Der Einstieg in den Hohlkasten erfolgt von unten mit Hilfe eines Brückenuntersichtgerätes. Da man für die Inspektion generell von so einem Gerät abhängig ist, erscheint diese Methode als gut geeignet und zweckmässig.

NACHWEISFÜHRUNG

Die Brücke wurde an mehreren Stellen statisch nachgewiesen. Die Nachweise wurden sowohl in Längsrichtung sowie auch in Querrichtung geführt. Das seitliche Randbord wurde dabei als nichttragend definiert, damit dieses bei einem frühzeitigen Ersatz keinen Einfluss auf die Tragsicherheit des Überbaus hat. Im Grenzzustand der Tragsicherheit wurden die Nachweise infolge der Momente, der Querkraft, der Normalkraft und der Torsion geführt. Im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit wurden die Nachweise zur Rissbreitenbeschränkung, der Durchbiegung, der Bodenpressung und der Relativverschiebung durchgeführt.

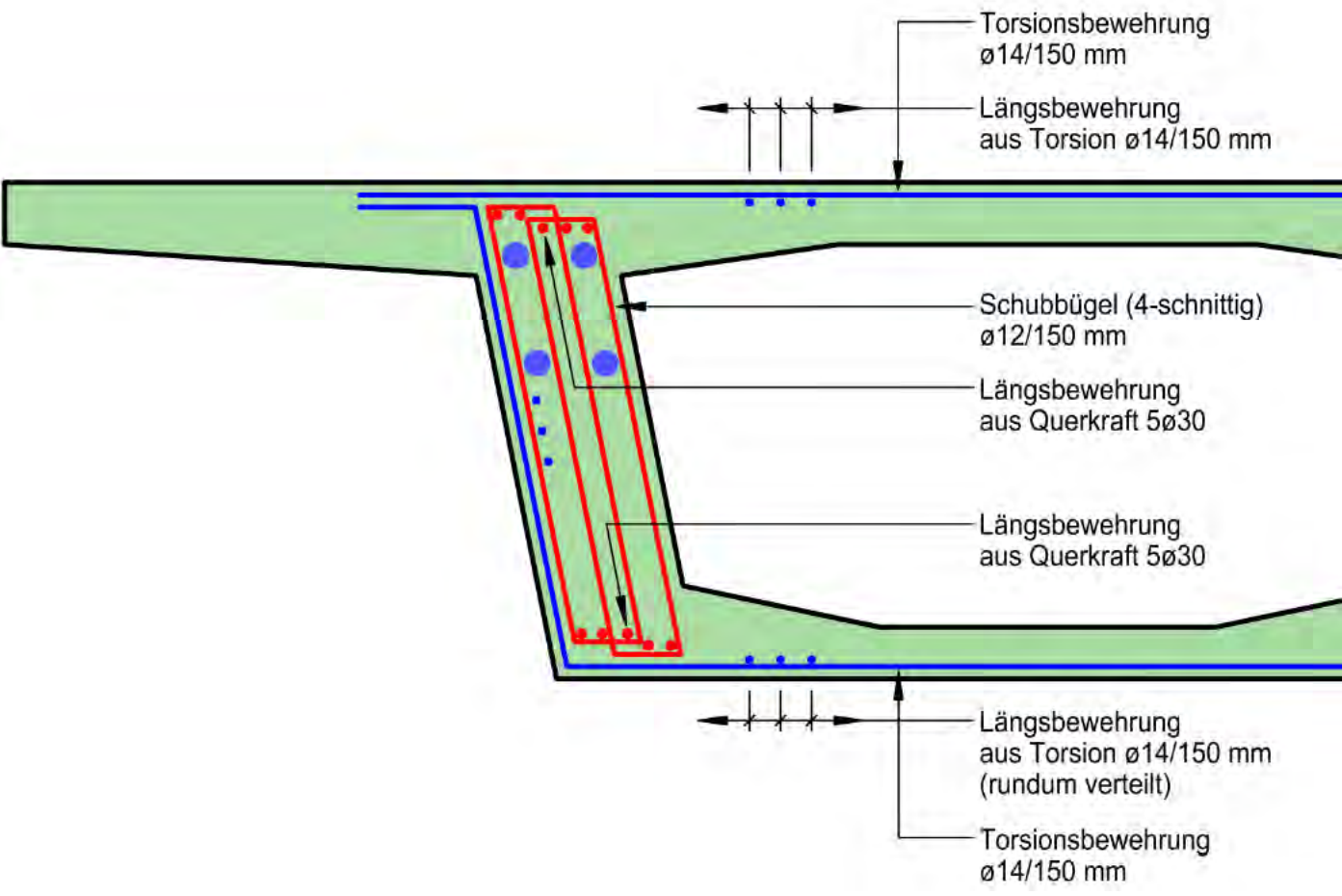


Abbildung 5: Bewehrungsskizze Rahmeneck infolge Querkraft und Torsion



Ausgangslage

Das betrachtete Bauprojekt ist ein Mehrfamilienhaus, welches sich in Pfaffhausen befindet. Dabei bildeten die Grundlagen für die Bearbeitung, die Architekturpläne sowie das geologische Gutachten.
Das Gebäude besteht aus einem Untergeschoss, welches direkt an die Tiefgarage anschliesst. Oberhalb befindet sich vier weitere Geschosse, wobei der Grundriss ab dem 2.OG verkleinert wird und auf dieser Ebene eine grosse Terrasse geplant wurde.

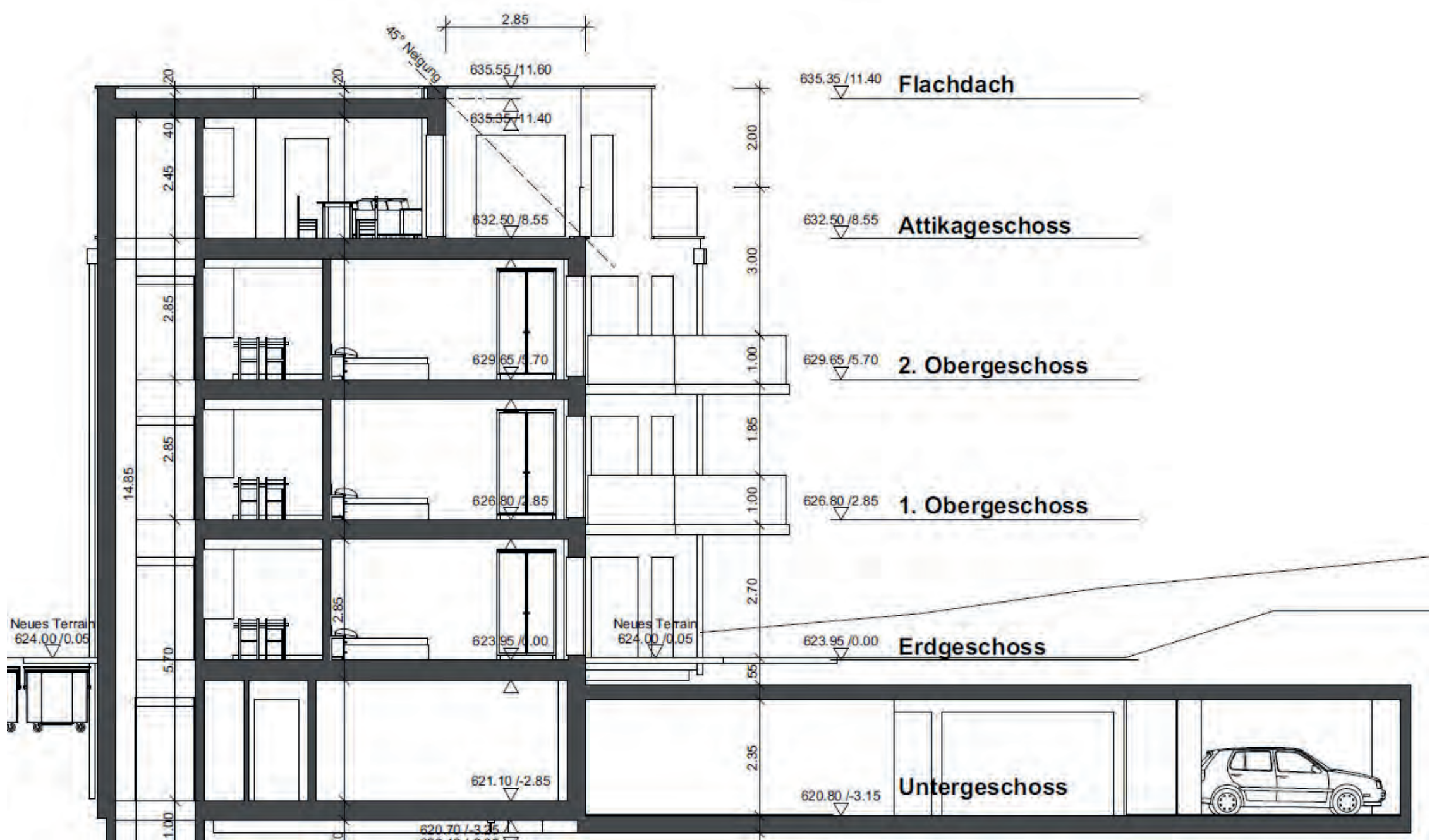


Abb. 1: Querschnitt des Gebäudes



Abb. 2: Ansicht der Südfassade

Aufgabenstellung

Die Aufgabe bestand darin, dass ein Vorprojekt für eine Haushälfte dieses Bauwerks erstellt wird. Im Rahmen dieser Arbeit wurde das Tragwerkskonzept erarbeitet, welches als Grundlage für die weitere Projektierung dient. Zudem wurde eine Spezialaufgabe ausgeteilt, in welcher das Baugrubenkonzept erarbeitet werden soll und auch eine Vorbemessung als Ergebnis angestrebt wurde.
Im Falle der Bachelorarbeit war ein zentrales Thema, dass nicht nur die Dimensionen und diverse Bewehrungen erarbeitet werden. Es wurde viel Wert darauf gelegt, das Programm Cubus richtig einzusetzen und auch ein Gefühl dafür zu entwickeln wie mit den Ergebnissen umzugehen ist. Dies durch diverse Plausibilisierungen der statischen Berechnungen von Hand, welche mit den Ergebnissen des Programms verglichen wurden.

Analyse Tragsystem Wohnhaus

Zur Beurteilung des Tragsystems wurde zuerst entschieden, welche Wände benötigt werden, um die horizontalen Lasten abzutragen. Dies, um im Ausschlussverfahren mögliche nicht tragende Wände herauszufiltern.

Vertikaler Lastabtrag

Beim Tragwerksentscheid dieses Gebäudes, wurde immer darauf geachtet, dass potenzielle nicht tragende Wände auch als solche erkannt und angesetzt wurden. Weiter stand die Materialisierung im Vordergrund, da das Ziel war, so wenig Betonwände wie möglich einzusetzen, um das Gewicht so gering wie möglich zu halten.

- Weniger Gewicht bedeutet weniger Erdbebenlast.
- Viele Wände stehen nicht übereinander, wodurch diese die Lasten in den Deckenfeldern übergeben, was statisch ungünstig ist.

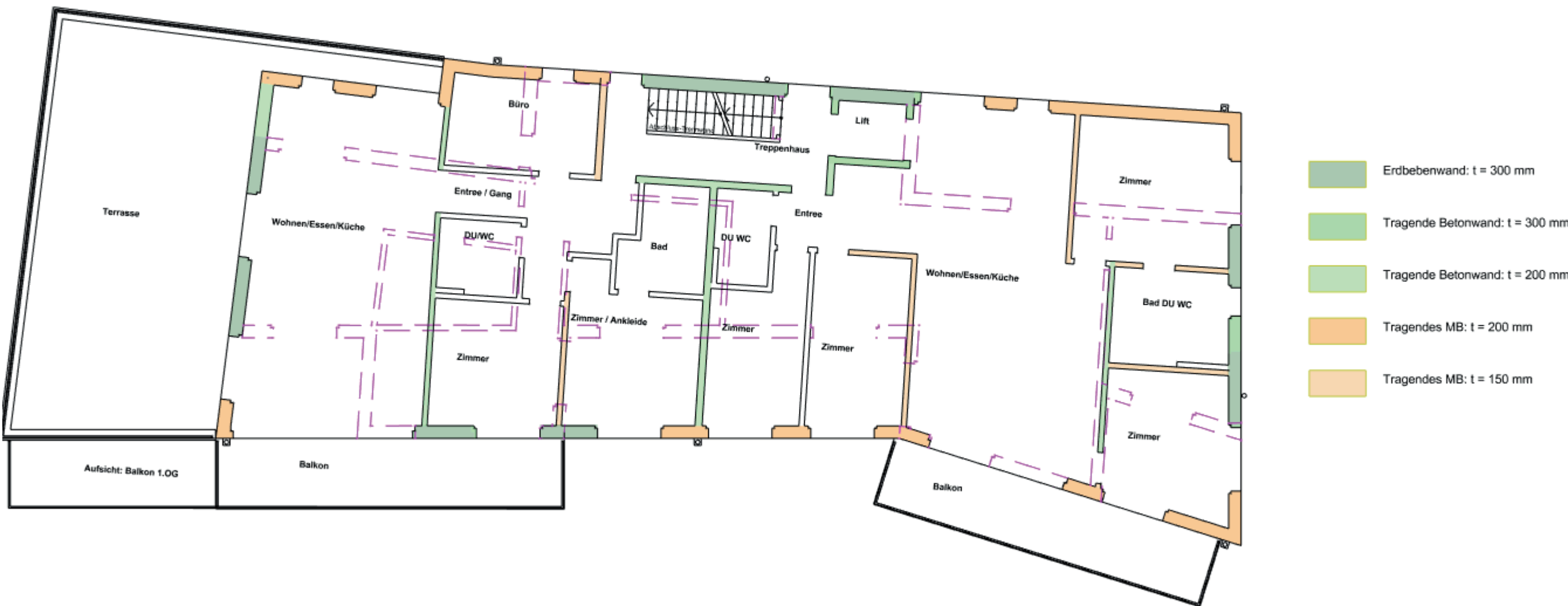


Abb. 3: Grundriss des 2.OG mit in pink eingezeichneten Wänden des darüberliegenden Attikagesosses

Horizontaler Lastabtrag

Wie bereits erwähnt, ist die Wahl der Wände, welche sich als horizontale Aussteifung eignen stark begrenzt. In der Abbildung 3 ist der Grundriss des 2. OGs dargestellt, wobei die Erdbebenwände in dunkelgrün herausgehoben wurden. Diese wurden so gewählt, dass der Schubmittelpunkt, welcher das Angriffszentrum der Erdbebenlast ist, so nah beim geometrischen Schwerpunkt liegt wie möglich.
Ab einer gewissen Anzahl an Bewehrungseisen in den Wandenden mussten zusätzliche konstruktive Massnahmen ergriffen werden, um diese Normkonform ausgestaltet zu haben. Die Anzahl der Bewehrungseisen variiert dabei, von vier bis zu zehn Eisen, je nach Wand und Geschoss.

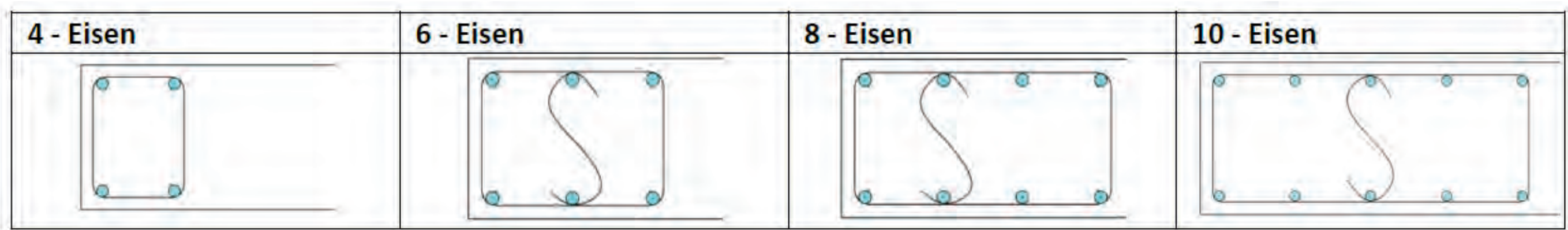


Abb. 4: Varianten der Wandenden von Erdbebenwänden

Analyse Tiefgarage

Die angeschlossene Tiefgarage besitzt als tragende Struktur neben den Ausenwänden lediglich ein Stützenraster, welches keinerlei Symmetrien aufweist. Dieses wurde so vorgegeben und durfte gemäss Angaben des Architekten nicht umpositioniert werden. Dadurch, dass auch keine Unterzüge geplant werden durften, blieb bei einer Flachdecke lediglich die Option, der Decke grössere Abmessungen zuzuschreiben, oder, die Decke vorzuspannen. Da eine Vorspannung aber einen nachteiligen Effekt auf das Phänomen „Durchstanzen“ hat, hat man sich dazu entschieden, lediglich die Stärke der Decke zu vergrössern.

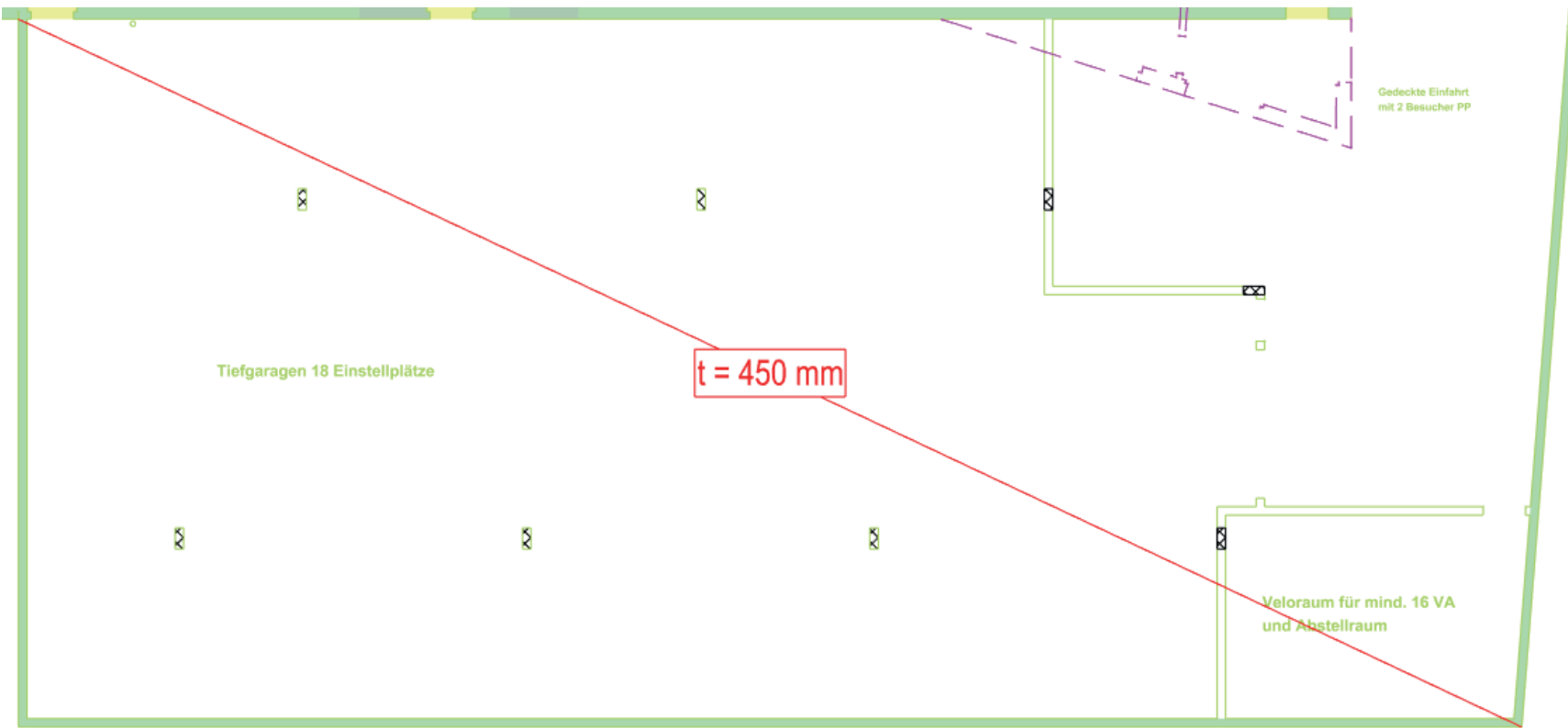


Abb. 4: Grundriss der Tiefgarage mit Deckenstärke und in pink, die aufliegende UG-Decke

Baugrubenkonzept

Der Baugrubenabschluss wurde in Form einer Rühlwand dimensioniert, um mehr Platz zur Verfügung zu haben, welcher für Bauinstallationen genutzt werden kann. Gemäss der Informationen aus dem geologischen Bericht hätte im Verhältnis 1:1 bis 3:2 geböschet werden können, was zu einer Verbreiterung der Baugrube von bis zu 3.6 m geführt hätte. Es ist mit diesem Lösungsansatz also auch möglich unter anderem die Menge an Aushubmaterial zu reduzieren.

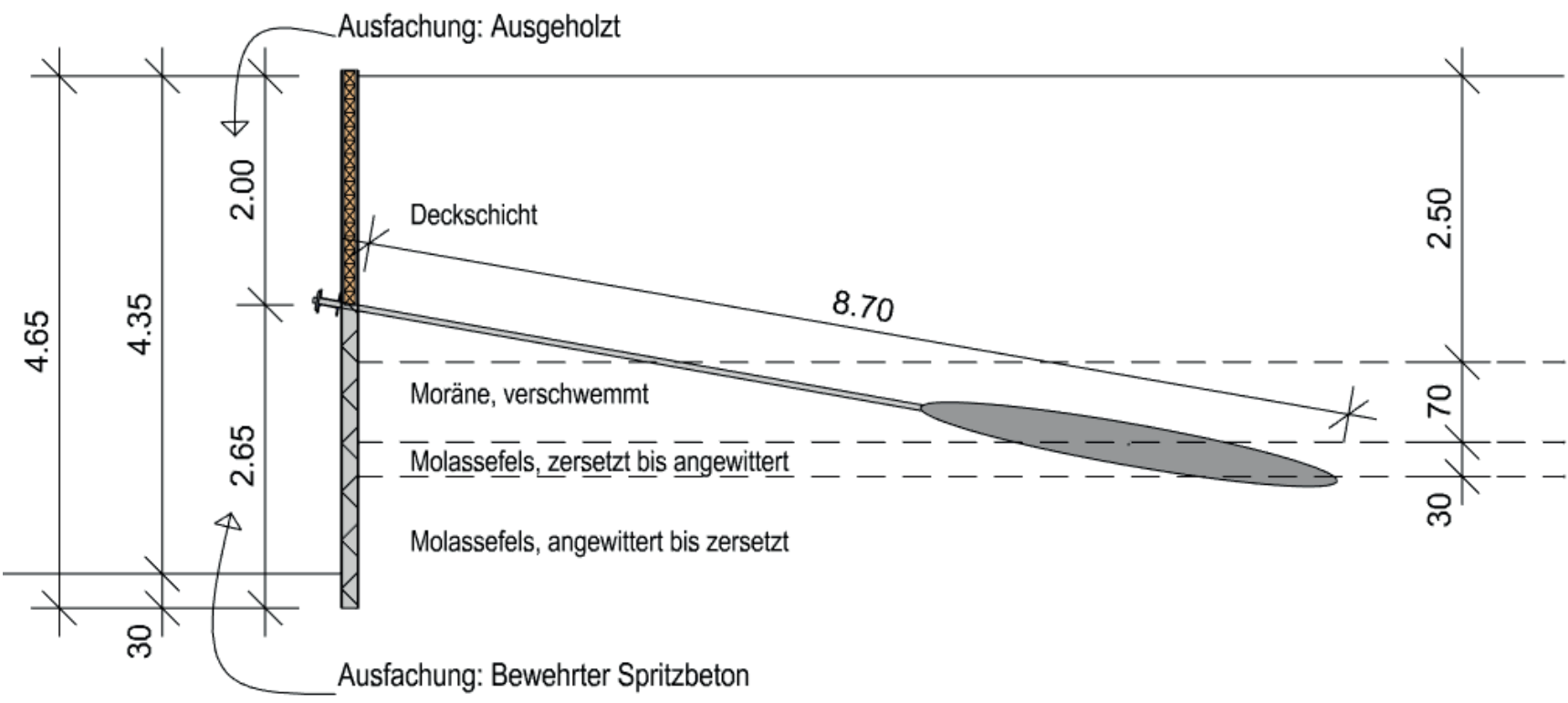


Abb. 5: Variante 1 des Baugrubenabschlusses

Fazit

Die Arbeit an sich war spannend, jedoch hatte man bei der Wahl von verschiedenen Tragsystemen oder anderen Varianten wenig Freiheit, da vieles durch das System des Architekten bereits vorgegeben wurde.
Dieser Umstand hatte wiederum den Vorteil, dass gelernt wurde, in allen Situationen eine Lösung zu finden. Es war insbesondere ein spannender Aspekt, da das während dem Studium aufgrund von fehlender Zeit oft zu kurz kam.
Die Anforderungen, an die verschiedenen Analysen zu den Programmberechnungen waren einerseits sehr mühsam, aber sehr lehrreich und förderten das Verständnis für Gesamtsysteme.



Aufgabenstellung:

Das Ziel dieser Arbeit sind Excel Tools zu erstellen welche es ermöglichen einfach und effizient die Festmengen vom Grabenaushub und Hinterfüllung zu ermitteln. Dies unter Berücksichtigung der Normen und Vorschriften. Die Ausgabe des Tools dient anschliessend als Grundlage für die Ausschreibung und Abrechnung des erstellten Abschnittes. Es werden dabei zwei verschiedene Tools erstellt. Das Grabentool dient dem allgemeinen Aushub und der Hinterfüllung. Es ermittelt also die Grabenbreite anhand der Tiefe und zusätzlich das Aushubvolumen und Hinterfüllvolumen des Grabens im Bereich der Leitung und der Schächte. Das Leitungsquerungstool ermittelt den Aushub und Hinterfüllung im Bereich der Leitungsquerungen.

Berücksichtigte Normen und Vorschriften:

- SIA 190_2017: Kanalisation
- VSS SN 640 535_2019: Grabarbeiten
- Bauarbeitenverordnung, BauAV_2022
- SN EN 1610_2015

Geltungsbereiche Normpositionskataloge

In der Praxis gestalten sich Ausschreibungen und Abrechnungen von Aushubarbeiten oft als ziemlich komplex. Im Wesentlichen unterscheiden sich die abzurechnenden Einheitspreise auf Grund der vom NPK vorgegebenen Staffelnungen der Geltungsbereiche zunehmend auf die Grabentiefe:

221	U-Gräben und U-Gräben ausbeton, Abbaulassen 1 bis 4, Maschinell, In gepriesenen Gräben und Gräben.	
100	t bis m 1,40.	m3
120	t m 1,41 bis 2,00.	m3
122	t m 2,01 bis 3,00.	m3
123	t m 3,01 bis 4,00.	m3
124	t m 4,01 bis 5,00.	m3
125	t m 5,01 bis 6,00.	m3

NPK Abstufung	
t =	- 1.40 m
t =	1.40 - 2.00 m
t =	2.00 - 3.00 m
t =	3.00 - 4.00 m
t =	4.00 - 5.00 m
t =	5.00 m

Das Tool berechnet die Lage der veränderten Grabentiefe für jeden Abschnitt und die jeweilige Grabenbreite. Daraus ermittelt nebst dem Volumen des gesamten Grabenabschnittes die Volumen der einzelnen Geltungsbereiche:

Volumen Aushub			
Längen zu Tiefe		Volumen Belag	
L ab Start/L Segment			
t =	≤ 1.40	-	t = ≤ 1.40 - m³
t =	1.40 - 2.00	-	t = 1.40 - 2.00 - m³
t =	2.00 - 3.00	-	t = 2.00 - 3.00 - m³
t =	3.00 - 4.00	2.89 m	t = 3.00 - 4.00 0.52 m³
t =	4.00 - 5.00	-	t = 4.00 - 5.00 - m³
t =	5.00 s	-	t = 5.00 s - m³
Gesamt Volumen Belag			0.52 m³

Volumen Graben	
t =	≤ 1.40 - m³
t =	1.40 - 2.00 - m³
t =	2.00 - 3.00 - m³
t =	3.00 - 4.00 9.11 m³
t =	4.00 - 5.00 - m³
t =	5.00 s - m³
Gesamt Volumen Graben 9.11 m³	

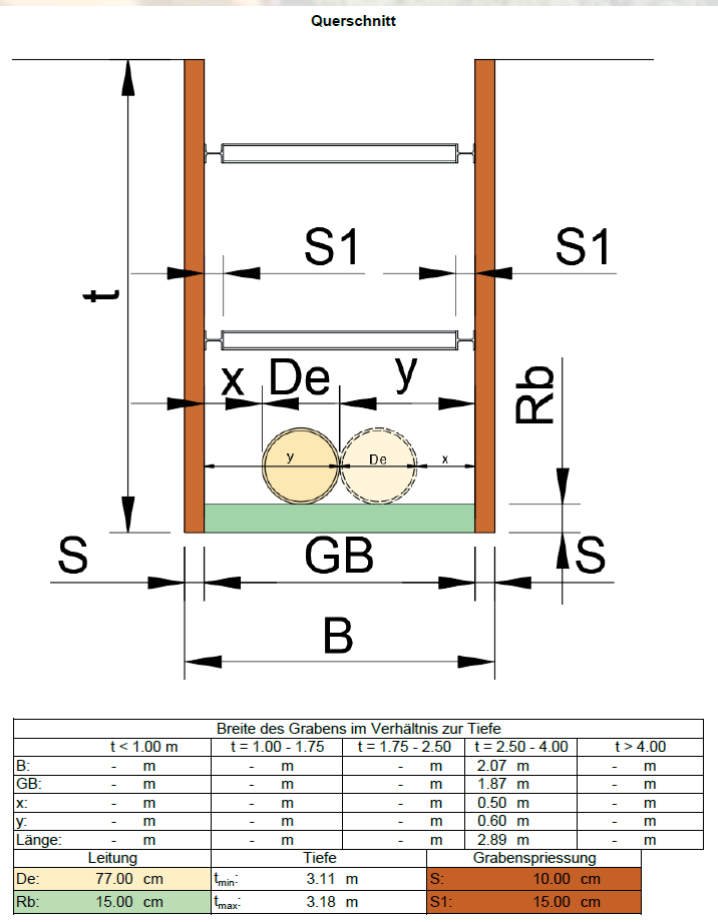
Grabenbreite

Die Grabenbreiten beruhen auf den Normen der SIA und des VSS sowie den Vorschriften der BauAV. Aufgrund dessen ist die Grabenbreite abhängig von der Tiefe des Grabens und dem Durchmesser der Leitung.

Tabelle 12 Arbeitsraum im Verhältnis zum Aussendurchmesser OD des Rohrs			
DN mm	Arbeitsraum insgesamt (OD + x) m		
	U-Graben	V-Graben	
		$\beta > 60^\circ$	$\beta \leq 60^\circ$
≤ 225	OD + 0,40	OD + 0,40	
> 225 bis ≤ 350	OD + 0,50	OD + 0,50	
> 350 bis ≤ 700	OD + 0,80	OD + 0,80	
> 700 bis ≤ 1200	OD + 0,90	OD + 0,90	
> 1200	OD + 1,00	OD + 1,00	

Tabelle 11 Mindestgrabenbreite im Verhältnis zur Grabentiefe	
Grabentiefe in m	Mindestgrabenbreite in m
< 1,00	0,60
≥ 1,00 bis ≤ 1,75	0,80
> 1,75 bis ≤ 4,00	0,90
> 4,00	1,00

Das Grabentool ermittelt aufgrund der Angaben des Leitungstyps und der ermittelten Tiefe des Grabens die erforderliche Breite. Aufgrund dessen kann das Tool die Grabenbreite zu den jeweiligen Tiefen angeben. Damit der Breitenverlauf werden kann gibt das Tool die Längen zu den jeweiligen Grabenbreiten aus.



Leitungsquerungen

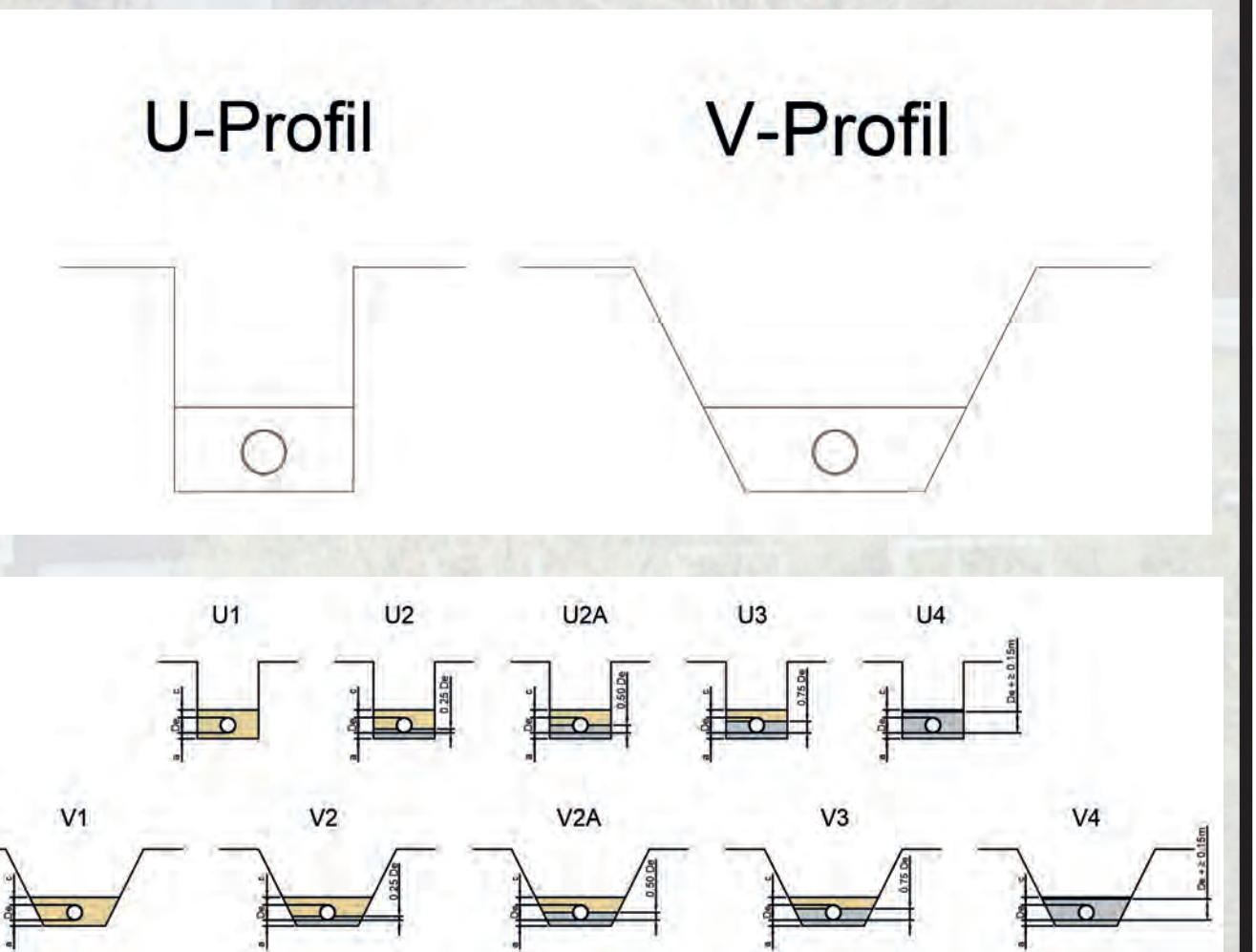
Bei praktisch jedem Graben gibt es bestehende Leitungen, welche den Graben queren oder parallel im Graben verlaufen. Gemäss den NPK-Regelungen ist im Bereich jener Leitungen ein Handaushub notwendig.

Mit dem Leitungsquerungstool kann der Polier auf der Baustelle die querenden Leitungen aufnehmen. Anschliessend kann das Tool mit den Daten die Volumina für den Handaushub und den Maschinellen Aushub ermitteln. Das gleiche gilt auch für die Hinterfüllungen dieser Leitungen.



Grabentypen

Die SIA unterscheidet beim Graben zwischen dem U-Profil und dem V-Profil. Zusätzlich gibt die SIA die Bettung der Leitung vor. Diese wird in U1-U4 resp. V1-V4 definiert.



Das Tool berechnet für jeden Profiltyp den unterschiedlichen Aushub und Hinterfüllungsvolumen. Zusätzlich gibt das Tool passend zur Bettung die Richtigen Volumen aus. Das Volumen der Bettung wird durch das Tool automatisch angepasst und gibt somit auch unterschiedliche Werte aus.

Volumen Beton			
Leitung			
Betonhöhe	0.73 m		
Länge	21.88 m		
Breite	- m	- m	2.07 m - m
L-Abschnitt	- m	- m	21.88 m - m
F-Abschnitt	- m²	- m²	1.51 m² - m²
V-Abschnitt	- m³	- m³	32.95 m³ - m³
Totale	32.95 m³		
V Leitung	8.20 m³		
Volumen Beton	24.75 m³		

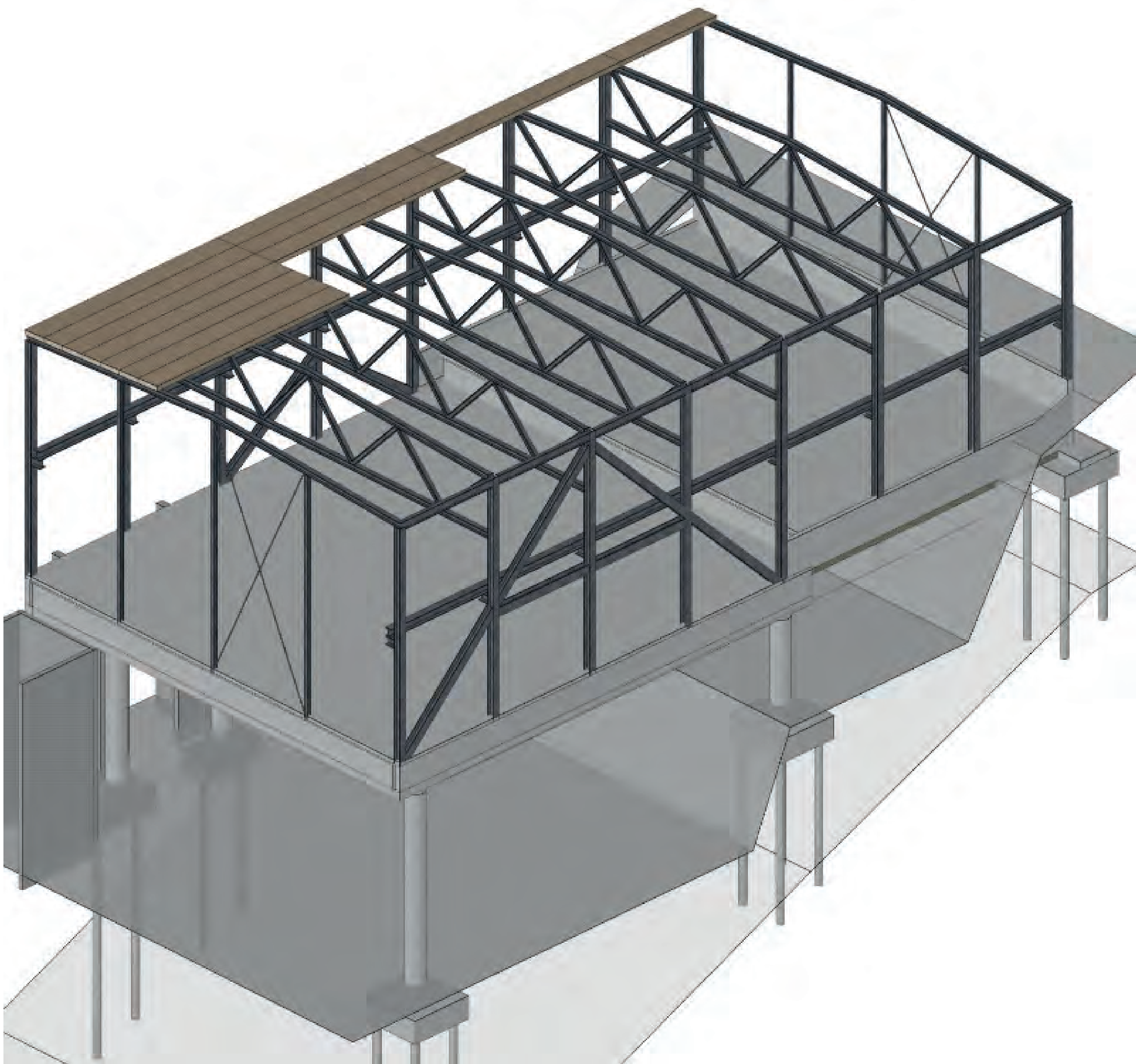
Volumen Graben			
Startschicht		Zielschicht	
Höhe	- m	Höhe	0.73 m
Volumen Tot	- m³	Volumen Tot	5.95 m³
Schachtfäche	- m²	Schachtfäche	1.12 m²
Volumen Schacht	- m³	Volumen Schacht	0.82 m³
Volumen Beton	- m³	Volumen Beton	6.17 m³

Volumen Hinterfüllung			
Leitung		Startschicht	
V Aushub	152.18 m³	V Aushub	- m³
V Beton	24.75 m³	V Beton	- m³
V Leitung	10.19 m³	V Leitung	- m³
V Hinterfüllung	97.23 m³	V Hinterfüllung	- m³

Zielschicht	
V Aushub	27.46 m³
V Beton	3.04 m³
V Hinterfüllung	18.25 m³



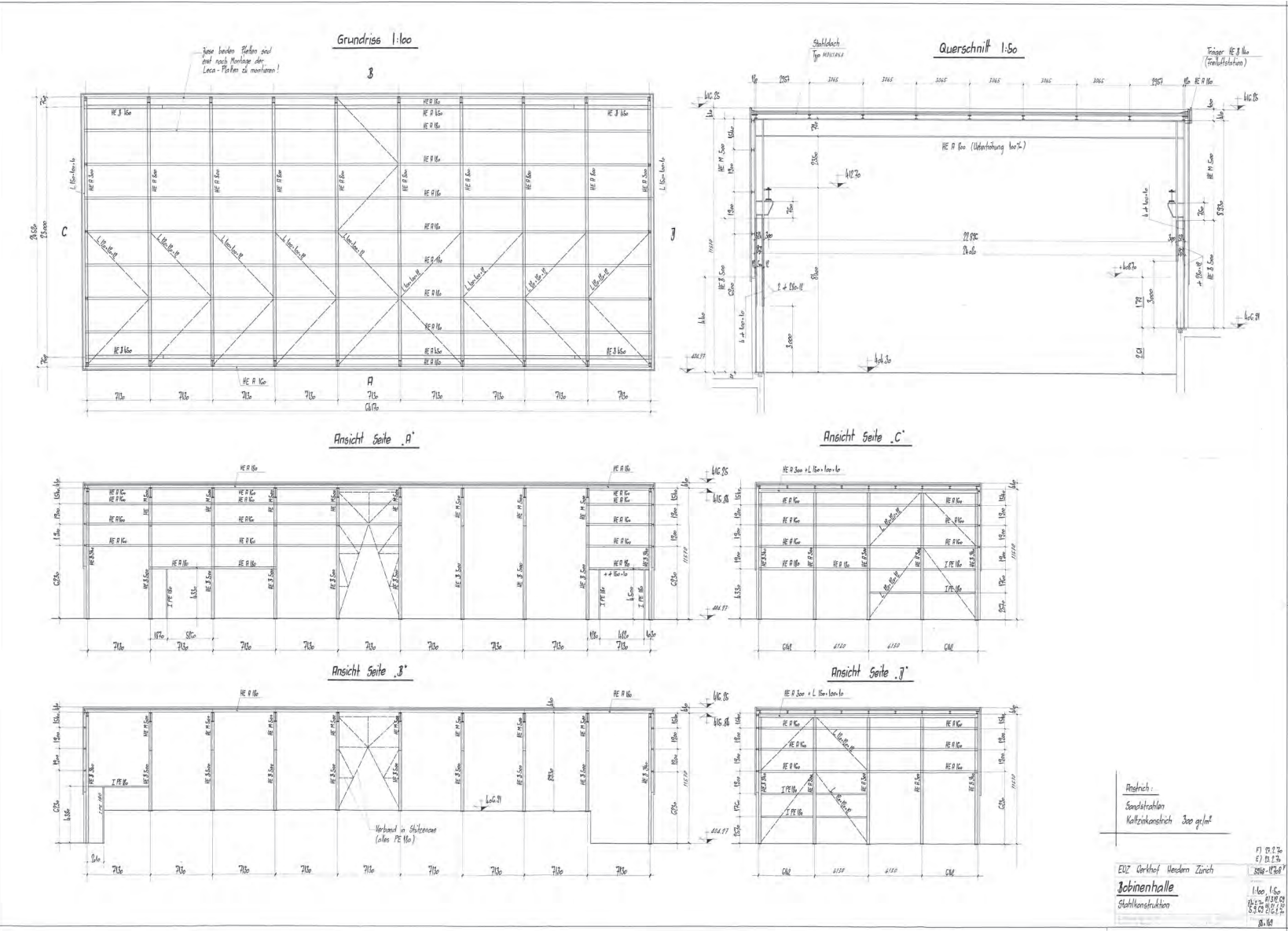
Baubeschrieb:



Bei dem Erweiterungsneubau Behandlungshalle Ost der Firma Lignatur AG in Waldstatt handelt es sich um einen eingeschossigen Neubau, welcher als Lager und Fabrikationsfläche genutzt wird. Der Neubau wird planerisch parallel zu der bestehenden Behandlungshalle gesetzt. Die Behandlungshalle Ost wird auf einer Plattform errichtete, welche OK auf gleicher Höhe wie das Obergeschoss des Bestands ist. Die Plattform bildet die Tragkonstruktion für den Boden der Behandlungshalle und wird zusammen mit den erforderlichen Abstützungen in Massivbauweise oder Stahl-Beton-Verbundbauweise erstellt. Die Tragkonstruktion für die Wände und das Dach der Behandlungshalle werden als Stahlbau realisiert. Die Abmessungen des Neubaus betragen L x B x H = 35.47m x 20.51m x 10.8m. Die Erschliessung der Behandlungshalle erfolgt über einen horizontalen Zugang zu dem bestehenden Gebäude.

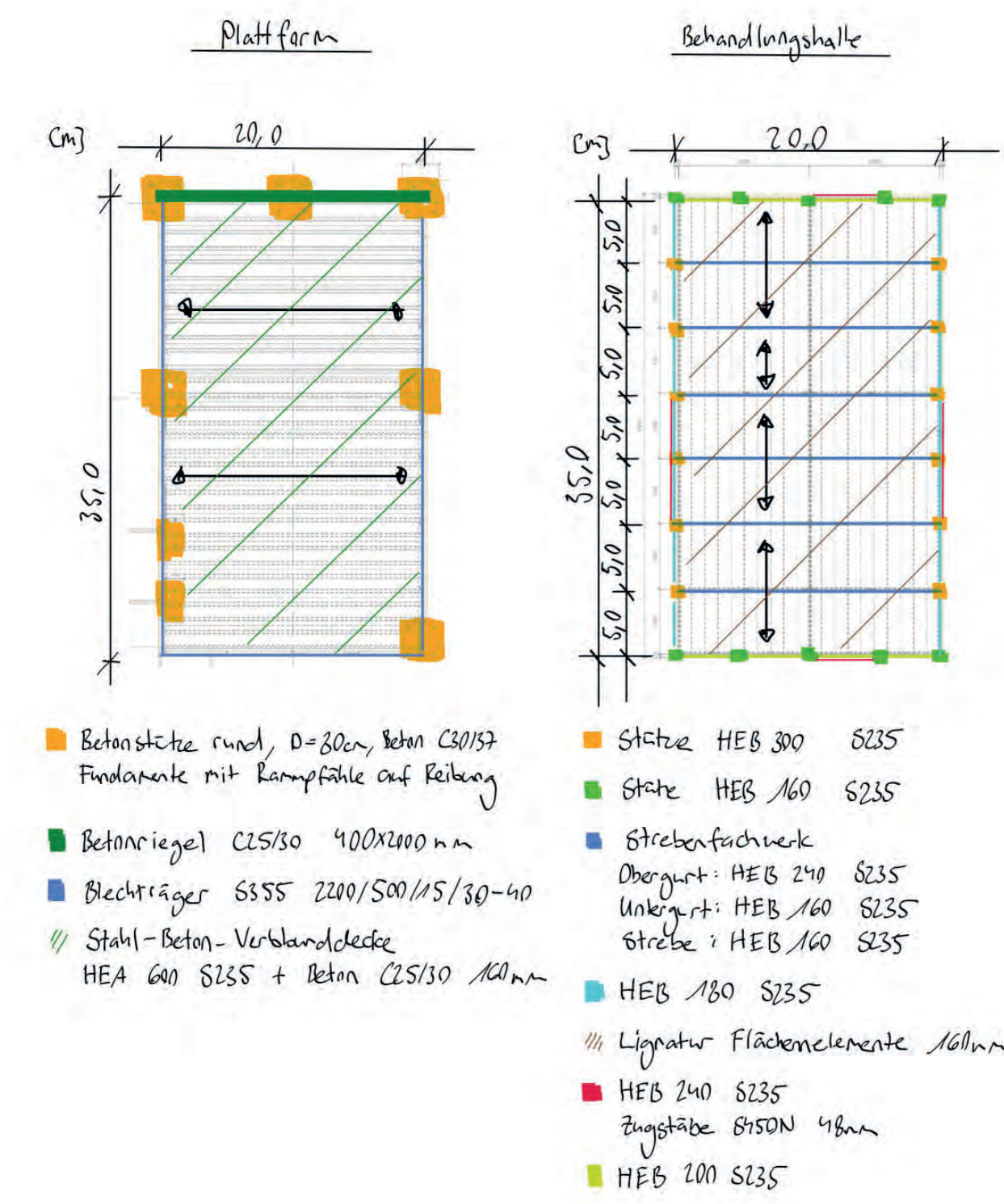
Reuse:

Eine bestehende Stahlbauhalle in Zürich soll im Zug der Arbeit demontiert werden. Im Sinne der Nachhaltigkeit soll betrachtet werden, ob Teile der zur Verfügung stehenden Halle, im Bauprojekt der Behandlungshalle Ost, wiederverwendet werden können. Die Dimensionen des EWZ Werkhof in Zürich gleichen den Abmessungen der Behandlungshalle. Mit einer Länge von 64,17m, einer Breite von 24,52m und einer Höhe von 11.57m ist der abzubrechende Werkhof gar etwas grösser als die Behandlungshalle der Lignatur. Durch eine Wiederverwendung der Träger wird das Ziel einer nachhaltigen Verwendung von bestehenden Ressourcen verfolgt. Das aus vorhandenen Profilen zu erstellende Gebäude der Lignatur AG soll keinerlei Einschränkungen in Betracht auf Nutzung, Form und der Lebensdauer aufweisen.

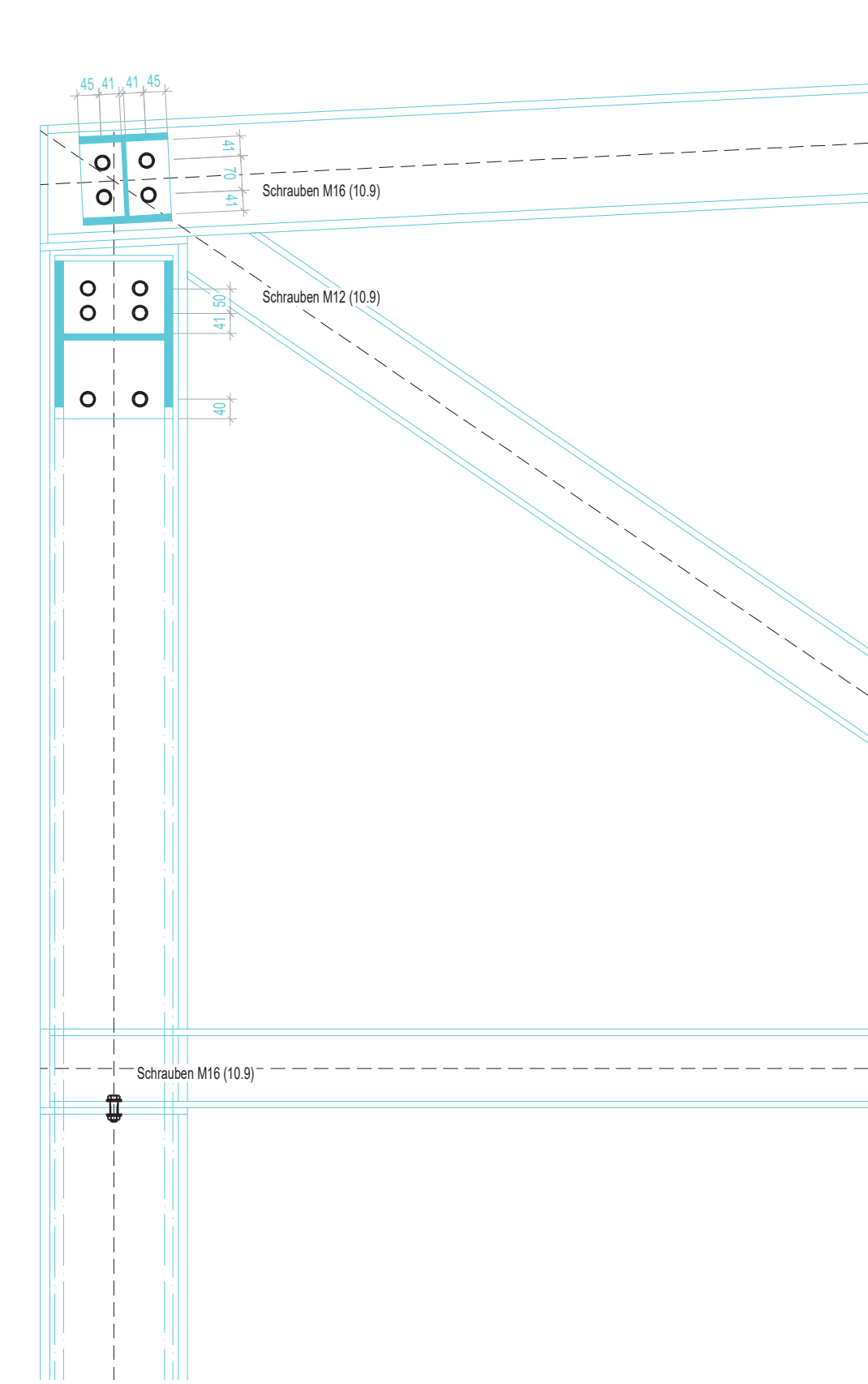


Bemessung Primärmaterial:

Positionsplan:



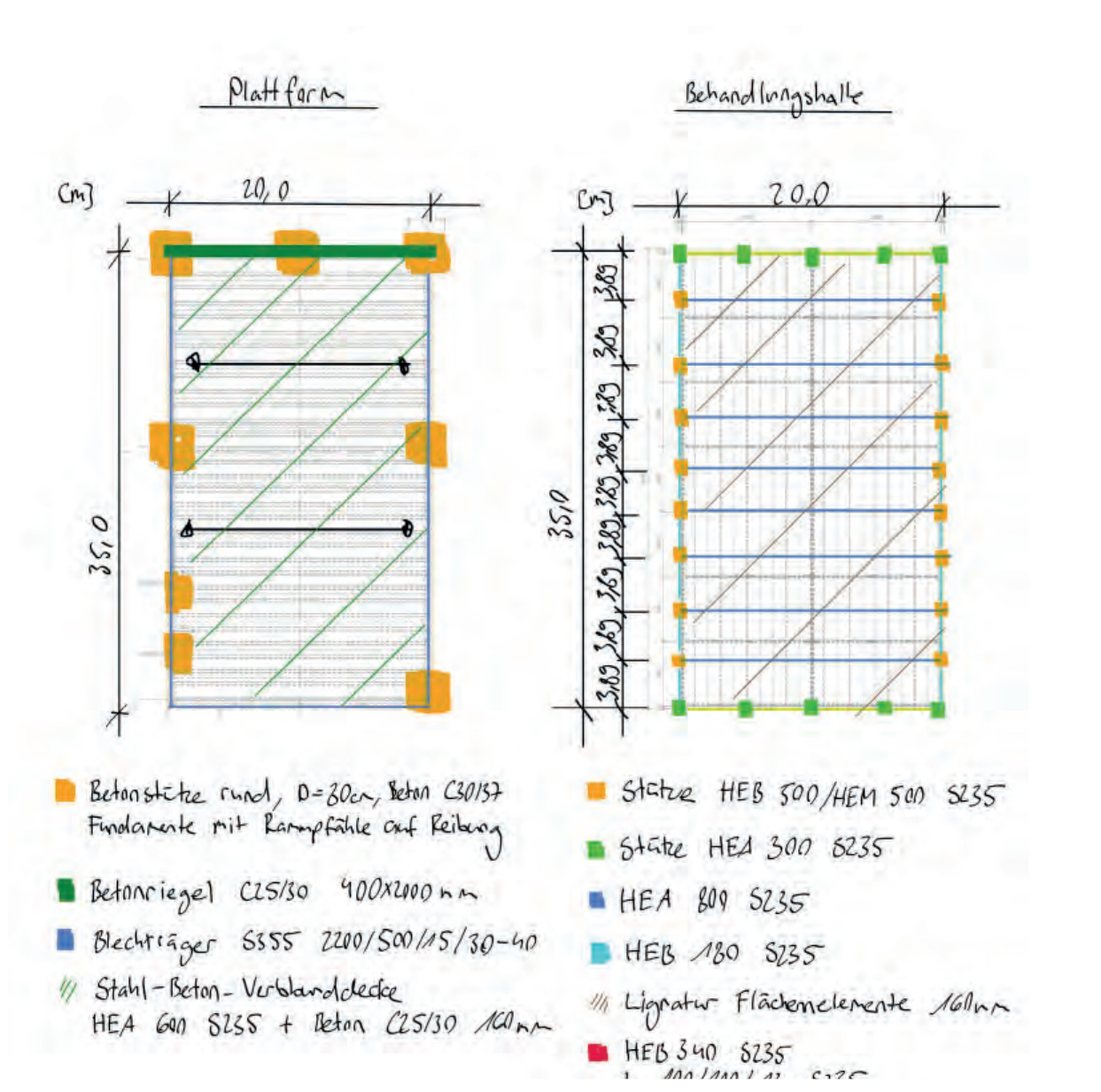
Eckverbindung Fachwerkkonstruktion:



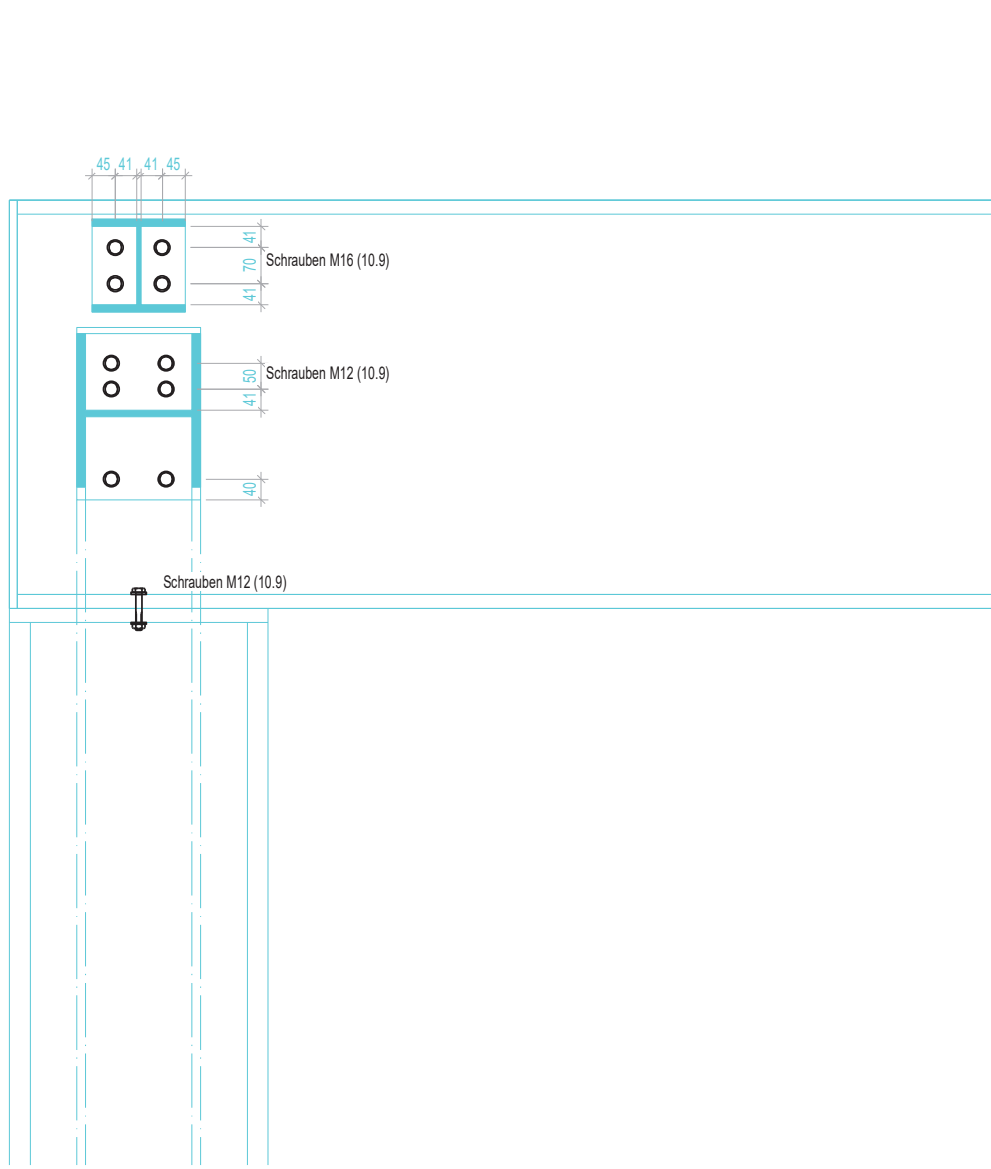
Die Eckverbindung des Fachwerks zu den Stützen der Wand soll gelenkig ausgeführt werden. Die Fachwerkkonstruktion wird mit dem Untergurt auf die Stütze aufgelegt. Vertikal erfolgt die Kraftübertragung über den im Fachwerk integrierten Pfosten. Die Strebe leitet die Kraft über den Knoten in den Pfosten ein. Die Stütze verfügt über eine Kopfplatte, welche mit Schrauben mit dem Untergurt des Fachwerks verbunden ist. Der Untergurt des Fachwerks ist aus der Berechnung der Träger als ein HEB 160 definiert. Um die Kräfte durch den Träger in die Stütze zu leiten, werden Rippen und eine Kopfplatte am Träger verschweisst. Seitlich werden die Fachwerke mit einem Profil der Grösse HEB 180 miteinander verbunden. Um die Aussteifung des Gebäudes im Detail zu berücksichtigen, werden die Streben im Detail integriert.

Bemessung Reuse:

Positionsplan:



Eckverbindung:



Wie in der Berechnung des Trägers ersichtlich, wurde die Lagerung der Primärträger auf der Stütze als gelenkig vorausgesetzt. Die Primärträger sollen auf den Stützen aufgelegt werden. Als Verbindung werden Schrauben durch den Flansch des Trägers in die Kopfplatte der Stütze verwendet. Die Träger werden seitlich durch ein Profil der Grösse HEB 180 gehalten. Um die Aussteifung des Gebäudes im Detail ebenfalls zu berücksichtigen, werden die Streben der Wandaussteifung ebenfalls im Detail berücksichtigt. Die Berechnung dieser Eckverbindung wurde als erstes gemacht, weshalb in den Berechnungsunterlagen die Nachweise an einem noch nicht optimierten Detail begonnen wurden. Die angepassten Details entsprechen der geplanten Ausführung.

Vergleich:

Nachhaltigkeit:

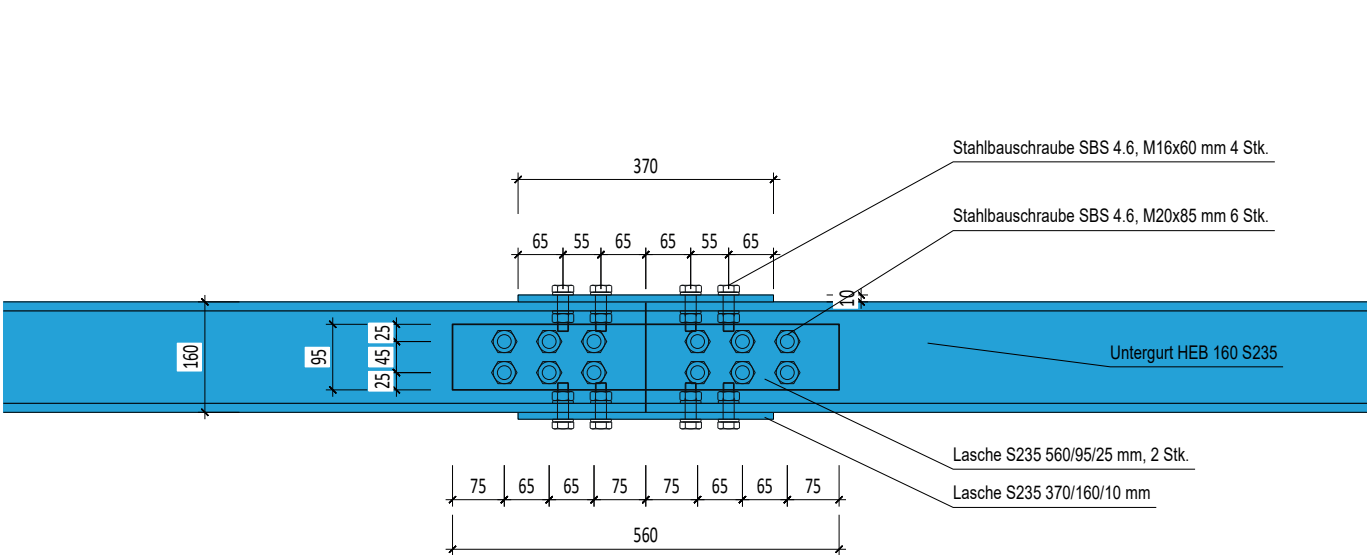
	Stahl [t]	Bilanz [t/t]	CO ₂ [t]
Neubauvariante	66.5	1.45	96.4
Reusevariante (neue Profile)	15.8	1.45	22.9
Einsparung durch Wiederverwendung	50.7	1.45	73.5
Einschmelzung* (Stützen, Streben)	52.7	0.5	26.4
Verwendung (Stützen, Streben neu)	21.0	0.5	10.5
Differenz Stahl durch Einschmelzung	31.7	0.5	15.9
Neuproduktion Differenz**	31.7	2.1	66.6
Einsparung durch Einschmelzen	31.7	1.6	50.7

*Elektrolithbogenverfahren
**Blasstahlverfahren

Kosten:

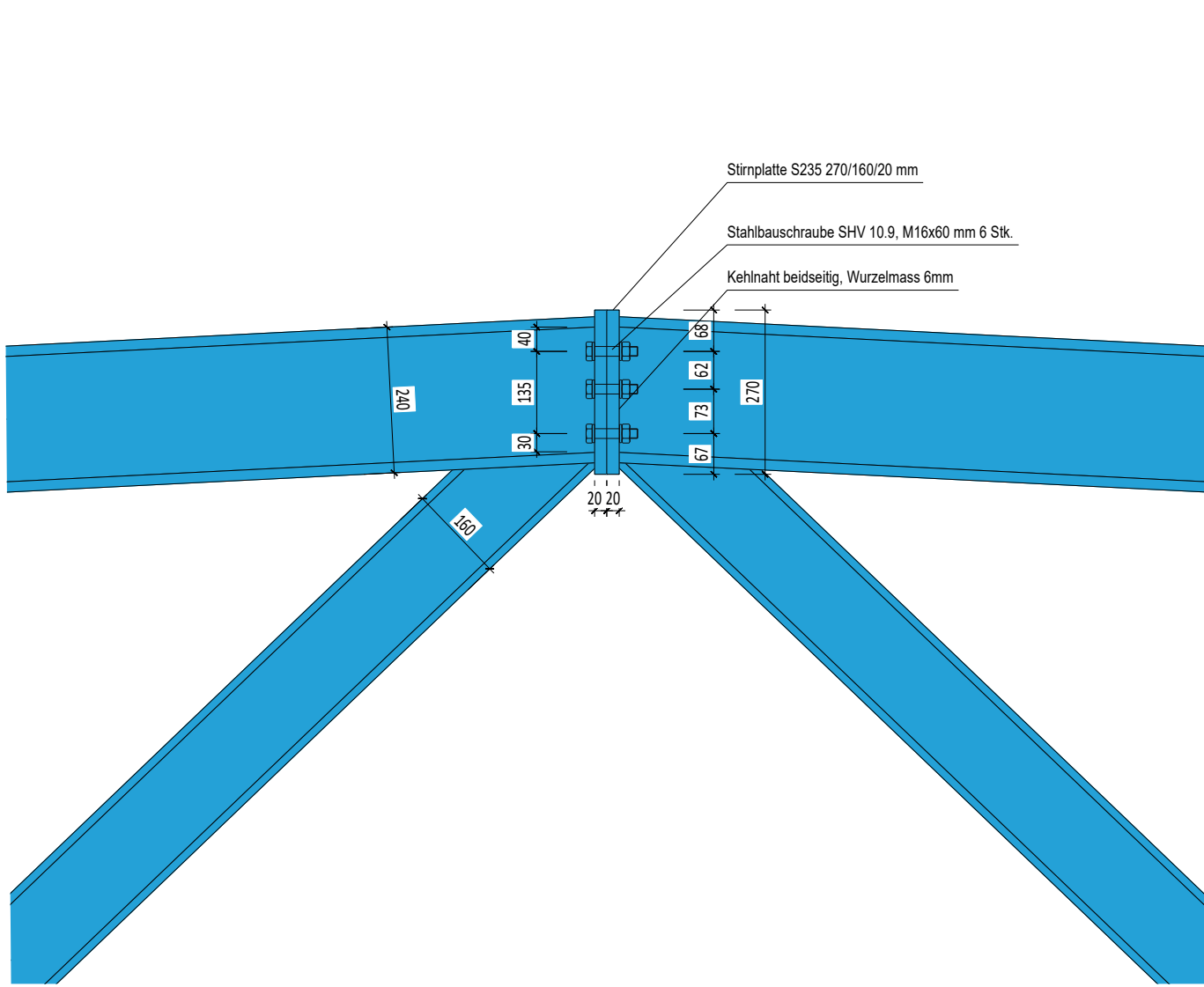
Position	Primärmaterial	Reuse	Differenz
Vorarbeiten	36000.-	56000.-	-20000.-
Geneigte Dächer	147400.-	147400.-	0.-
Stahlträger	266266.-	258794.-	+7472.-
Oberflächenschutz	33283.-	12570.-	+20713.-
Verbindungs-, Befestigung aus Stahl	10720.-	13115.-	-2395.-
Total	493670.-	487879.-	+5791.-

Montagestoss Untergurt:



Die Fachwerkkonstruktion muss eine Länge von 20 Metern überspannen. Bei einer Länge bis zu 16 Metern kann das Fachwerk im Werk geschweisst werden und als Ganzes auf die Baustelle transportiert werden. Bei einer Spannweite grösser als 16 Metern wird die Konstruktion in der Regel gestossen. Im Untergurt wirken hauptsächlich Zugkräfte. Damit die Zugkraft gleichmässig verteilt wird, wird der Montagestoss mit Laschen im Steg (beidseitig) und mit Laschen auf den Flanschen ausgeführt. Der Stoss erfolgt in der Mitte des Fachwerkes. Alternativ könnte das Fachwerk auch ohne Stoss geplant werden und mittels Spezialtransport auf die Baustelle geliefert werden.

Montagestoss Obergurt:



Der Obergurt wird auch in der Mitte des Fachwerkes gestossen. Hier wirken hauptsächlich Druckkräfte. Deshalb soll der Stoss mit Stirnplatten ausgeführt werden. Die Zugkomponente aus dem Stützmoment wird durch die Druckkraft im Träger überdrückt. Deshalb mussten die Schrauben lediglich auf Abscheren bemessen werden.

Fazit:

Die Vergleiche der beiden Varianten, Neubau und Reuse, ergeben in den Bereichen der Planung Mehraufwände. Die Auszahlungen und Vorbereitungsmassnahmen sind aufwendig. Die Baukosten stellen sich bei beiden Varianten ziemlich gleich im Kostenvoranschlag auf. Durch eine Wiederverwendung einzelner Bauteile können Materialkosten gesenkt werden. Zu berücksichtigen sind, wie oberhalb beschrieben, anfallende Kosten für die Demontage und die Planung. Im Grossen und Ganzen heben sich die Mehr- und Minderkosten, der beiden Kostenvoranschläge, aus. Im Bereich der Nachhaltigkeit wird ersichtlich, dass durch eine Wiederverwendung der Stützen und Aussteifungskomponenten ein erheblicher Teil an CO2 Emissionen eingespart werden kann. Gemäss unserem Vergleich empfehlen wir die Reusevariante. Aufgrund des Aspektes der Nachhaltigkeit und der gleichbleibenden Baukosten ist diese Variante sinnvoll. Generell erwarten wir jedoch eine zurückhaltende Bauherrschaft. Durch die Verursachung zusätzlicher Planungsaufwände, sowie ästhetischer Ansprüche an die Tragkonstruktion könnte der Entscheid auf eine Neubauvariante mit Primärmaterial ausfallen. Interessant könnte eine Wiederverwendung für die Bauherrschaft im Bereich des Marketings werden. Durch den Einsatz eines Nachhaltigkeitslabels könnte die Erstellung der neuen Halle angepriesen werden.



Ausgangslage

Der Widenbach ist ein Bach, der an den Hängen des Waldspitzes entspringt und weiter bis in den Lauerzersee fliesst. In seinem Verlauf kreuzt er mehrere öffentliche Infrastrukturen wie Strassen, Autobahnen und Eisenbahnlinien. Aus diesem Grund gibt es Durchlässe, die den Bach ohne Probleme für die bestehenden Bauwerke fliessen lassen.

Standort

Der Projektperimeter befindet sich auf der Hauptstrasse Nr. 371, die Steinerberg mit Sattel im Kanton Schwyz verbindet. Der Bachdurchlass liegt bei km 7.484 an der Steinerbergstrasse ausserhalb des bewohnten Gebiets.

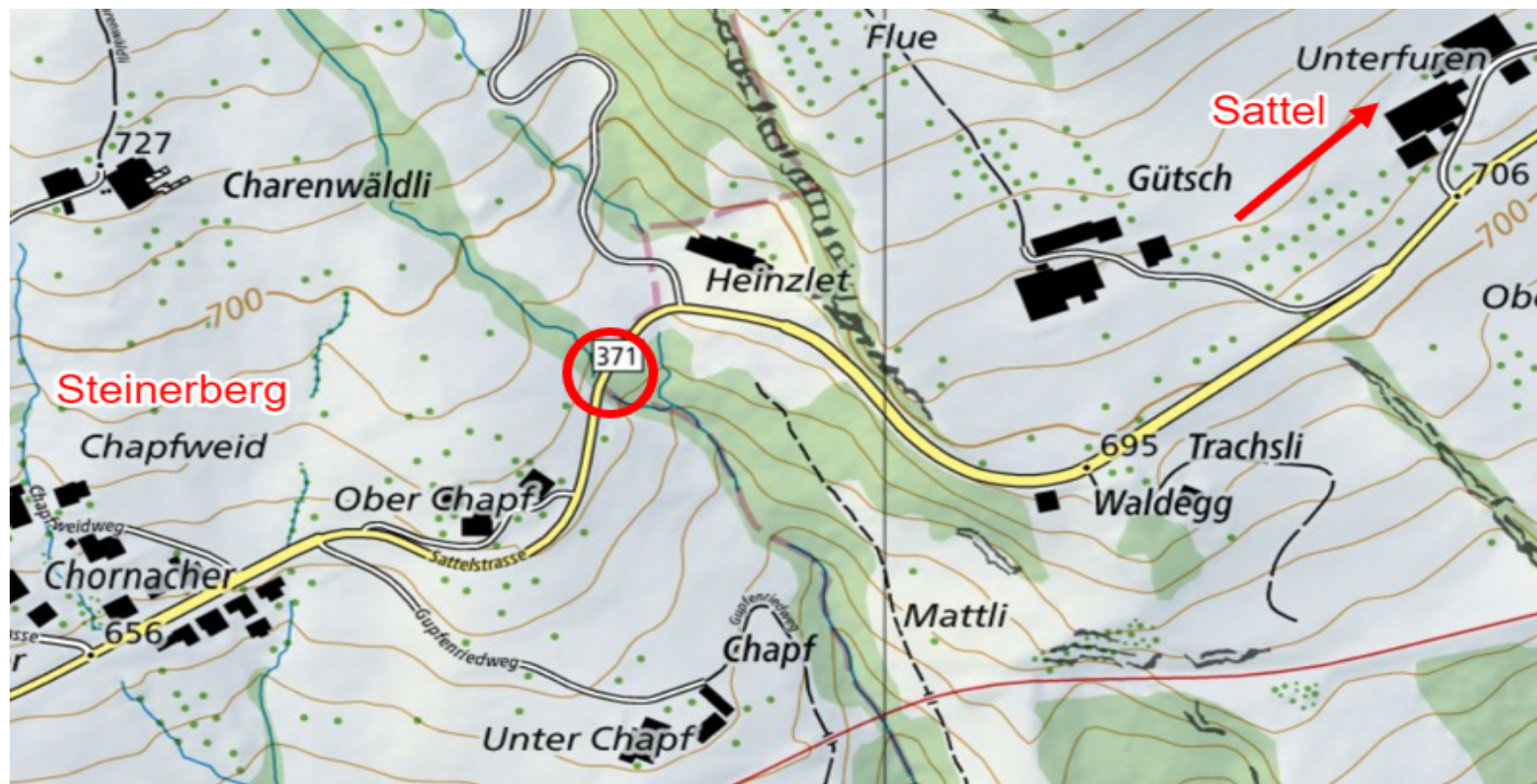


Abbildung 1: Standort des Bachdurchlasses

Ist-Zustand

Der bestehende Bachdurchlass ist 1 m breit, 1.8 m hoch, 10.5 m lang und hat ohne Freibord einen Durchfluss von ca. 8 m³/s. Diese Dimensionen sind heutzutage zu klein und gewährleisten nicht den sicheren Durchfluss der Wassermengen. Das Ziel ist eine Hochwasserschutz für ein HQ₃₀ + 1.5 m Freibord zu erreichen (HQ₃₀ = 13.5 m³/s). Zusätzlich hat die Kantonsstrasse über den Durchlass zu kleine Fahrspuren (je 3 m). Das Profil muss gemäss den Richtlinien des Kantons Schwyz angepasst werden, inklusiv eine Velostreifen.

Variantenstudium

Um die beste Lösung für den Bachdurchlass zu finden, wurde ein Variantenstudium durchgeführt. Eine gewichtete Bewertung der entwickelten Varianten wurde durchgeführt. Bei der Analyse wurden alle wichtigen Aspekte berücksichtigt, wie Kosten, Einfluss auf die Umwelt, Aufwand, Dauer und Schwierigkeit der Arbeiten. Die Variante mit der höchsten Bewertung wurde gewählt.

Gewählte Variante

Die gewählte Variante wurde aus der Überlegung heraus entwickelt, den bestehenden Durchlass zu vergrössern und zu verbessern. Die Hauptvorteile dieser Variante sind geringere Kosten im Vergleich zur anderen Variante, niedrigere Auswirkungen auf die Umgebung und weniger Arbeitsaufwand.

Das endgültige Projekt betrifft den Bau eines Durchlasses in Stahlbeton, von 2.2 m hoch, 1.9 m breit und 12 m lang. Diese Abmessungen ermöglichen eine Wasserdurchflusskapazität von 13.5 m³/s bei 1.5 m Freibord. Damit ist die Sicherheit bei Hochwasser gewährleistet. Der neue Durchlass wird auf der gleichen Strecke wie der bestehende verlaufen. 2 Bankette werden im Profil einbezogen, um die sichere Durchgängigkeit für Amphibien und Kleinlebewesen zu gewährleisten. Die Gesamtkosten wurden auf rund 202'000 Fr geschätzt.

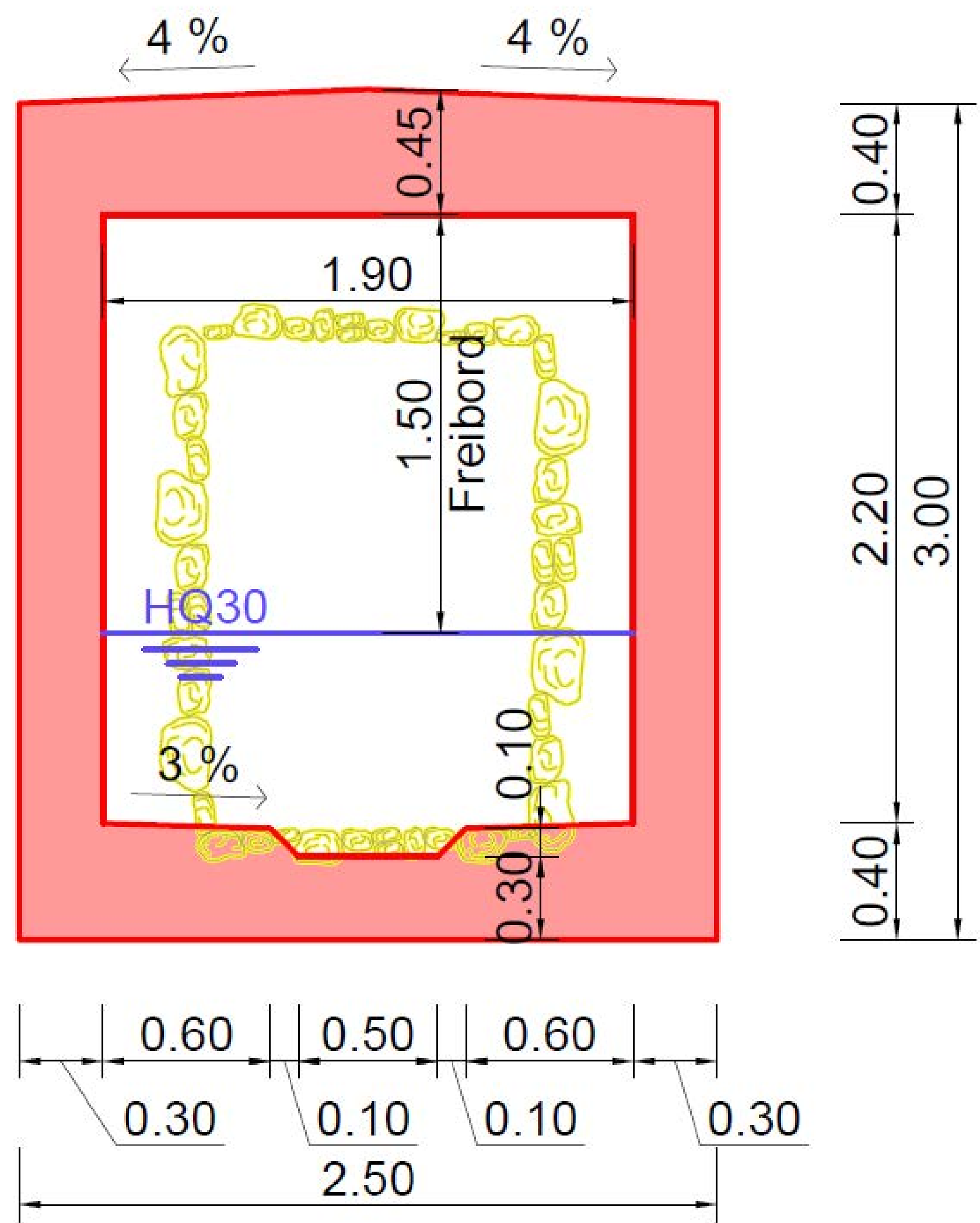


Abbildung 2: Querprofil des gewählten Bachdurchlasses

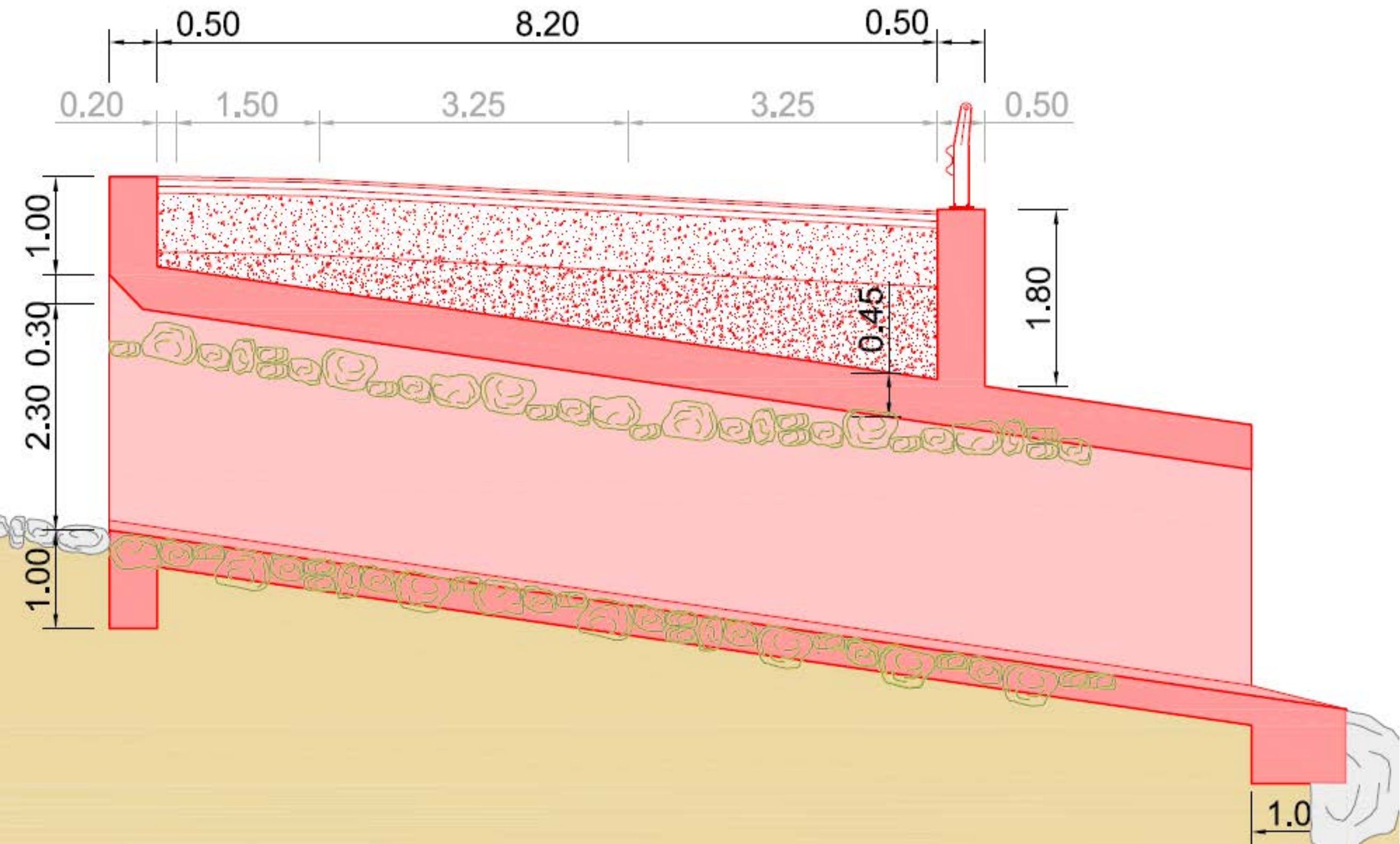


Abbildung 3: Längsprofil des gewählten Bachdurchlasses

Messstation

In dem Projekt wurde eine neue Messstation geplant, um die Abflusswerte des Baches zu messen und diese über ein Natel-Netz zu übertragen. Ein Solarpanel mit einer Batterie wurde für eine autonome Messeinrichtung geplant. Der Radarsensor in der Messstation braucht keinen Kontakt mit Wasser zu haben, ist leicht und kompakt und hat einen geringen Energiebedarf. Diese Eigenschaften machen das Gerät für seinen Zweck und Standort geeignet.



Abbildung 4: Standort der Messstation und des Solarpanels

Strassenprofil

Das heutige Strassenprofil ist im Vergleich zu den Vorgaben des Kantons Schwyz zu klein. Eine Breite von 3.25 m pro Fahrbahn soll gewährleistet werden. Zusätzlich zur Fahrbahnverbreiterung wird eine Velostreifen auf der Bergseite im Profil aufgenommen. Die Strasse besteht aus einer 30 mm dicken Deckschicht, einer 70 mm dicken Binde-schicht, einer 70 mm dicken Tragschicht und einer 60 cm dicken Fundamentschicht.

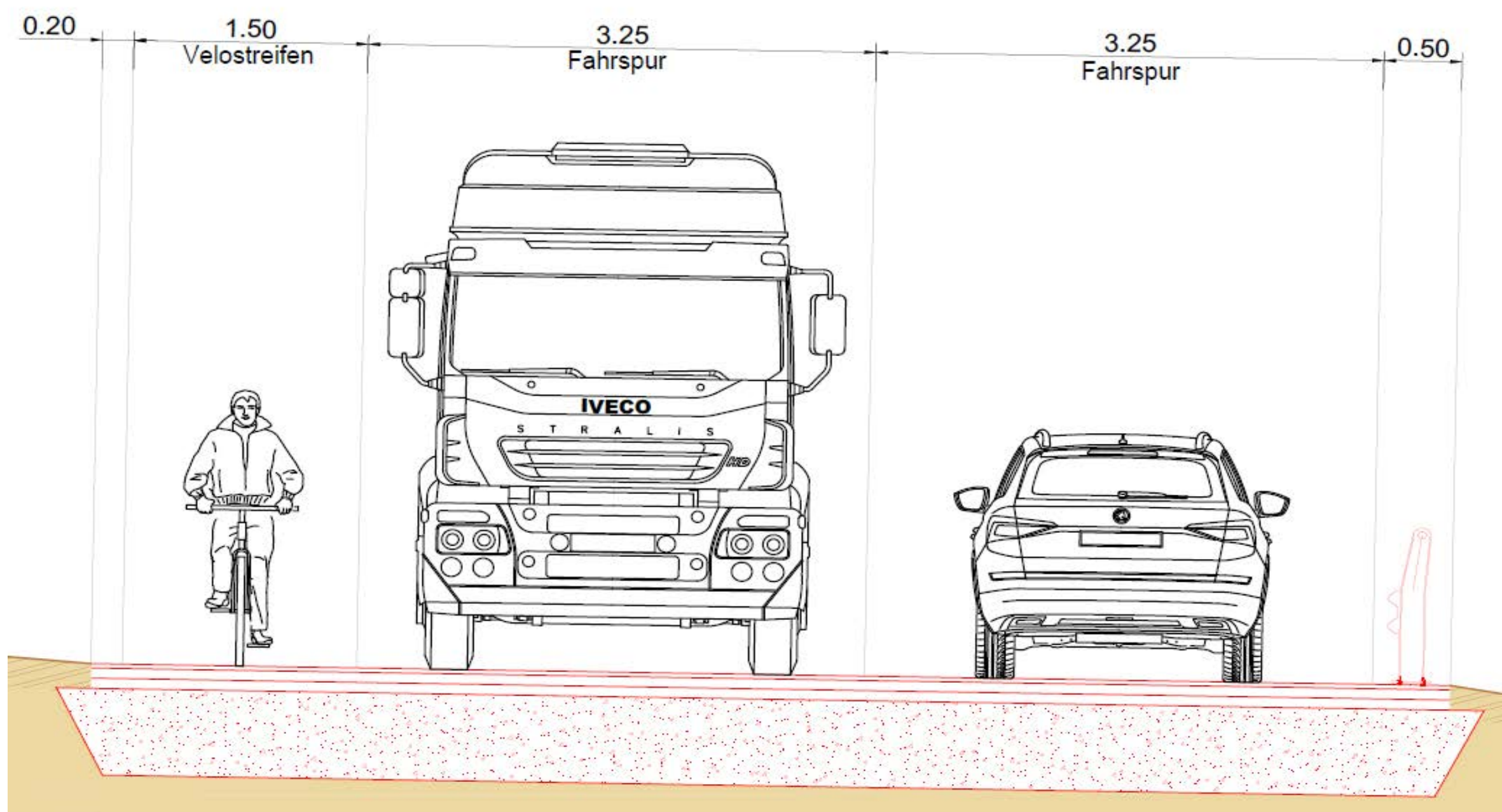


Abbildung 5: Neues Strassenprofil

Fazit

Der neue Bachdurchlass wird 1.9 m breit, 2.2 m hoch und 12 m lang sein. Diese Abmessungen ermöglichen es, das Hochwasserschutzziel HQ₃₀ mit einem Freibord von 1.5 m zu erreichen. Der Durchlass wird aus Stahlbeton gebaut und verläuft durch den bestehenden Flussabschnitt. Es wird eine solarbetriebene Messstation aufgestellt. Das Strassenprofil wird aus zwei 3.25 m breiten Fahrspuren und einem 1.5 m breiten Velostreifen bestehen.

Abbildungslegende:

Abbildung 1: Standort des Bachdurchlasses

Abbildung 2: Querprofil des gewählten Bachdurchlasses

Abbildung 3: Längsprofil des gewählten Bachdurchlasses

Abbildung 4: Standort der Messstation und des Solarpanels

Abbildung 5: Neues Strassenprofil



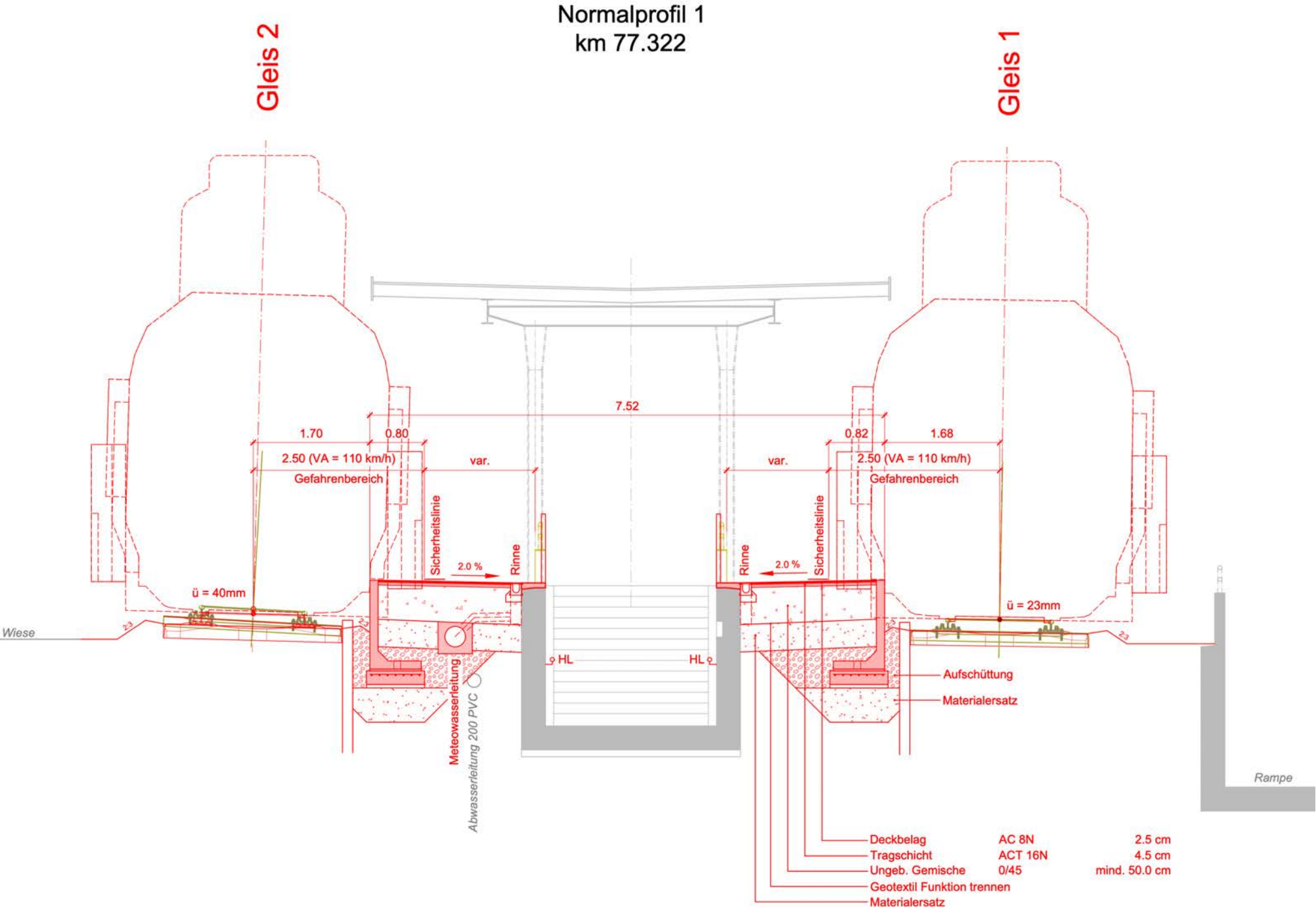
AUSGANGSLAGE

Im Rahmen des Behinderten-Gleichstellungsgesetz soll der Bahnhof Aathal ZH erneuert werden.
Der Bahnhof Aathal liegt im Kanton Zürich zwischen Uster und Wetzikon. Von Wetzikon in Richtung Uster endet beim Bahnhof Aathal die Doppelspurstrecke. In einem separaten Projekt wird der Doppelspurausbau zwischen Aathal und Uster geplant und ist nicht Teil dieser Bachelorarbeit. Der Bahnhof ist Netzteil des Zürcherverkehrsverbundes ZVV.
Der Bahnhof wird vorwiegend von Personen aus dem Dorf und den umliegenden Weilern als Ein- und Ausstieg genutzt. Die Nutzerfrequenzen betragen heute an einem Durchschnittlichen Tag ca. 270 Personen pro Tag.
In unmittelbarer Nähe zum Bahnhof befinden sich keine weiteren ÖV-Haltestellen.
Die Durchfahrtsgeschwindigkeiten sind auf beiden Gleisen bestehend für Güterzüge 125 km/h und 120 km/h für Reisezüge.



PROJEKTBECHRIEB

Die Perronwinkel werden aufgrund zu grosser Setzungen vollständig ersetzt. Der Belag sowie der gesamte Aufbau des Perrons wird ebenfalls neu erstellt. Dies weil zum einen der Perronwinkel neu gebaut wird und zum Anderen, weil so zukünftige Setzungen verhindert werden sollen. Unterhalb der Fundationsschicht wird noch zusätzlich ca. 40 cm Materialersatz gemacht um sicherzustellen, dass das Perron zukünftig stabil bleibt und sich nicht setzt.
Der Perron wird neu nicht mehr über den Gleiskörper sondern mittels einer Rinne in Perronmitte entwässert. Das anfallende Wasser wird mittels einer Meteorwasserleitung in den nahegelegenen Bach geleitet. Aufgrund des wenig belasteten Wassers ist dies problemlos möglich.
Aufgrund der Reduktion der Überhöhung des Gleises muss die Geschwindigkeit reduziert werden, dadurch erhält man einen grösseren sicheren Bereich. Neu haben wir für Reisezüge eine max. Geschwindigkeit von 110 km/h. Der dadurch 20 cm grössere sichere Bereich ist vorallem gut bei den Engstellen bei den Zugängen.
Das bestehende Geländer wird mitsamt Sockel ersetzt, dies weil es einerseits zu niedrig ist und andererseits auch nur horizontale Streben hat. Dies entspricht nicht der Norm. Neu kommt ein Standard Staketengeländer an diese Stelle.



Kosten

Die Gesamtsumme für den Umbau des Bahnhofs Aathal belaufen sich auf ca. 7.4 Mio. Franken. Die Kostenschätzung hat eine Genauigkeit von +/- 20%.

PERRONAUSSTATTUNG

Die Ausstattung des Mittelperrons wird mit Standardelementen der SBB (Abfalleimer, Billettentwerter, Fahrgastinformationssystem (FIS), Smart Information Display (SID) sowie TTS) erfolgen.
Die bestehende Wartehalle wird demontiert und nicht ersetzt.
Aufgrund des zu niedrig angelegten Handlauf oberhalb der Rampe und der Treppe wird dieser durch ein Staketengeländer ersetzt. Der Betonsockel könnte als

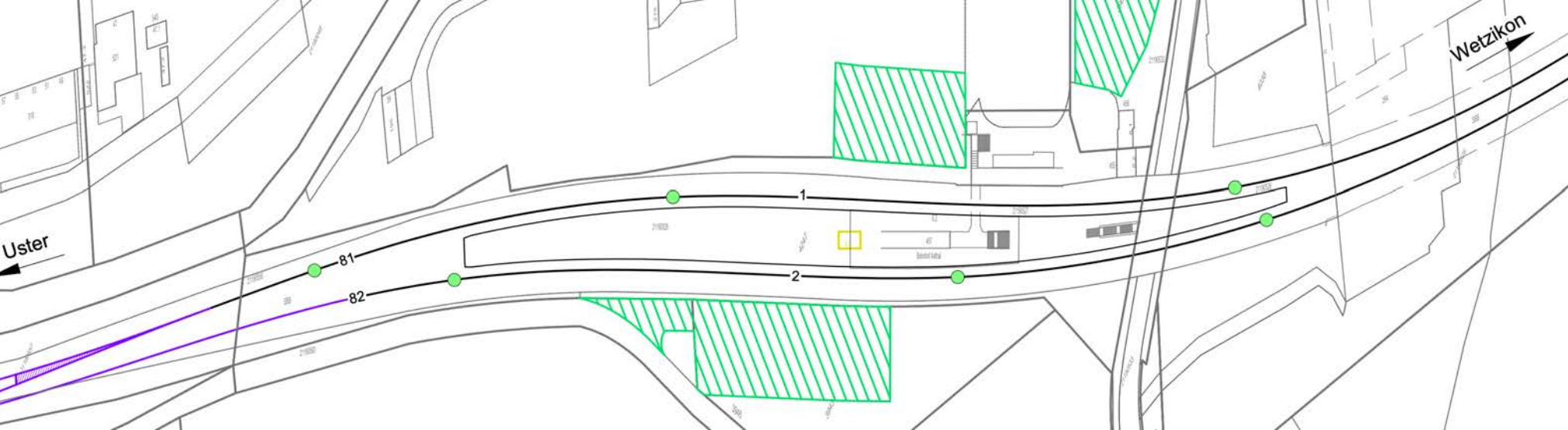
Tritfläche genutzt werden und wird somit abgebrochen.
Es wird darauf geachtet, dass Informations- und Kommerzflächen nicht durchmischt werden und die Informationen für die Reisenden gut ersichtlich sind.
Das bestehende Perrondach auf dem Mittelperron wird belassen und nicht erweitert oder ersetzt. Anders sieht es mit der Wartehalle aus, diese wird abgebrochen und nicht ersetzt.

BAUABLAUF

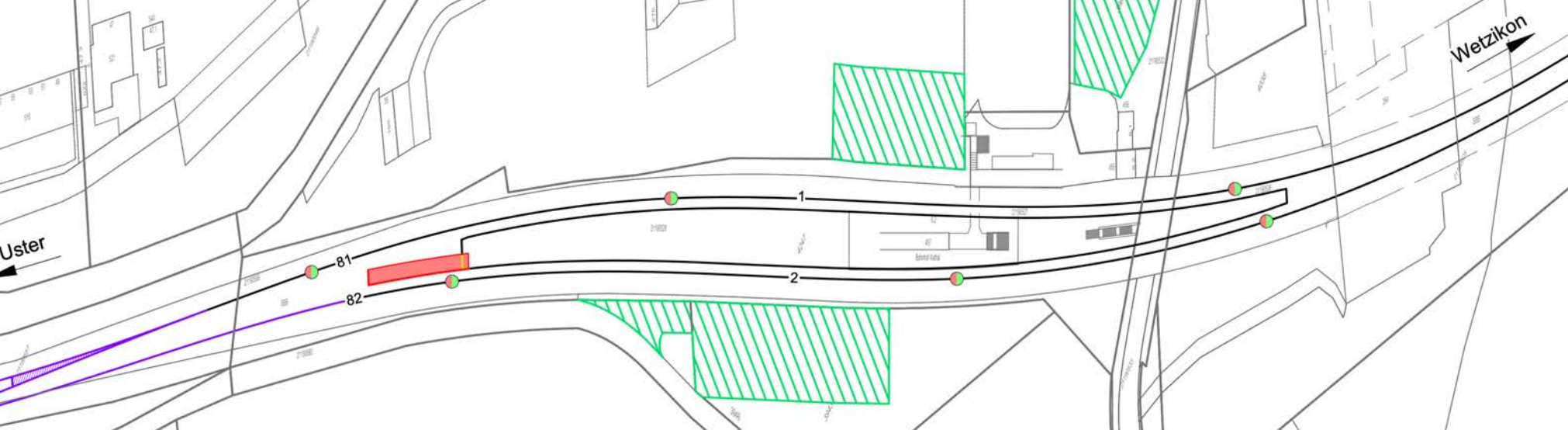
Die Bauphasen wurden so geplant, dass der Publikumsverkehr niemals eingeschränkt ist. Hierzu gibt es folgende Rahmenbedingungen:
• So/Mo - Do/Fr = 8 h Nachtintervall (21:30 - 05:30)
• Wochenendsperrung = Fr. 21:30 - Mo. 05:30 (Bahnersatz)
Es gibt insgesamt 9 Bauphasen sowie eine Vorbereitungsphase. Grob wird der

Bahnhof zuerst auf der Südseite saniert und danach wird die Nordseite erstellt. Die einzelnen Bauphasen werden in kleineren Etappen errichtet.
Die gesamte Bauzeit beträgt rund 9 Monate, gestartet wird Mitte Februar 2027 und fertiggestellt sollte er Ende Oktober 2027.

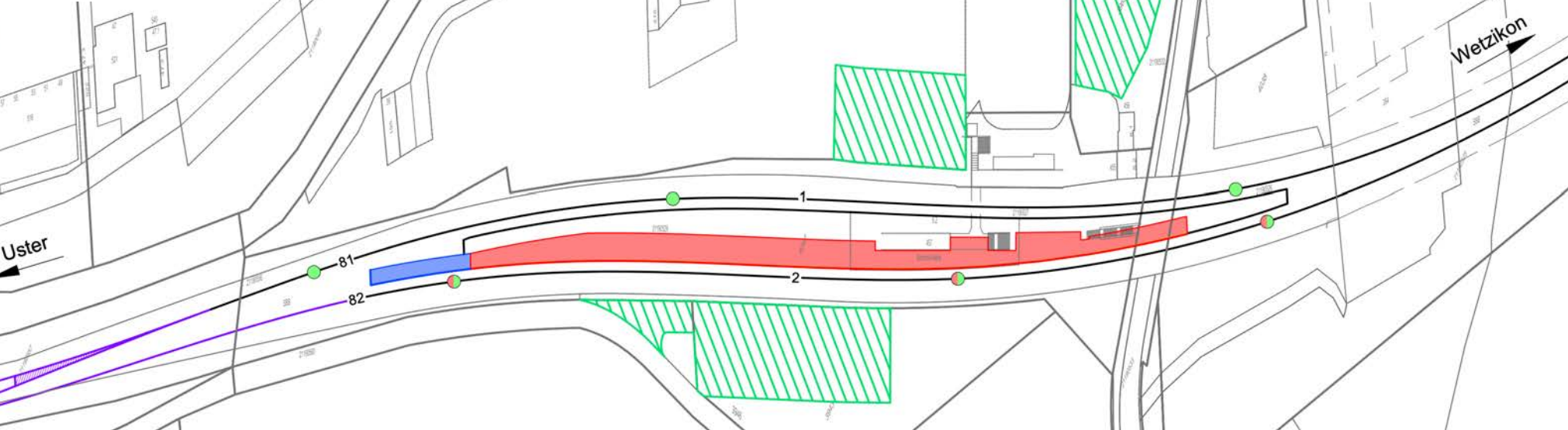
Bauphase 0



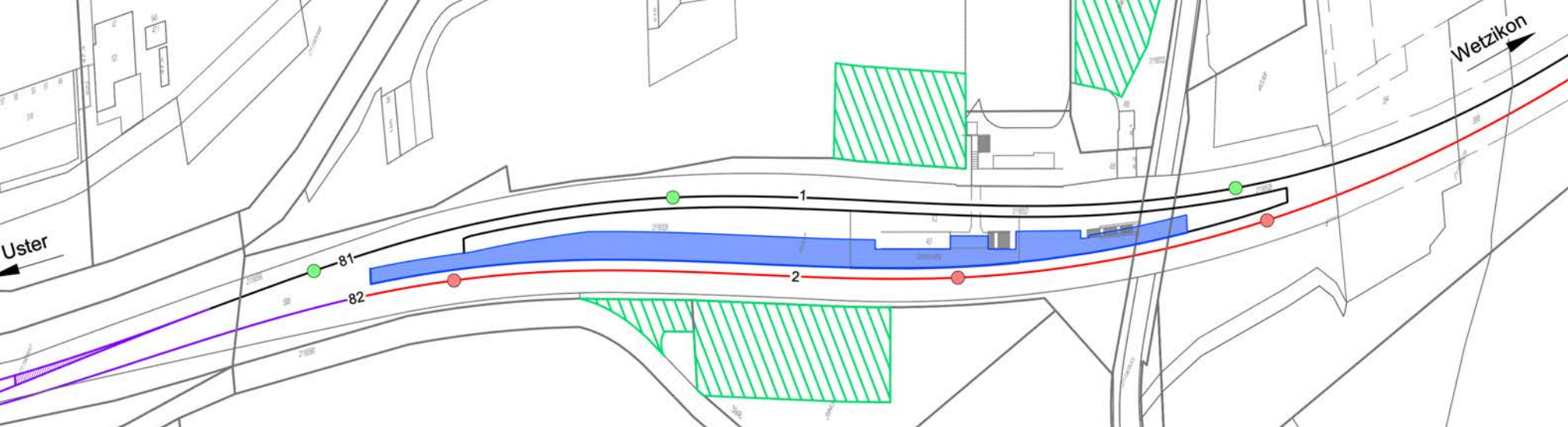
Bauphase 1



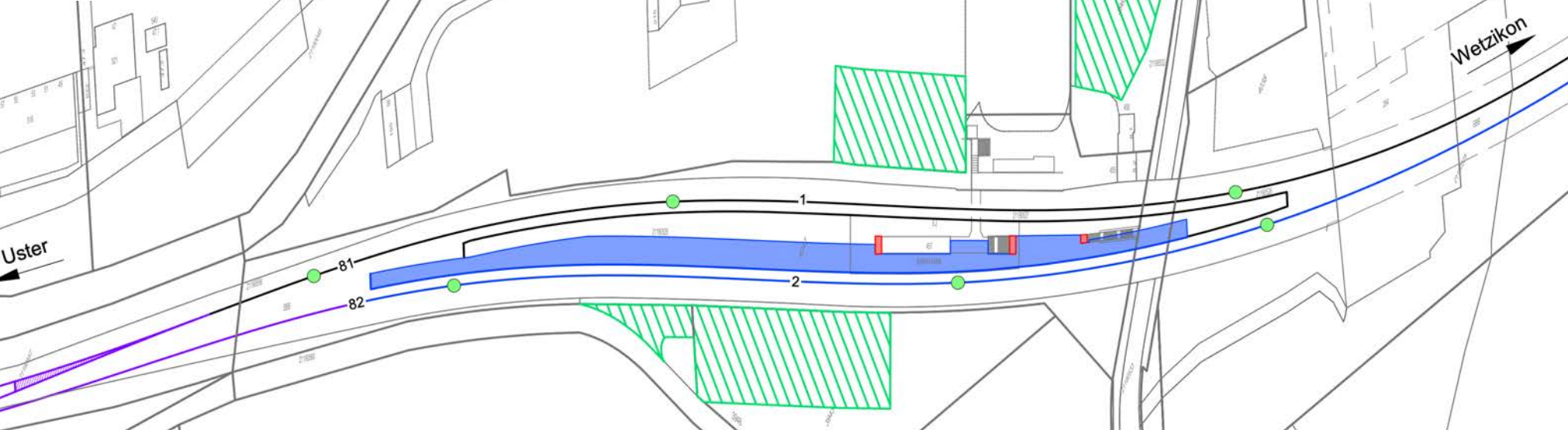
Bauphase 2



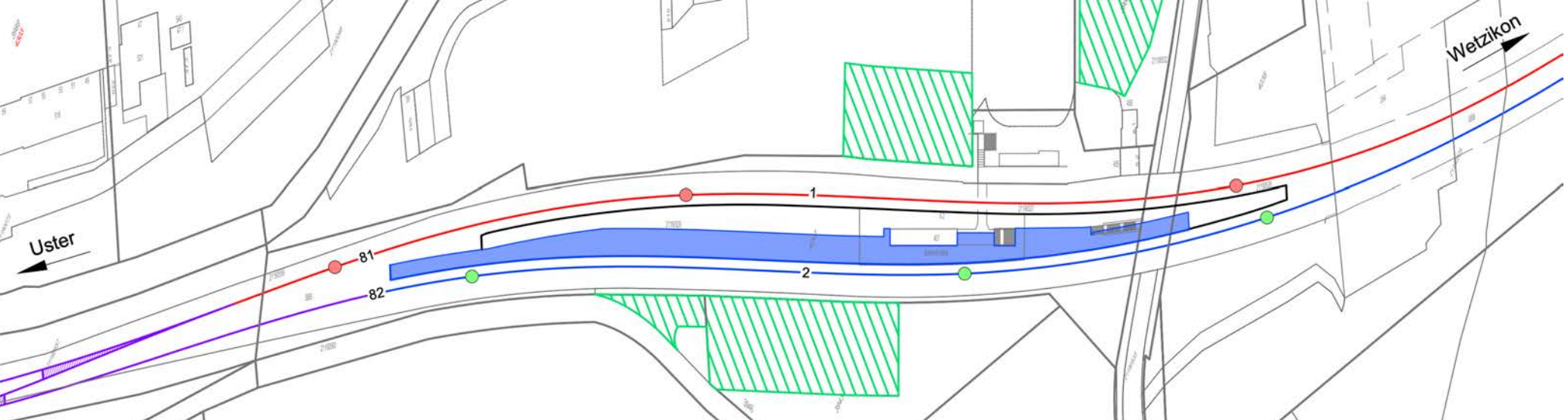
Bauphase 3



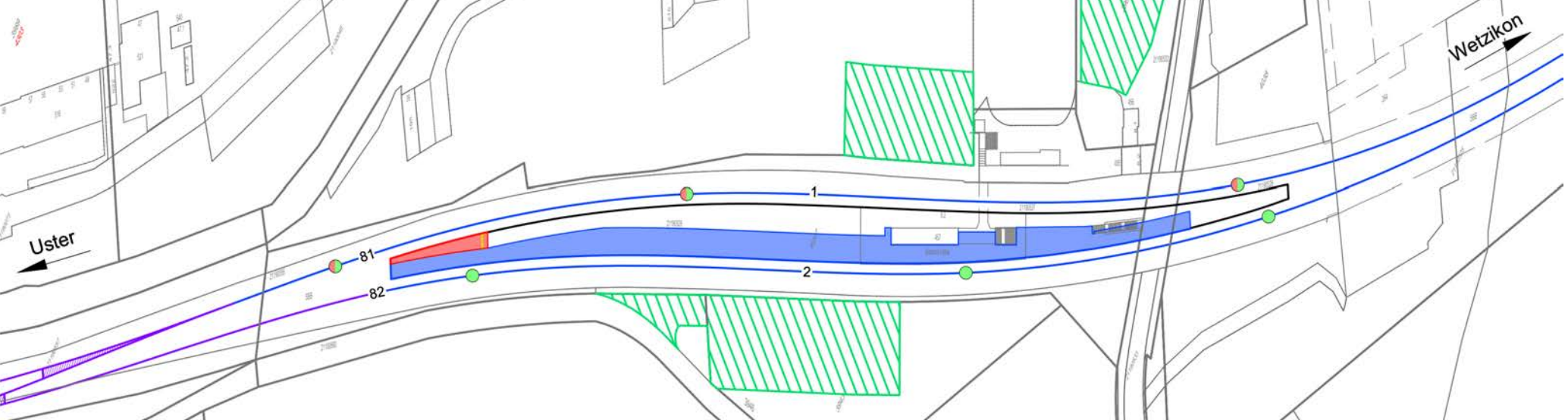
Bauphase 4



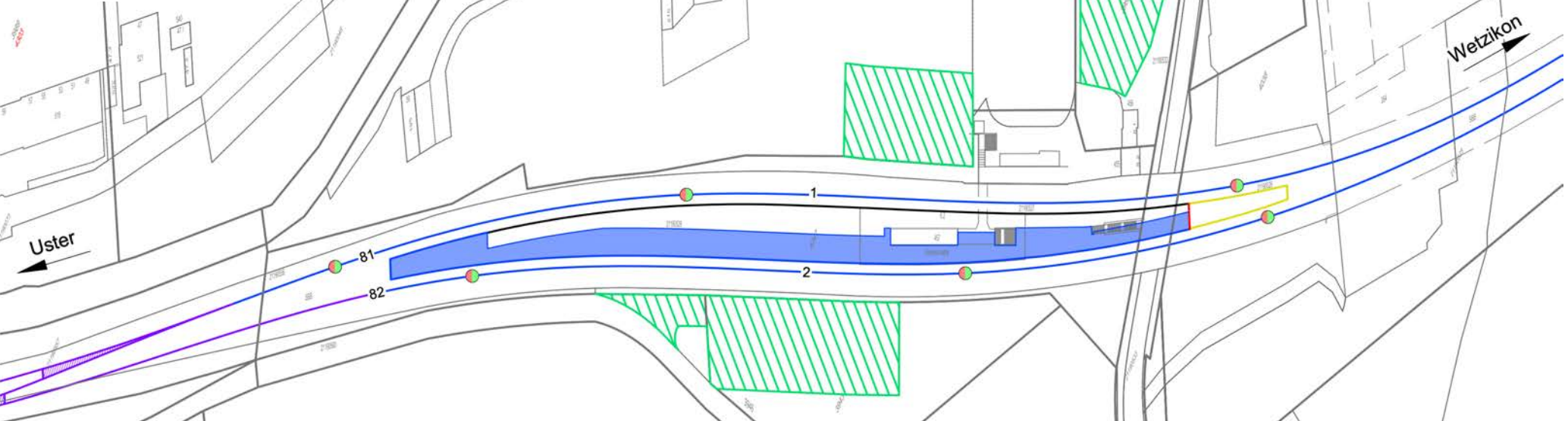
Bauphase 5



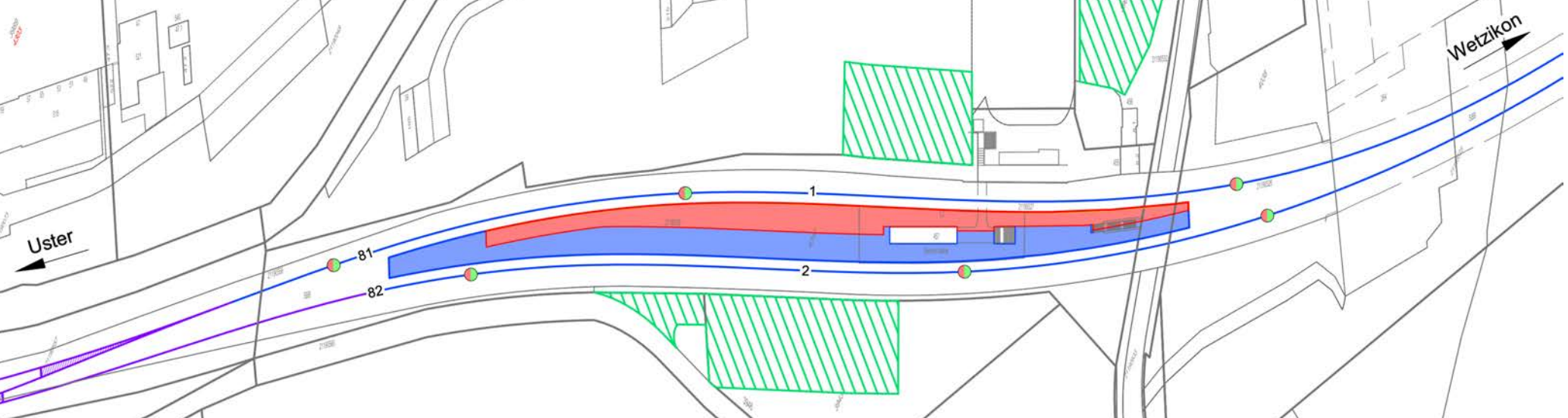
Bauphase 6



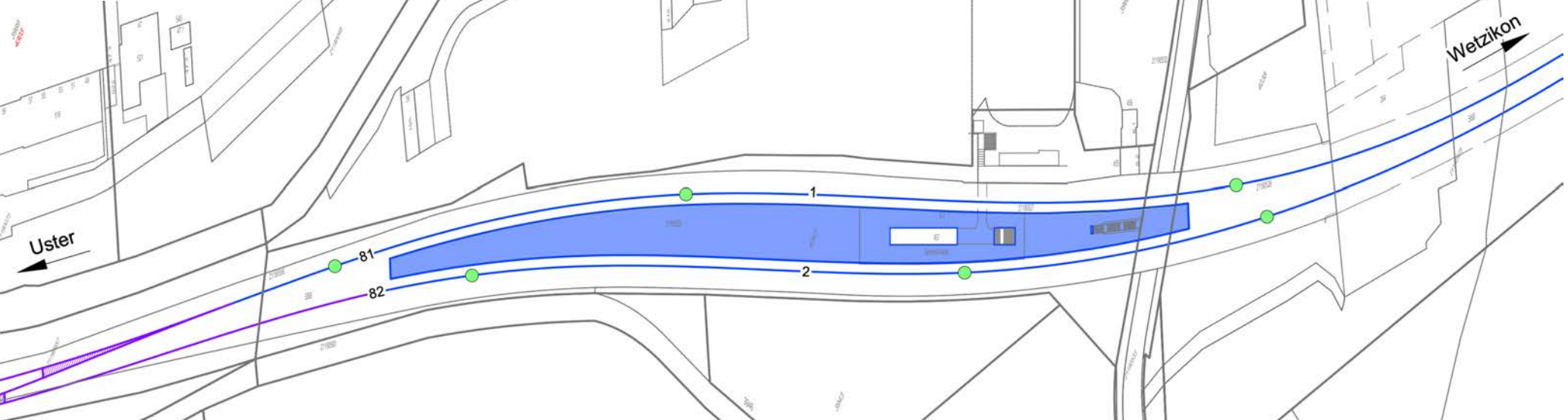
Bauphase 7



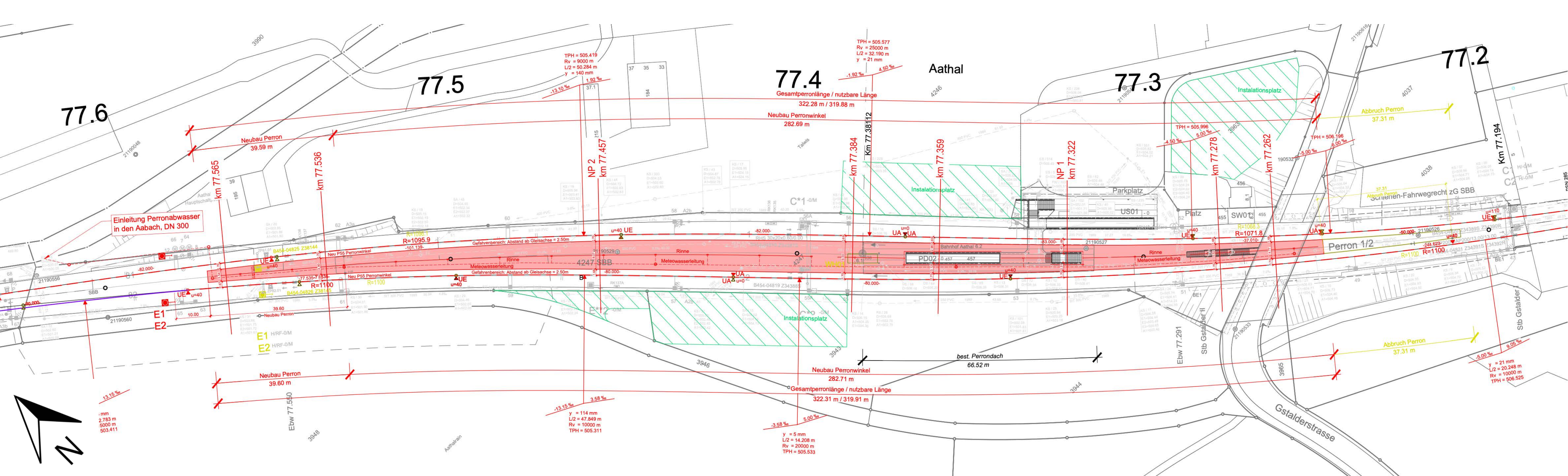
Bauphase 8



Bauphase 9

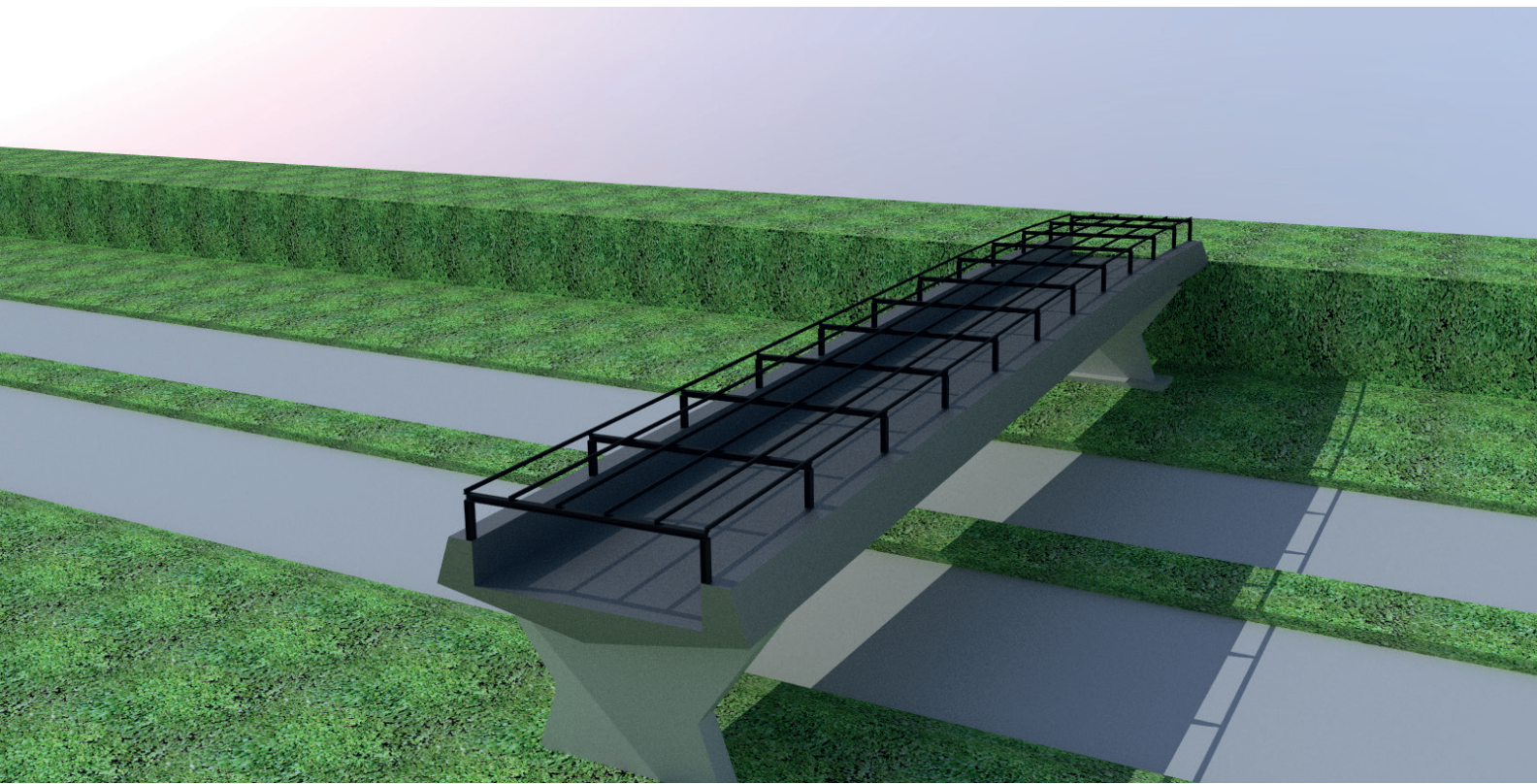


SITUATION



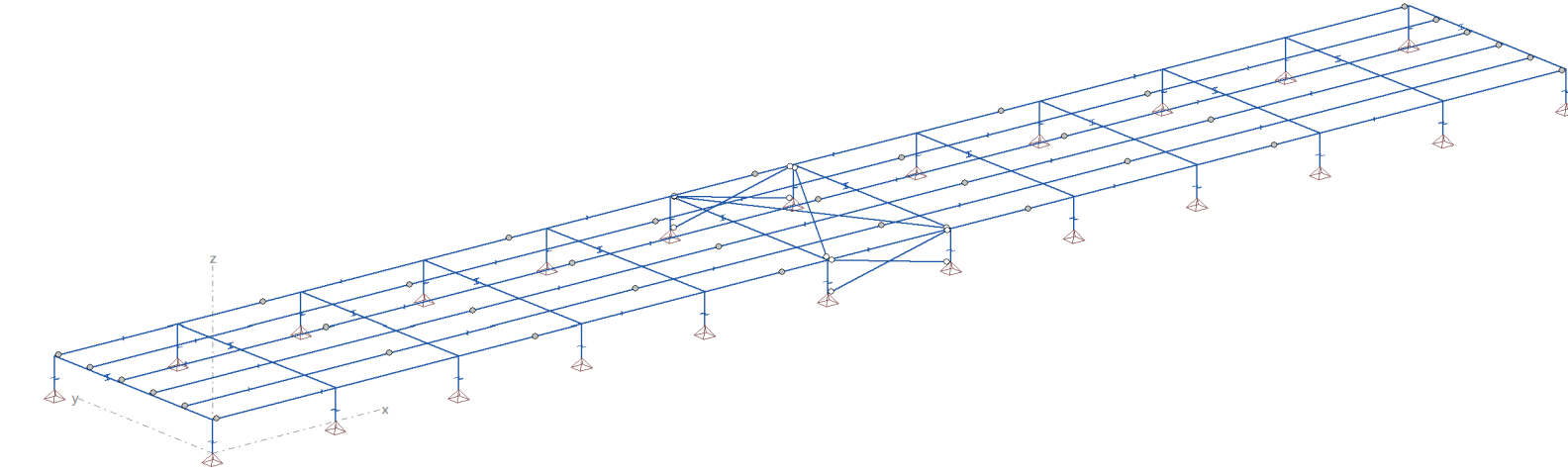


BAUWERKSBSCHRIEB



Die Autobahnbrücke in der Gemeinde Lupfig AG ist in Brückenlängsrichtung als Einfeldträger konzipiert. Im Grundriss ist die Brücke gerade. Im Längsschnitt hat die Brücke eine Krümmung. Das Längsgefälle des Überbaus beträgt 3.1 % Richtung Süd und 3.79 % in Richtung Nord. Der Hochpunkt befindet sich ca. 15 m vom Brückenende Nord entfernt. Der Querschnitt besteht aus Stahlplatten, die zu einem Kastenträger zusammen geschweisst werden. Die gewählte Stahlqualität ist S355. Die Stärke der Platten beträgt zwischen 15 und 60 mm. Die Brücke besteht aus 11 zusammengeschweissten, 5 m langen Elementen. Der Kastenträger ist mit einer Stahlkonstruktion überdacht. Die Querneigung von Fahrbahn und Überdachung beträgt rund 3 %. Der Überbau ist auf der Seite Süd auf der Widerlagerwand und auf der Seite Nord auf einer Stütze gelagert. Beide Widerlagerfundamente sind auf Bohrpfählen fundiert. Der Brückenüberbau ist auf verschiedene Arten von Topflagern gelagert (siehe Abschnitt „Lager“). Der Deckbelag besteht aus SDA. Die Trag- und Schutzschicht aus Gussasphalt (Gesamtstärke Belag 11cm). Die darunter liegende Abdichtung besteht auf einer PMMA-Basis. Die Brücke ist für Fahrzeuge mit einer maximalen Achsenlast von 20 Tonnen ausgelegt.

ÜBERDACHUNG

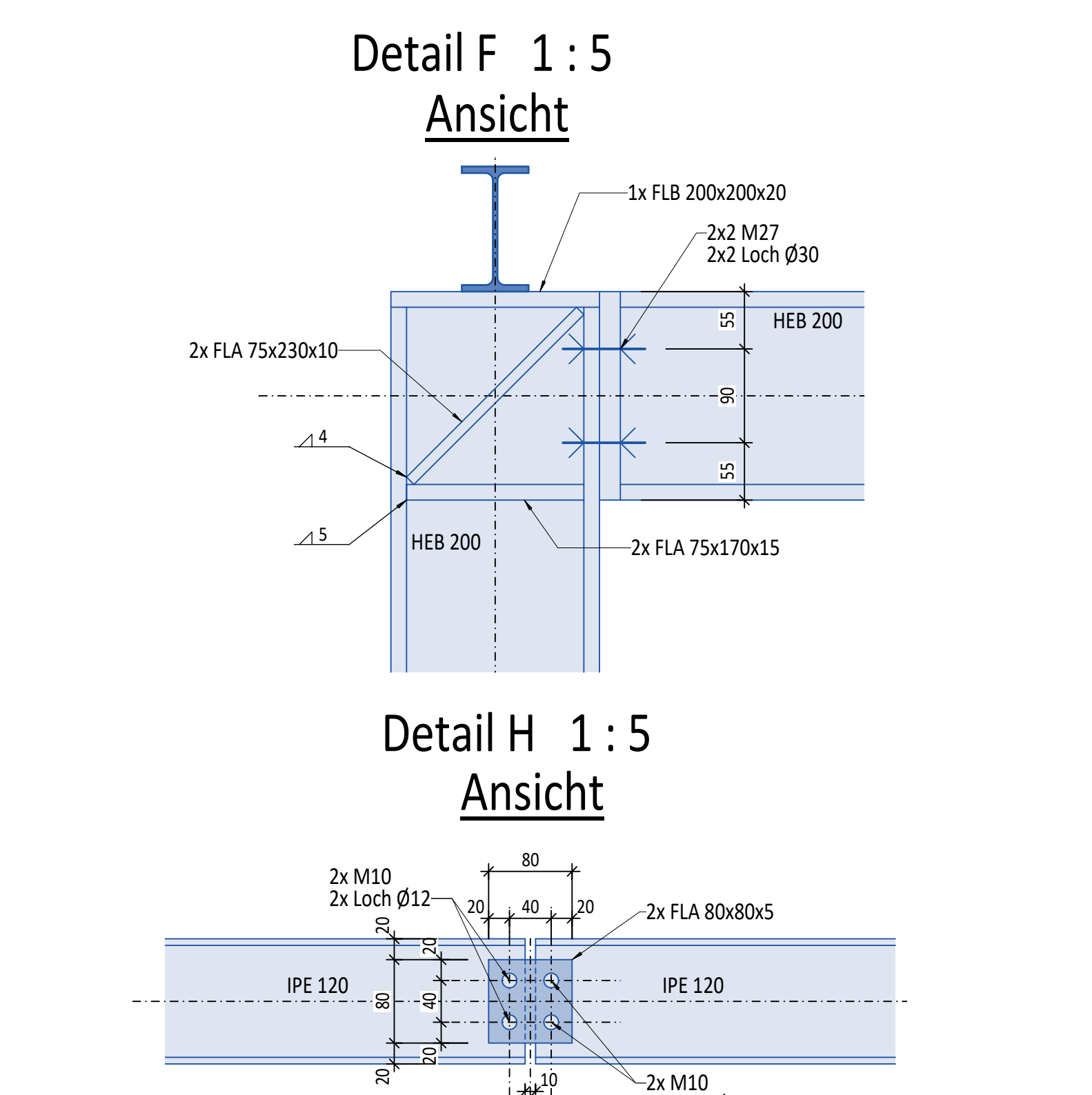
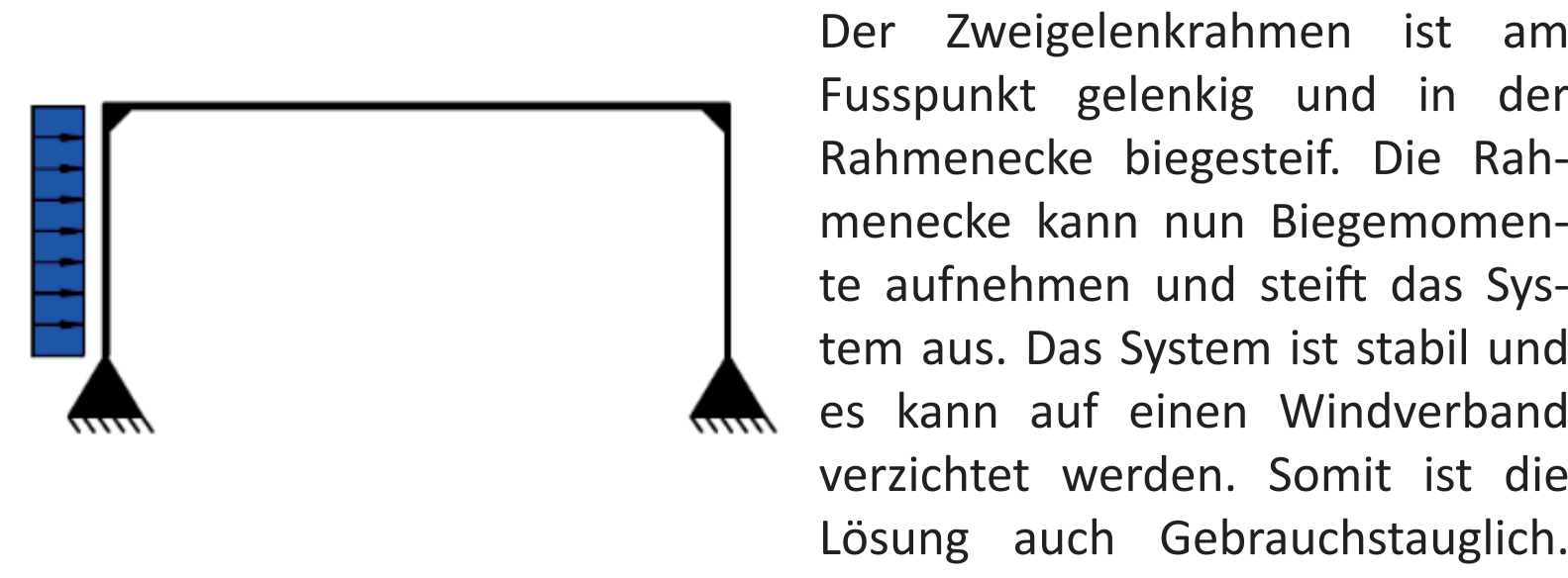
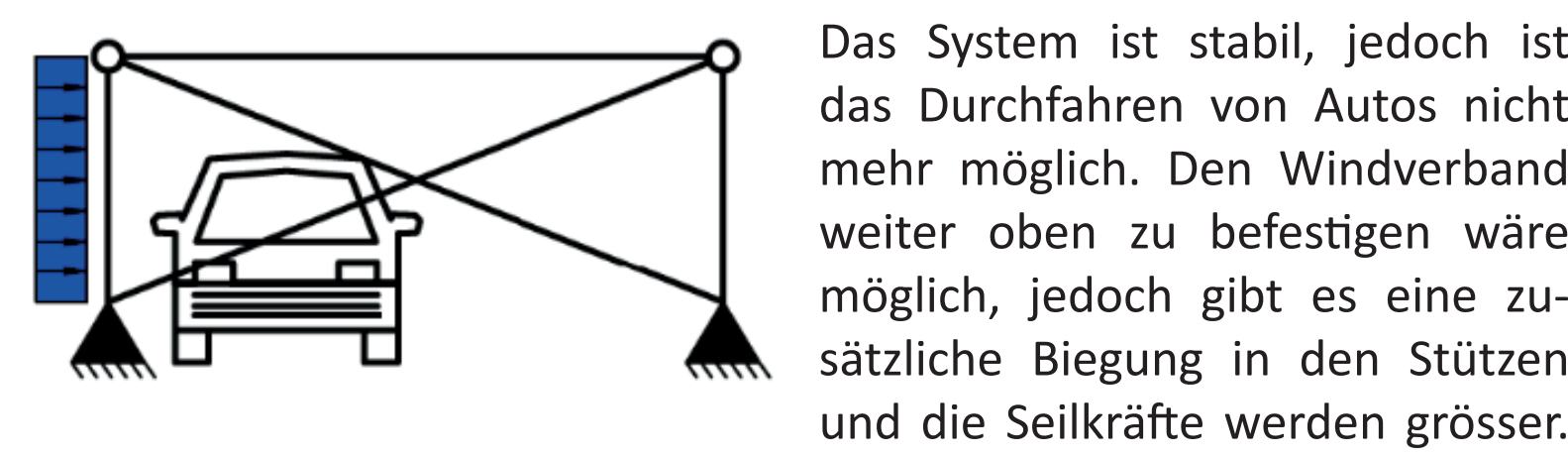
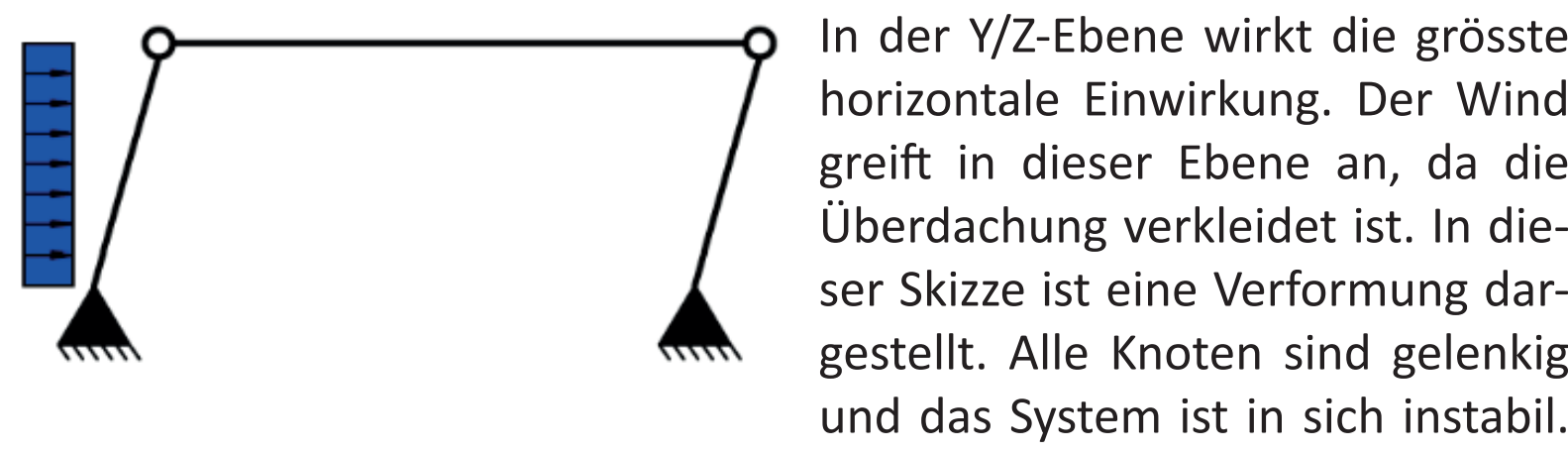


Für die Dimensionierung der Überdachung wurde ein Variantenstudium gemacht. Dabei war der Stahlverbrauch das wichtigste Kriterium. Da das Stabtragwerk auf einer Brücke steht und eine Stahleinsparung die Dimensionierung der Plattenstärke der Brückenbauteile beeinflusst. Es wurden verschiedene Raster und verschiedene Arten der Knotenausbildung geprüft. Es wurde auch die Anzahl an Verbindungen verglichen. Man verglich schlussendlich vier verschiedene Varianten miteinander. Die Bestvariante ist oben abgebildet und wird unten beschrieben.

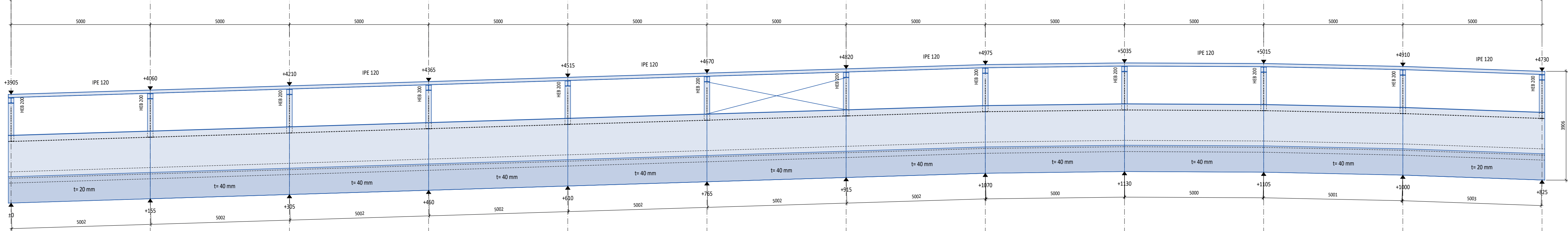
Als Tertiärtragwerk fungiert ein Stahlblech. Dieses verteilt alle vertikalen Lasten als einfacher Balken auf dem Sekundärtragwerk. Das Sekundärtragwerk besteht aus sechs parallel zueinander liegenden Gerberträgern. Die Gerberträger haben einen Abstand von 1.60 m zueinander und verlaufen längs zur Brückenachse. Es gibt verschiedene Typen von Längsträgern, sie unterscheiden sich in ihrer Länge. Ihre Durchlaufwirkung hat einen positiven Einfluss auf die Durchbiegung und das Feldmoment. Die Gerberknoten werden mittels Laschenstoss miteinander verbunden. Des Weiteren liegen sie gelenkig auf dem Primärtragwerk. Das Primärtragwerk besteht aus Zweigelenkrahmen. Die Stützen haben eine Länge von 1.20 m und die Querträger (Riegel) haben eine Länge von 8.0 m. Die Rahmen sind an ihrem Fusspunkt mit einem unverschieblichen, gelenkigen Auflager verbunden. Die Rahmenecken sind biegesteif verschraubt. Diese biegesteife Ausbildung ist der Funktion der Überdachung geschuldet. Da die Autos wie durch ein Tunnel unter der Überdachung hindurchfahren, kann kein Windverband in dieser Ebene liegen. Die restliche Konstruktion ist mittels eines in der Mitte liegenden Windverbands ausgesteift. Zudem ist die Durchbiegung der Querträger bei biegesteifen Anschlüssen wesentlich kleiner, als bei einem gelenkigen Anschluss. Das hat wiederum einen Einfluss auf die Durchbiegung der Längsträger.

WINDVERBAND

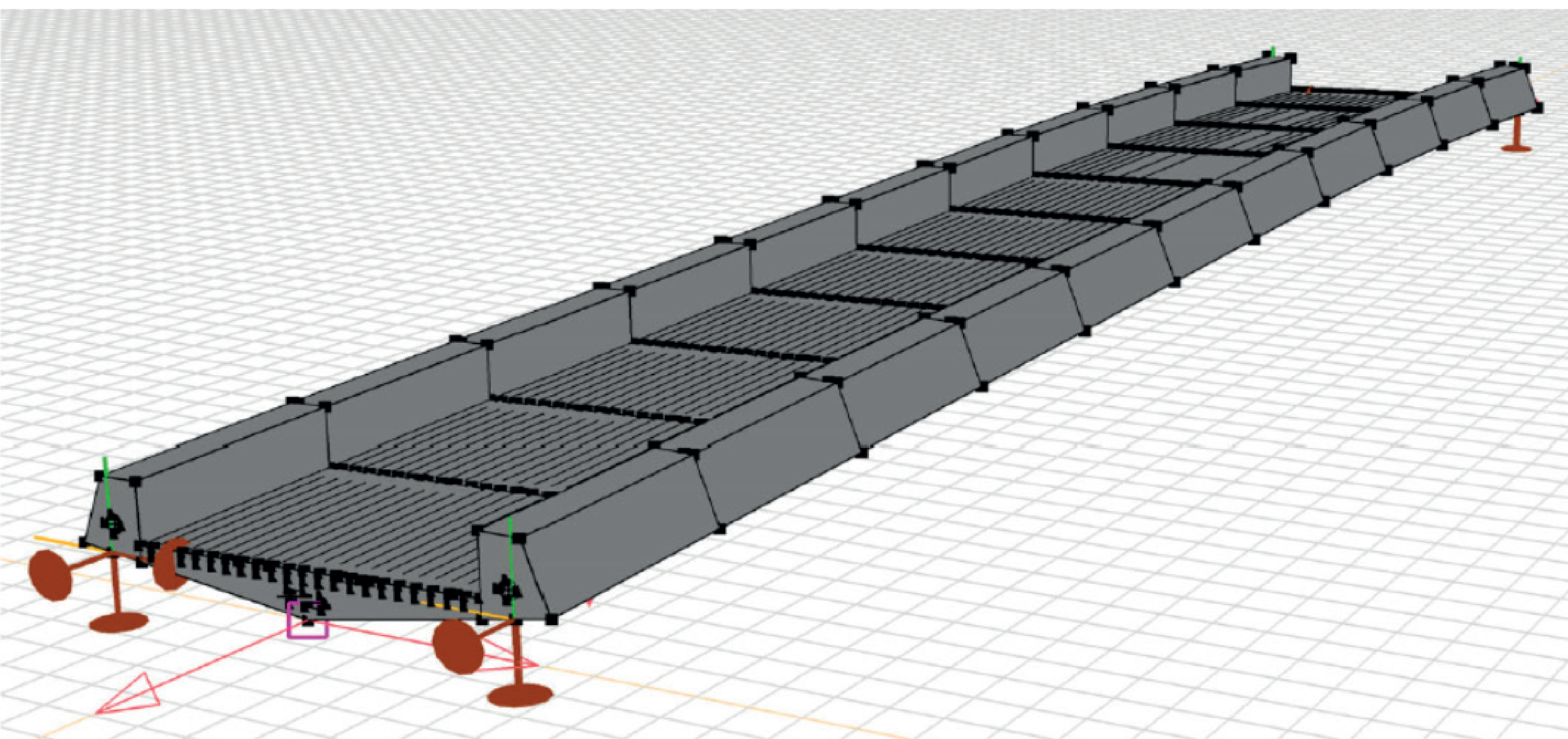
Die Überdachung der Autobahnbrücke in Lupfig ist ein Stabtragwerk. Um eine genügende Aussteifung gegenüber horizontalen Kräften zu haben, wird ein Windverband angeordnet. Ein Windverband soll in allen Hauptebenen (X/Y-Ebene, X/Z-Ebene und Y/Z Ebene) eines Tragwerks angeordnet werden, sofern mit gelenkigen Anschlüssen konstruiert wird.



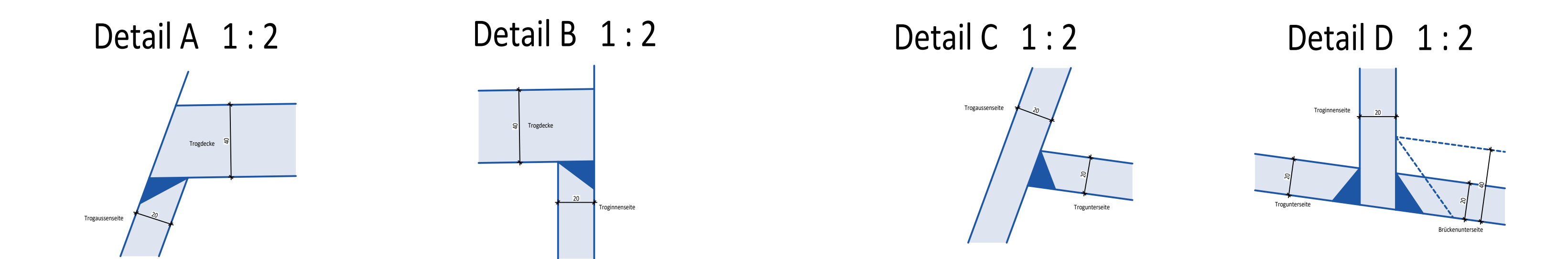
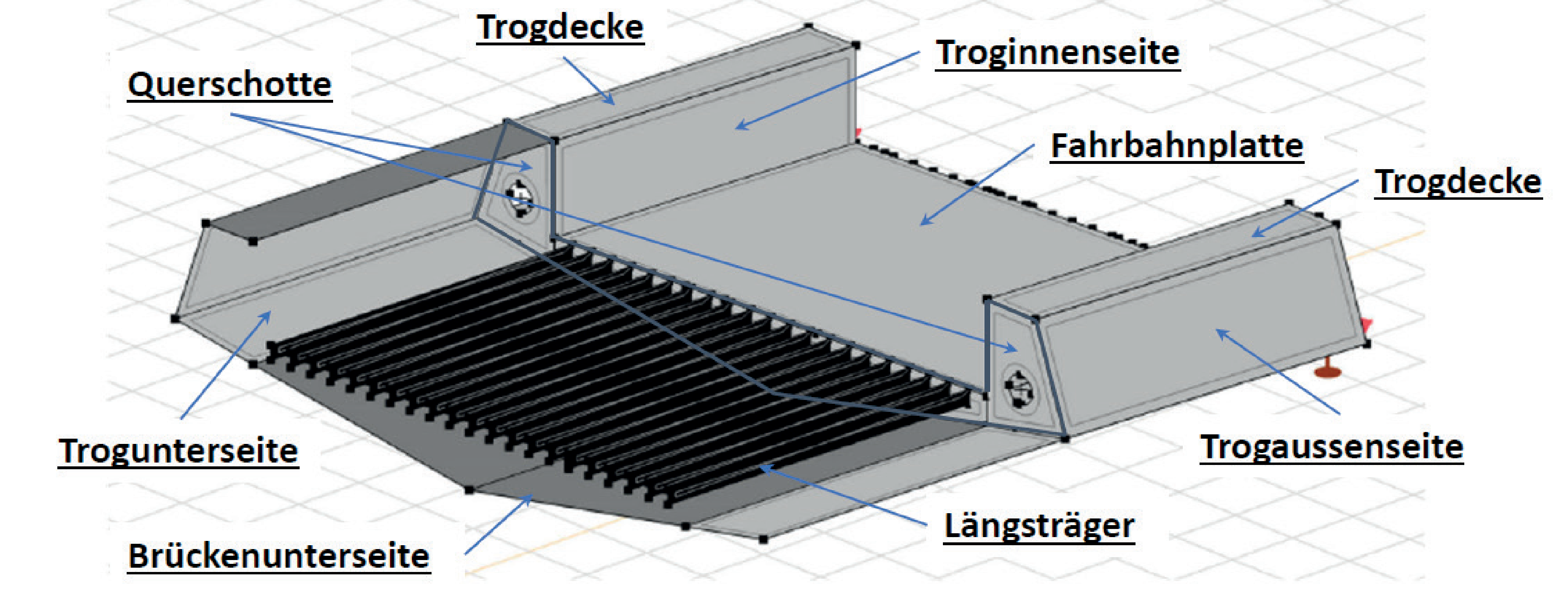
LÄNGSSCHNITT



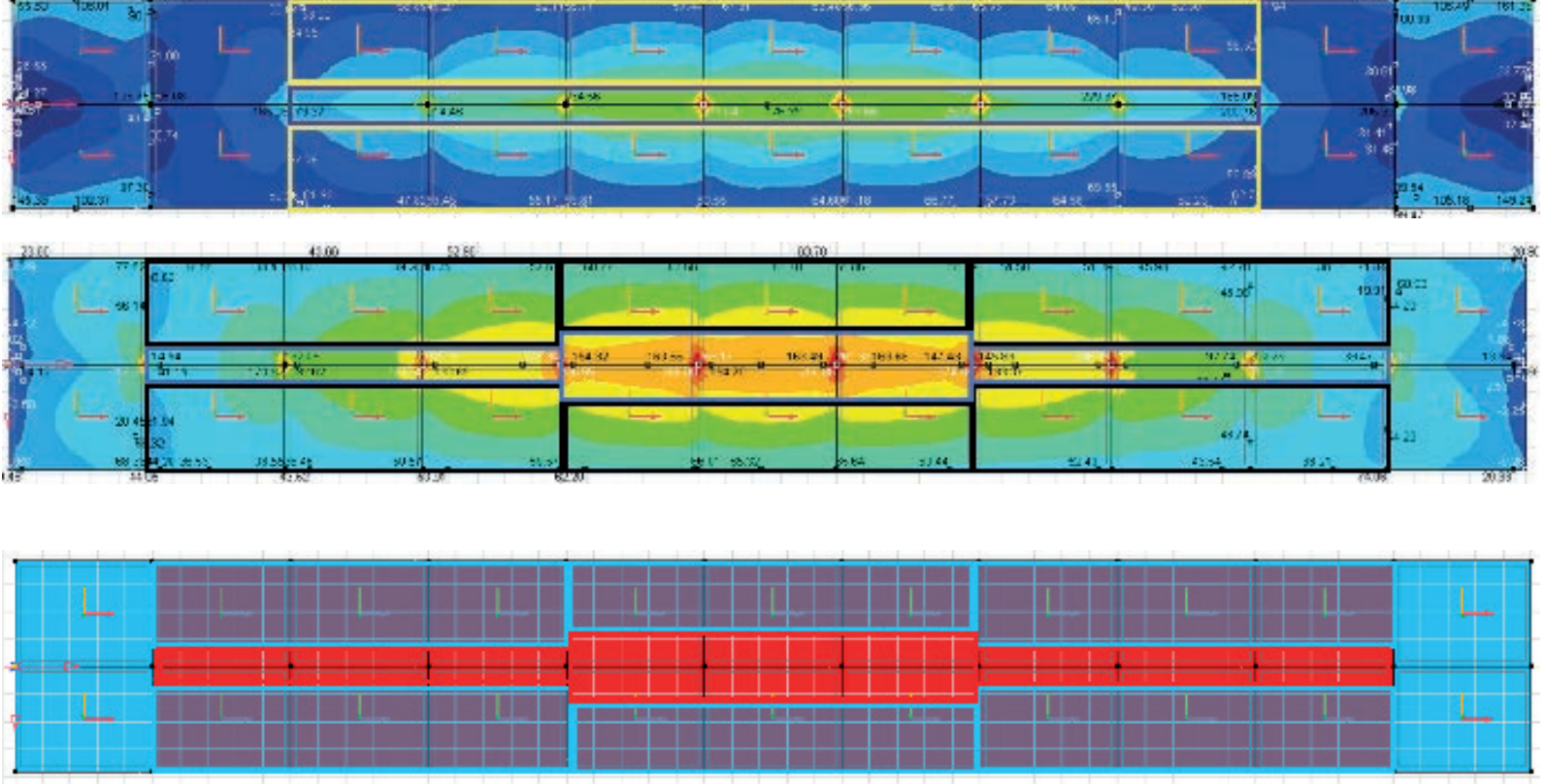
BRÜCKE



BAUTEILE

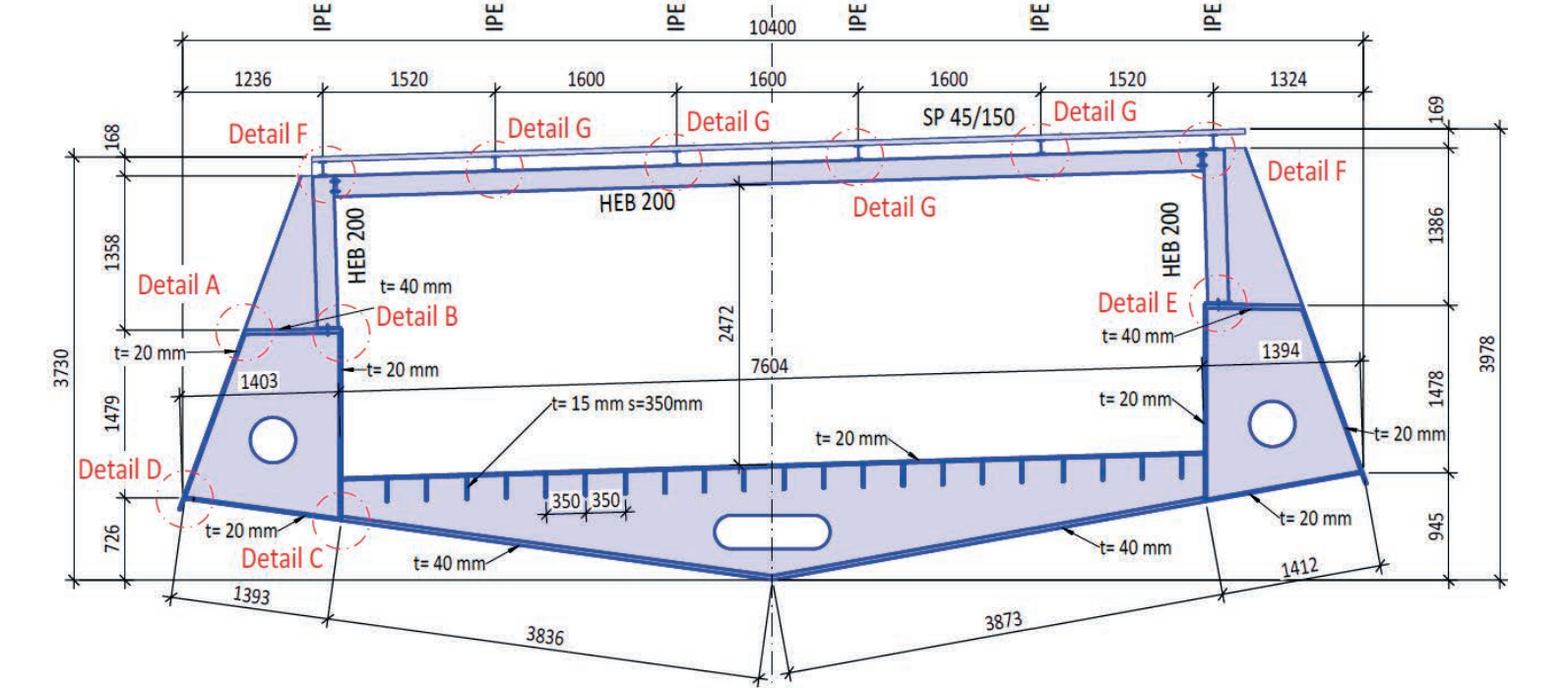


OPTIMIERUNG BAUTEILE



Die Brückenunterseite hat in der Mitte die grössten Spannungen. Deswegen muss hier auch eine grössere Stahlblechdicke gewählt werden als in den restlichen Bereichen. Da die Normalkraft massgebend ist resultiert dieses Bild der Blechdicken. Hellblau sind alle Bleche mit einer Dicke von 20 mm und die rote Fläche hat eine Dicke von 40 mm. Eine These, die in einer nächsten Projektphase untersucht werden kann, ist die Optimierung der 40 mm starken Bleche zu teilweise 20 mm. Der grosse Vorteil ist das Einsparen an Stahl. Das bedeutet man spart einerseits Material, was ökologisch ist. Andererseits spart man Gewicht, was gerade in Feldmitte das Moment reduziert und beim Transport und der Montage hilfreich ist. Der Nachteil ist der erhöhte Arbeitsaufwand. Mehr Bauteile heisst auch gleichzeitig mehr Schweißnähte.

QUERSCHNITT

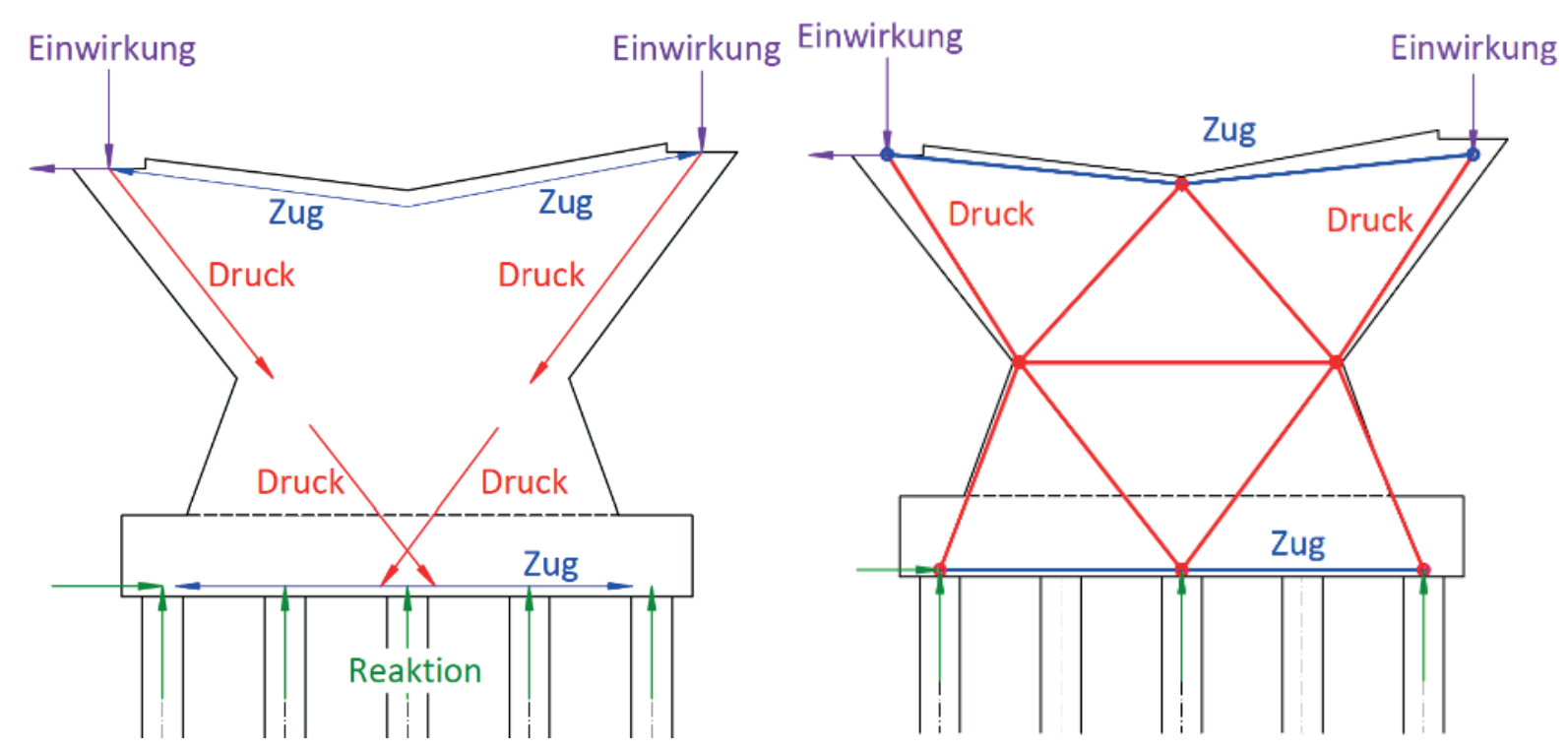


LAGER

Die Auflager wurden als Punktlager modelliert. Die Auflager nehmen alle summierten Kräfte in X-,Y- und Z-Richtung auf. In Längsrichtung entstehen die grössten Verschiebungen aus Temperatureinwirkungen. Aber auch in Querrichtung dehnt sich die Konstruktion aus. Um Zwangsspannungen in den Bauteilen zu vermeiden werden einige verschieblich ausgebildet.

WIDERLAGER NORD

Das Widerlager Nord ist eine Scheibe aus Stahlbeton. Wie in der Abbildung dargestellt, verursachen beide Einwirkungen in Z-Richtung eine Druckkraft in der Scheibe. Um im Gleichgewicht zu bleiben, entsteht in der Oberkante der Scheibe eine Zugkraft. Man kann sich das Ganze auch als Fachwerk vorstellen. Wobei die Einwirkungen auf Ausragungen stehen. Im Fundament entsteht ein Zugband, welches Druckkräfte auf die Pfähle verteilt. Nur das linke Auflager nimmt eine Komponente in horizontaler Richtung auf. Das verursacht im Widerlager eine Zug bzw. eine Druckkraft je nach Vorzeichen.





Objektbeschrieb

In Amden, St. Gallen, möchte die Bauherrschaft ein Einfamilienhaus erstellen. Dieses soll aus einem Untergeschoss in Massivbauweise, sowie zwei Voll- und einem Dachgeschoss inklusive Dachterrasse in Holzbauweise wbestehen. Während die Grundrissfläche ca. 12 x 12 m beträgt, beläuft sich die Höhe des Dachs auf rund 8 m über Terrain.

Für das Bauwerk wird das Tragwerkskonzept auf Stufe *Bauprojekt light* entwickelt und bemessen. Ausserdem werden auch die bauphysikalischen Themen Wärme-, Feuchte- und Schallschutz untersucht. Schliesslich werden die wichtigsten Details in entsprechenden Plänen dargestellt.

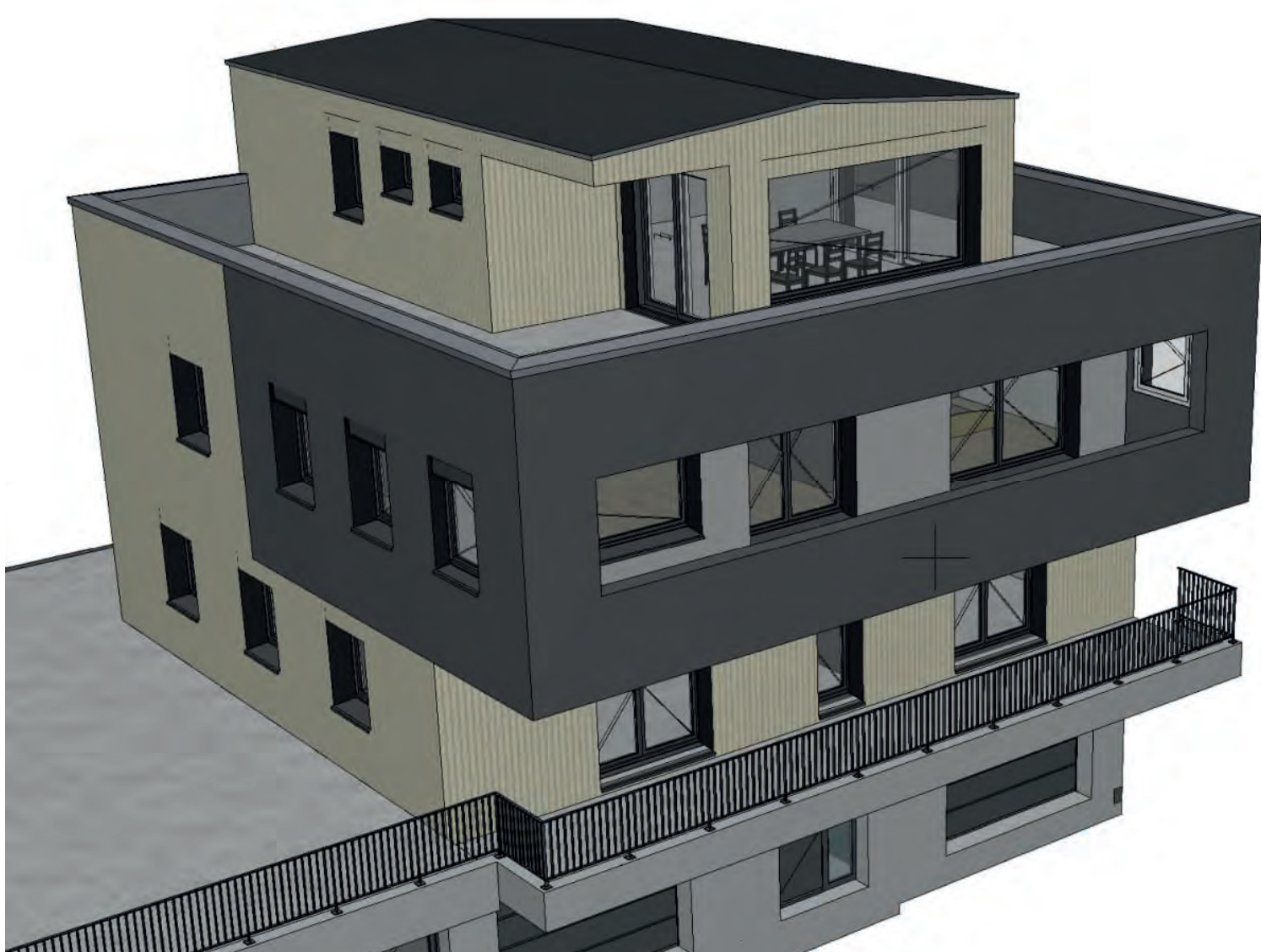


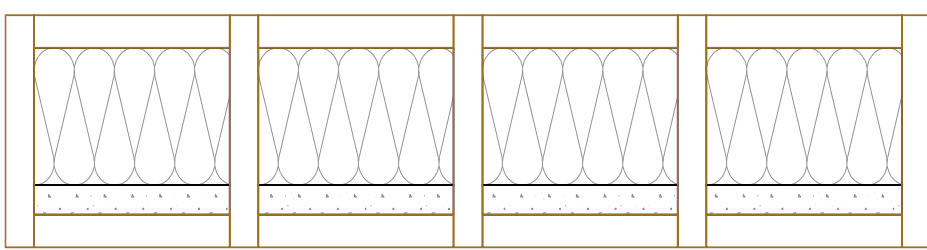
Abb. 1: Visualisierung EFH Jöhl

Variantenstudium

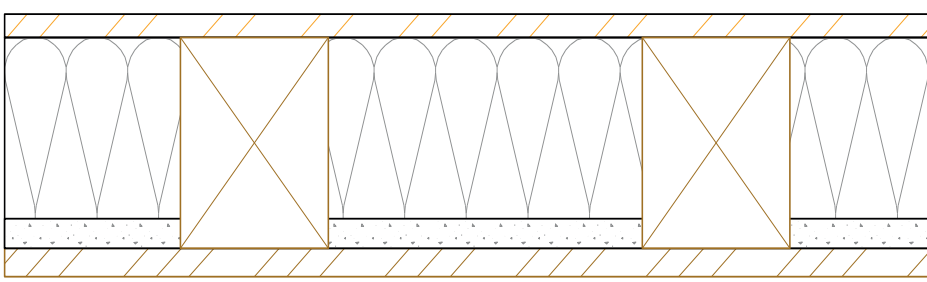
Im Rahmen des Vorprojektes werden verschiedene Deckentragsysteme verglichen. Dabei stehen folgende Aufbauten zur Wahl:

Aufbauten mit Hohlraum:

Lignatur-Hohlkastenelemente

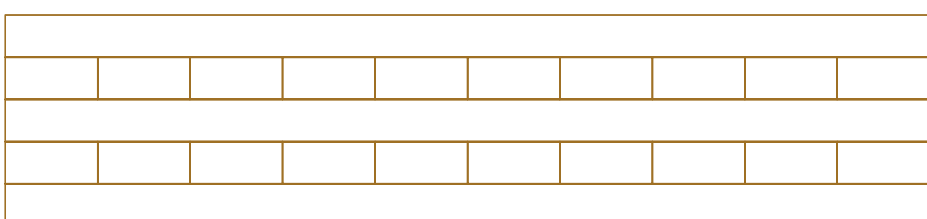


Beidseitig beplankte Balkenlage



Vollholzsysteme:

Brettschichtholzdecke



Brettstapeldecke

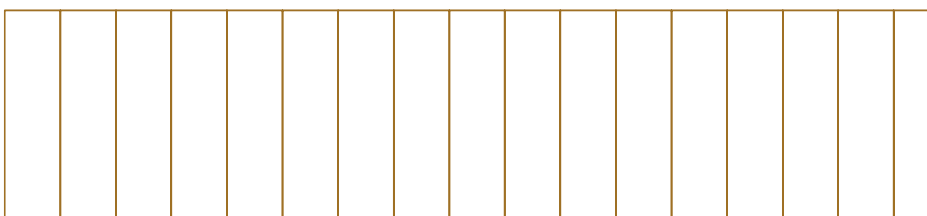


Abb. 2: Variantenstudium: Lignatur-Hohlkastenelement, Balkenlage, Brettspertholz, Brettstapeldecke

Die Wahl fällt auf die Lignatur-Hohlkastenelemente. Diese erfüllen die Ansprüche an Statik, Bauphysik und insbesondere Haustechnik am besten. Das gewählte Wandsystem wird im Absatz *Horizontaler Lastabtrag* beschrieben. Der grössere Teil des Variantenstudiums ist die Bestimmung der Bestlösung für das Tragwerkskonzept im Vorprojekt. Einige im Variantenstudium festgelegte Entscheidungen mussten im Bauprojekt wieder modifiziert werden. Teile der definitiven Variante werden im Folgenden dokumentiert.

Einwirkungen

Zur Bemessung des Tragkonzeptes werden zunächst die einwirkenden Kräfte ermittelt. Nebst den Kräften, die aus Eigengewicht, Ausbau und der Nutzung folgen, sind in diesem Projekt besonders die Einwirkungen Schnee und Erdbeben zu beachten. Da der Standort Amden sowohl in einer schneereichen, als auch in einer erdbebengefährdeten Zone liegt, sind diese beiden Einwirkungen, insbesondere das Erdbeben, massgebend für den Entwurf des statischen Konzeptes, wie auch für deren Bemessung.

Vertikaler Lastabtrag

Die vertikalen Tragelemente sind Stützen, sowie Aussen- und Innenwände. Wo immer möglich, werden die Vertikalkräfte in direkt darunter gelegene Wände oder Stützen weitergeleitet. Ist dies nicht möglich, werden Unterzüge eingebaut.

Die tragenden Wände werden als herkömmliche Ständerwände ausgebildet. Bei hochbelasteten Wänden muss die Anzahl der Ständer pro Laufmeter erhöht werden. Grundsätzlich werden die Ständer in der Festigkeitsklasse C24 (Duo-/Triobalken) ausgebildet, während Einbinder und Schwelle aufgrund der höheren Querdruckfestigkeit mit GL24h realisiert werden.

Achse 4 - 4

Eine Ausnahme des regulären Tragkonzeptes im vertikalen und horizontalen Lastabtrag bildet die Achse 4- 4 (Abb. 4). Diese Wand dient als Mittelaufleger der Decke OG und muss folglich viel Last abtragen. Da darunter keine durchlaufende Wand steht, kann die Kraft nicht direkt weitergeleitet werden. Es wird entschieden, dass die Kräfte mittels Unterzug aus sehr leistungsfähiger Baubuche auf Diagonalstreben sowie eine Stütze geleitet werden, welche die Kräfte auf die darunter stehenden Stützen aufteilen. Diese diagonalen Elemente dienen zugleich auch dem horizontalen Lastabtrag.

Die Knoten werden mit Stabdübeln und innenliegenden Stahlbelchen ausgeführt.

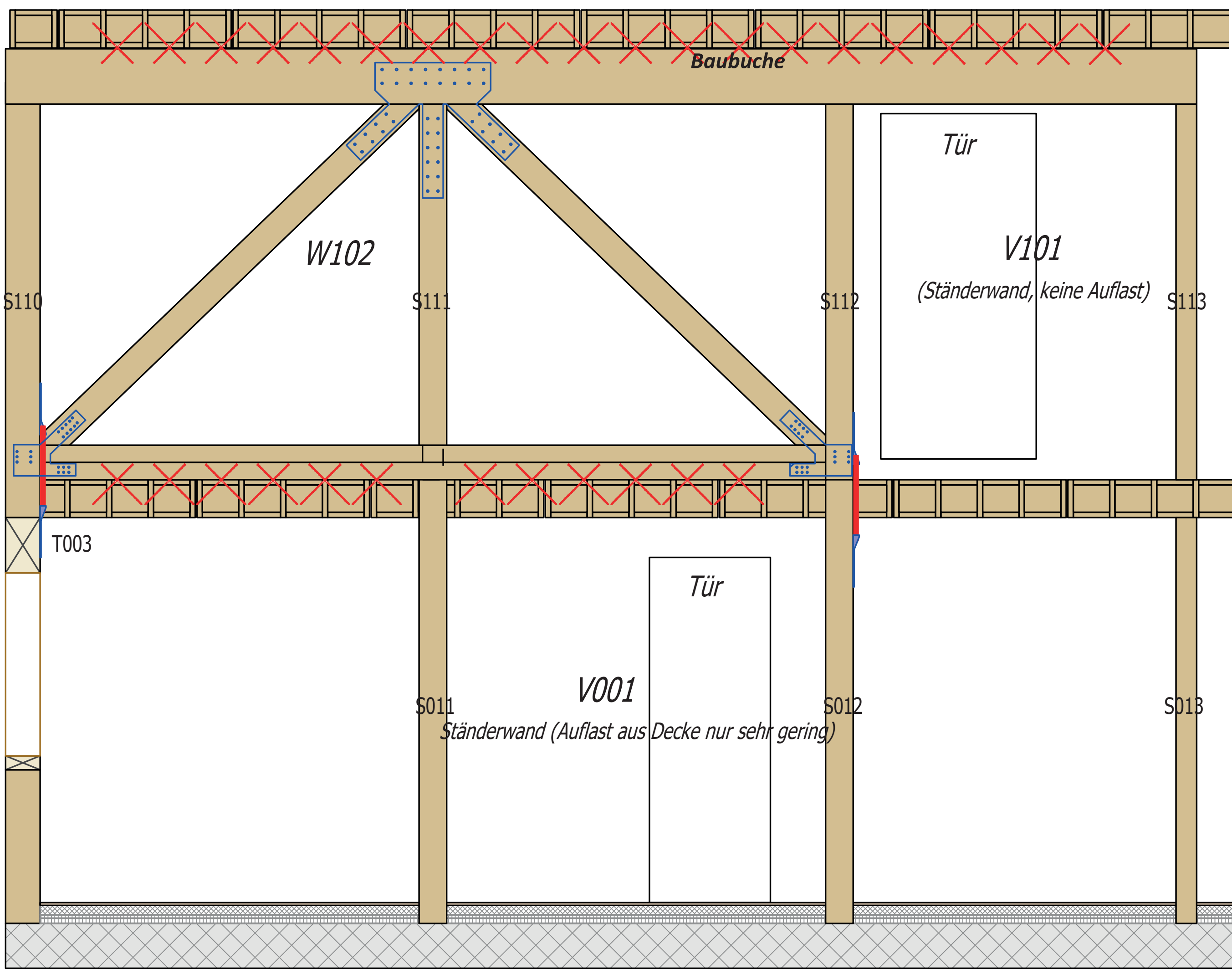


Abb. 4: Grobdetail Achse 4-4

Horizontaler Lastabtrag

Aufgrund der grossen Lasten infolge Erdbeben bildet der horizontale Lastabtrag das Herzstück des Bauwerks. Im Regelfall werden die Horizontalkräfte durch aussteifende Wände abgetragen. Diese werden durch Ständerwände gebildet, die mit Holzwerkstoffplatten verklammert werden.

Aufgrund der statischen und architektonischen Anforderungen müssen an mehreren Stellen Speziallösungen realisiert werden. So zum Beispiel im Dachgeschoss: Um ein Fenster in der Wand einbauen und die vertikalen Zug-/Druckkräfte sinnvoll ins Obergeschoss einleiten zu können, wird der horizontale Lastabtrag mittels Sprengwerk realisiert. (Abb. 3)

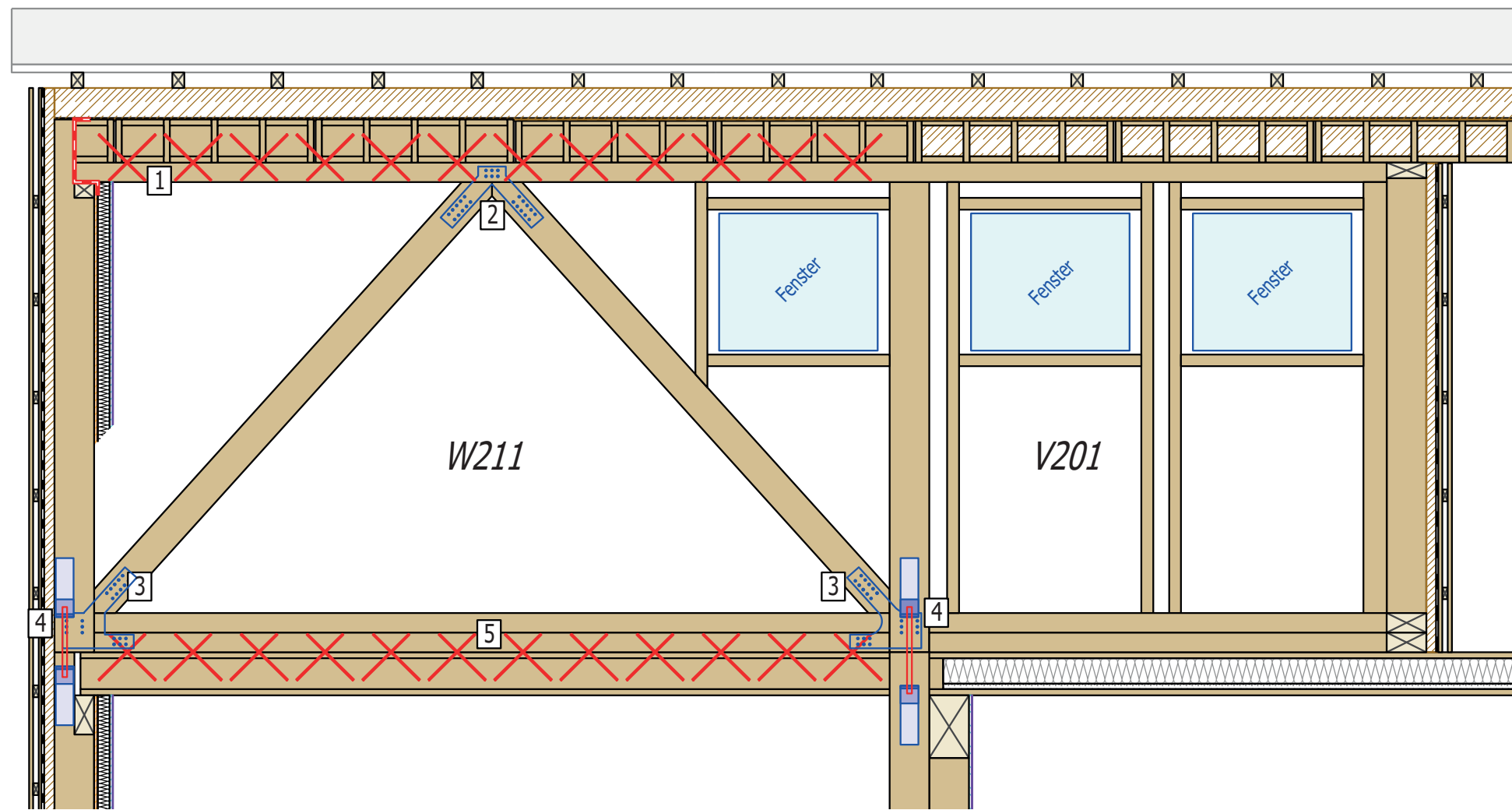


Abb. 3: Sprengwerk im Dachgeschoss

Details

Aus dem horizontalen Lastabtrag entstehen grosse Vertikalkräfte, die von den Stützen in den Beton übertragen werden müssen. Dies kann mit dem entworfenen Zuganschluss in Abb. 5 realisiert werden.

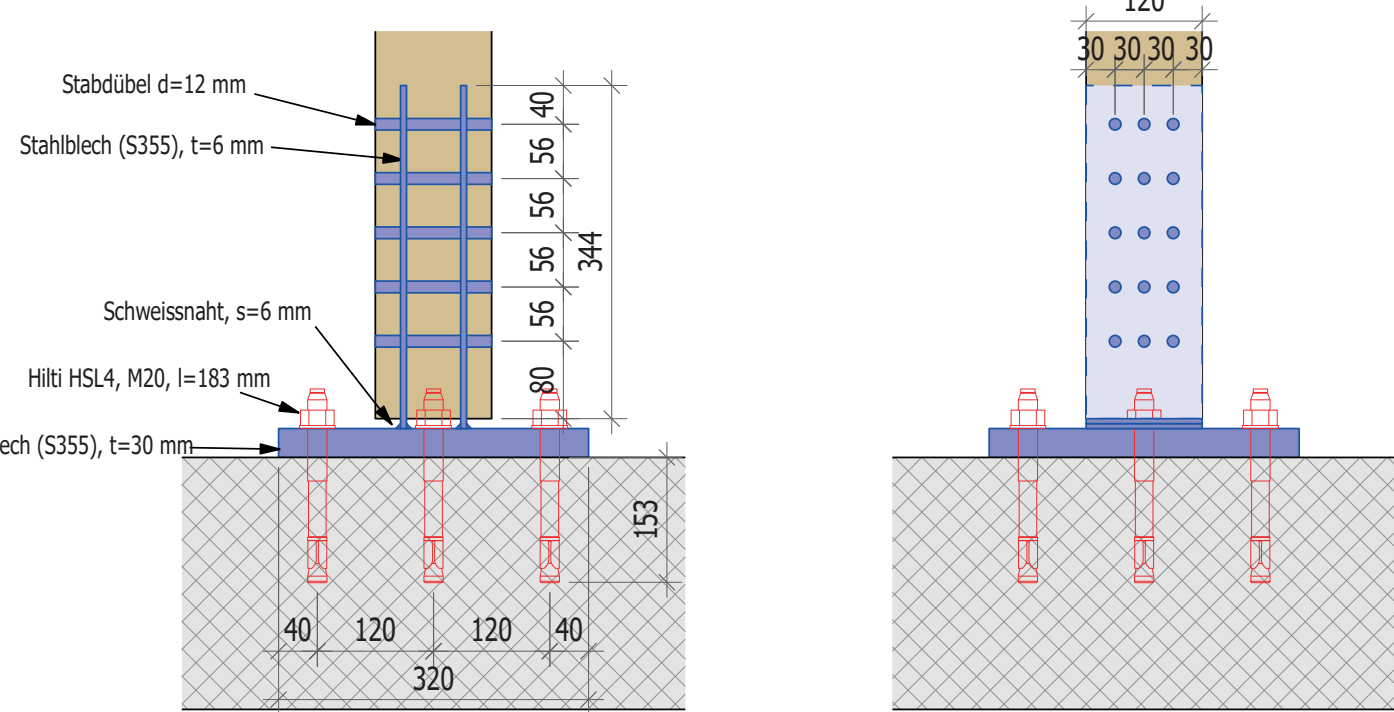


Abb. 5: Zuganschluss Stütze-Beton für maximale Vertikalkräfte aus horizontalem Lastabtrag

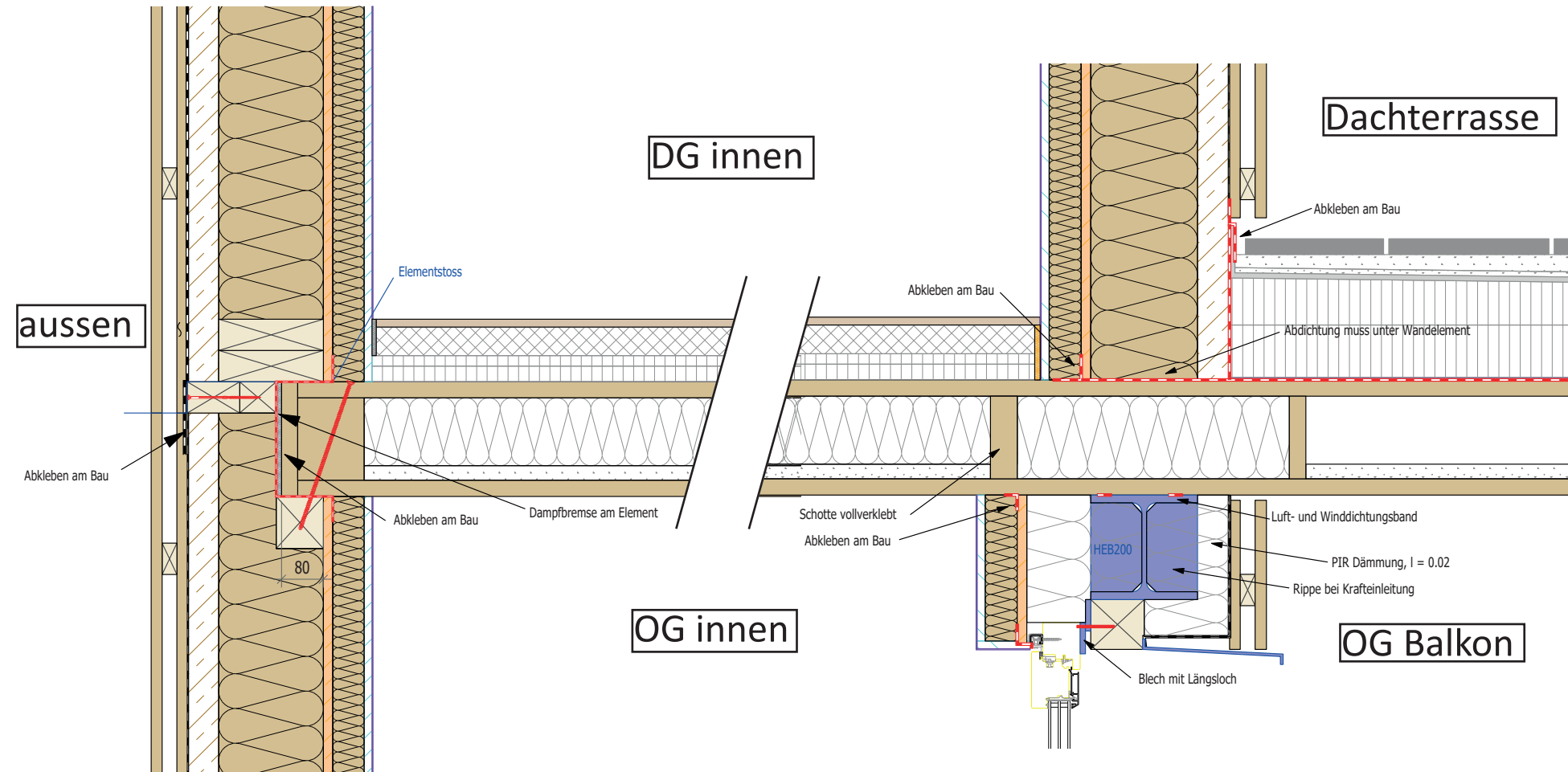


Abb. 6: Bauphysikalische Details: Elementstoss Aussenwand / Übergang Auskrugung Deckenelement

Grobkostenschätzung

Genauigkeit: +/- 25 % (gerundet auf 1'000 CHF)

Vorproduktion Bauteile im Werk	208'000.00
Transport auf Baustelle	6'000.00
Aufrichten	18'000.00
Montage und Abschlüsse	11'000.00
Zuschläge, Verbindungsmittel, Spezialteile	50'000.00
Honorar Holzbauingenieur	18'000.00
Honorar Werkplanung	13'000.00
	MwSt. (7.7 %) 25'000.00
	Summe 349'000.00 CHF

Abb. 7: Grobkostenschätzung

Fazit

Die Resultate, im technischen Bericht zusammengefasst, beschreiben das angestrebte *Bauprojekt light*. Aufgrund des geforderten Detaillierungsgrades bei diesem Projektstand werden aber einige Nachweise und noch auszuarbeitende Details ins Ausführungsprojekt delegiert. Für alle aus statischer und bauphysikalischer Sicht heiklen Stellen konnten entsprechende Lösungen gefunden und dokumentiert werden. Es zeigt sich also, dass das EFH Jöhl gemäss den Architektur-Wünschen gebaut werden kann.

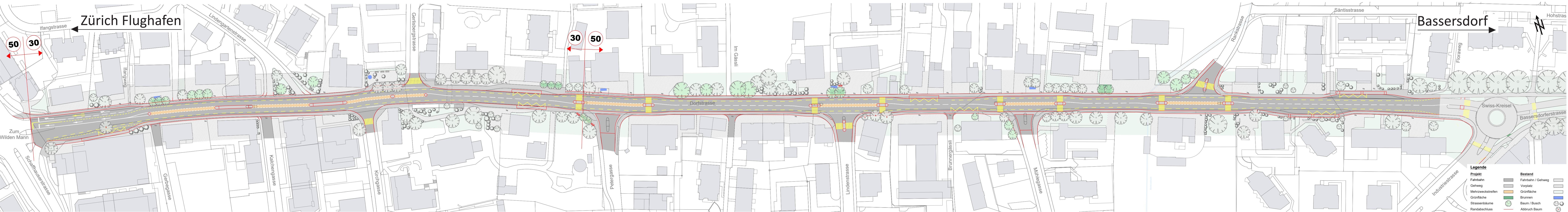


Abb. 1: Situationsplan 1:1000

Ausgangslage

Die Dorf- und Bassersdorferstrasse müssen aufgrund einer ungenügenden Verträglichkeit der Strasse mit dem Umfeld, der linearen Veloschwachstelle, der unzureichenden Priorisierung des öffentlichen Verkehrs und allgemeinen normativen Defiziten saniert und aufgewertet werden.

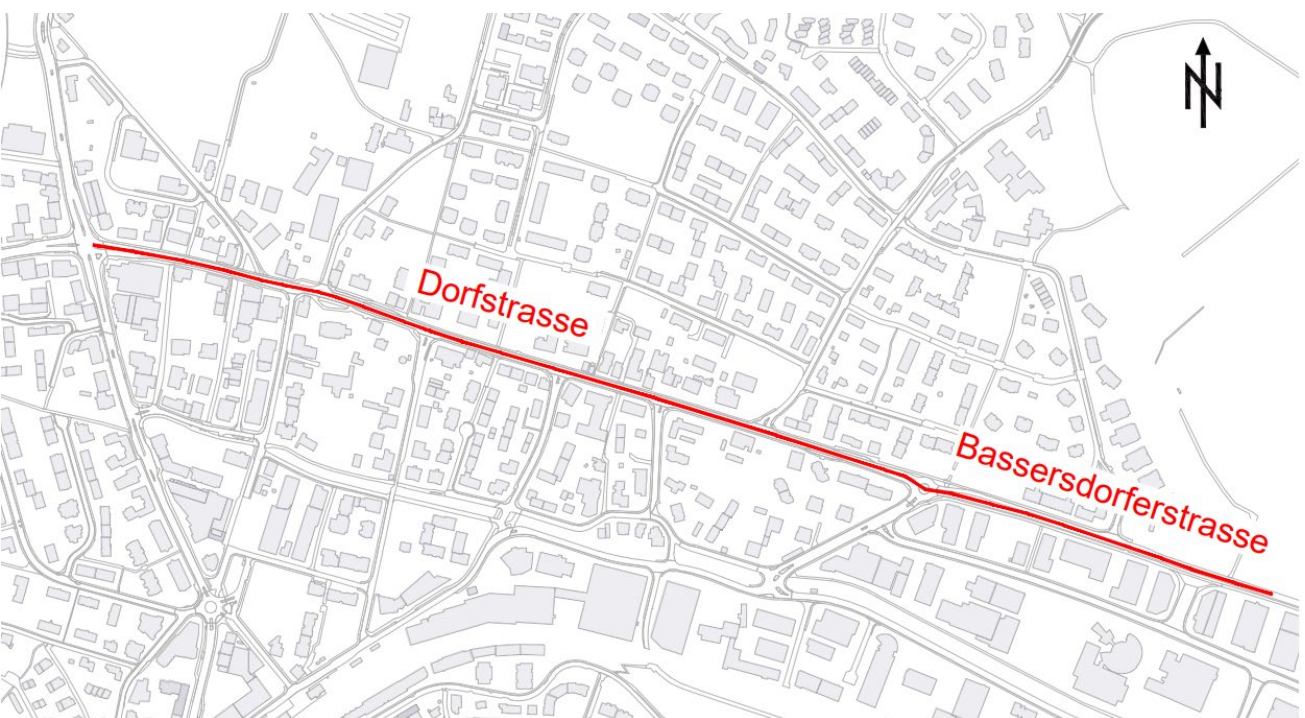


Abb. 2: Übersichtsplan

Auftrag / Vorgehen

Für die Dorf- und Bassersdorferstrasse soll ein Betriebs- und Gestaltungskonzept erstellt werden. Die Durchführung der Analyse ergab einen Einblick in die verkehrstechnischen und gestalterischen Aspekte des Projektperimeters. Ebenso wurden die vorhandenen Schwachstellen aufgezeigt. Mit dem Variantenstudium wurde konzeptionell eine optimierte Verkehrsführung für alle Verkehrsteilnehmer sowie eine Aufwertung des Strassenraums entwickelt. Die Bestvariante wurde anschliessend in das Betriebs- und Gestaltungskonzept eingearbeitet.

Bedürfnisse und Ziele

Um die Bedürfnisse der verschiedenen Anspruchsgruppen zu erfüllen, wurde versucht, die folgenden Zielesetzungen für das Betriebs- und Gestaltungskonzept der Dorf- Bassersdorferstrasse umzusetzen:

Motorisierter Individualverkehr MIV

- Stetiger und ruhiger Verkehrsfluss
- Verständliche Verkehrsführung
- Verkehrsberuhigungselemente einsetzen
- Übersichtliche Kreuzungspunkte realisieren

Öffentlicher Verkehr

- Busstationen neu BehiG ausführen
- Busbevorzugungsanlagen erstellen
- Fahrplanstabilität gewährleisten
- Bushaltestellen neu anordnen

Veloverkehr

- Sicherheit erhöhen
- Veloinfrastruktur mit Radstreifenmarkierung realisieren

Fussverkehr

- Attraktivität für den Fussverkehr steigern
- Flächiges Queren ermöglichen

Umwelt

- Begrünung entlang Strassenraum
- Lärmreduzierung
- Hitzeminderung

Betriebs- und Gestaltungskonzept

Strassenraum

Im ersten Abschnitt der Dorfstrasse findet eine Geschwindigkeitsreduzierung auf 30 km/h statt. Dies beruhigt den momentan schnellen Verkehrsfluss und gewährleistet gleichzeitig eine sichere und angenehme Durchfahrt des MIV und Veloverkehrs. Weiter Richtung Swiss-Kreisel wird die Dorfstrasse mit einer Geschwindigkeit von 50 km/h weitergeführt. Dank den Aufweitungen und Verengungen in diesem Strassenabschnitt, durch die ausgeführten Mehrzweckstreifen, wird ein sicherer Verkehrsfluss gewährleistet. Die Reduzierung der Geschwindigkeit hat kaum Einfluss auf die Reisezeit und trägt gleichzeitig zu einer Lärmreduzierung bei. Der neu geplante Strassenquerschnitt ermöglicht einen reibungslosen Verkehrsfluss. Für den Veloverkehr steht nun eine beidseitige Radstreifenmarkierung mit einer Breite von je 1.50 m zur Verfügung. Die Gehwege werden weiterhin mit einer Breite von 2.00 m ausgeführt und es besteht die Möglichkeit, die vorhandenen Vorplätze miteinzubeziehen. Die Mehrzweckstreifen werden mit einer Breite von 2.00 m umgesetzt. Dies ermöglicht einem LW rechts an einem links abbiegenden PW vorbeizufahren. Entlang des Strassenraumes kommen neue Grünflächen mit Strassenbäumen und Sitzgelegenheiten zum Einsatz, welche die vorhandenen Grünflächen zusätzlich stärken.

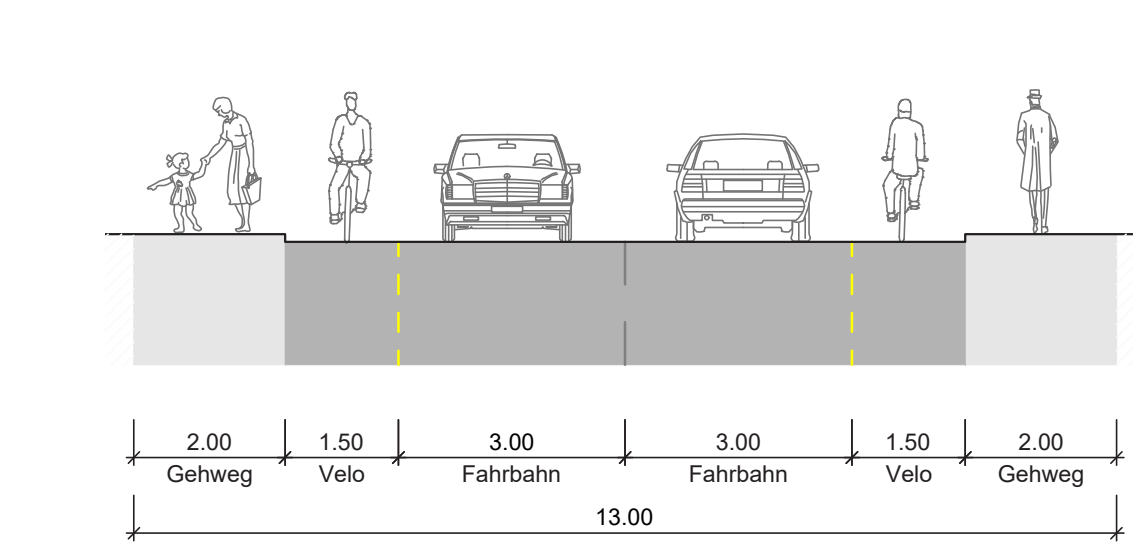


Abb. 3: Querschnitt 1:100, Normalfall

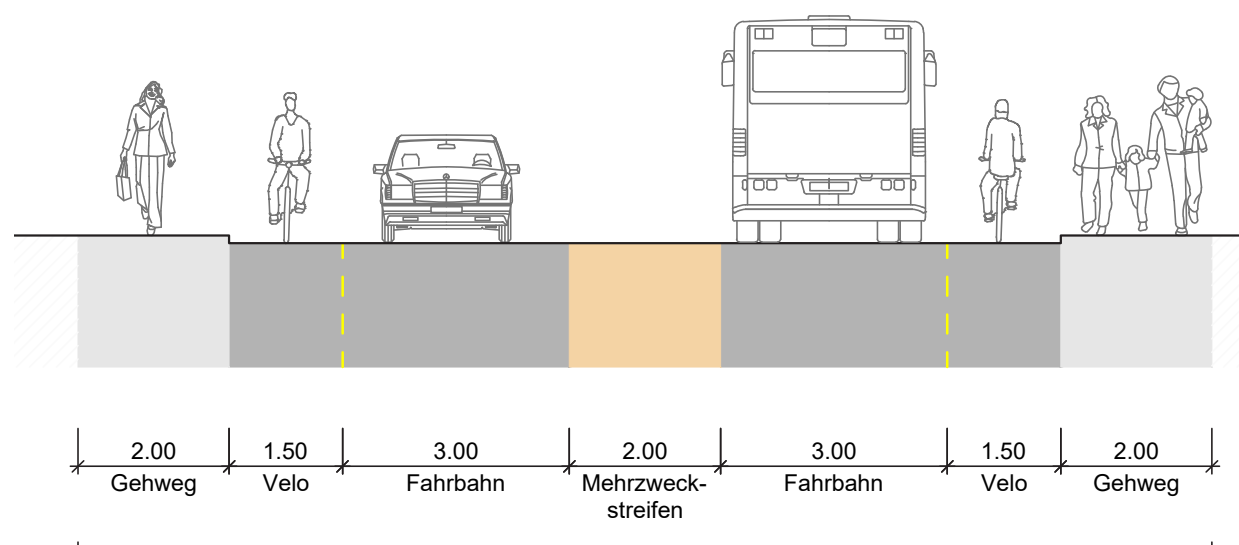


Abb. 4: Querschnitt 1:100, Mehrzweckstreifen

Mehrzweckstreifen

Im gesamten Projektperimeter werden Mehrzweckstreifen realisiert. Zum einen dienen diese als Abbiegespur für den MIV und Veloverkehr und lassen den Verkehrsfluss weiterfliessen. Zum anderen werden sie als Fussgängerzonen umgesetzt, um ein flächiges Queren der Fussgänger zu gewährleisten. Mit einer ocker Farbe werden die Mehrzweckstreifen hervorgehoben und machen sie für alle Verkehrsteilnehmer ersichtlich.

Öffentlicher Verkehr

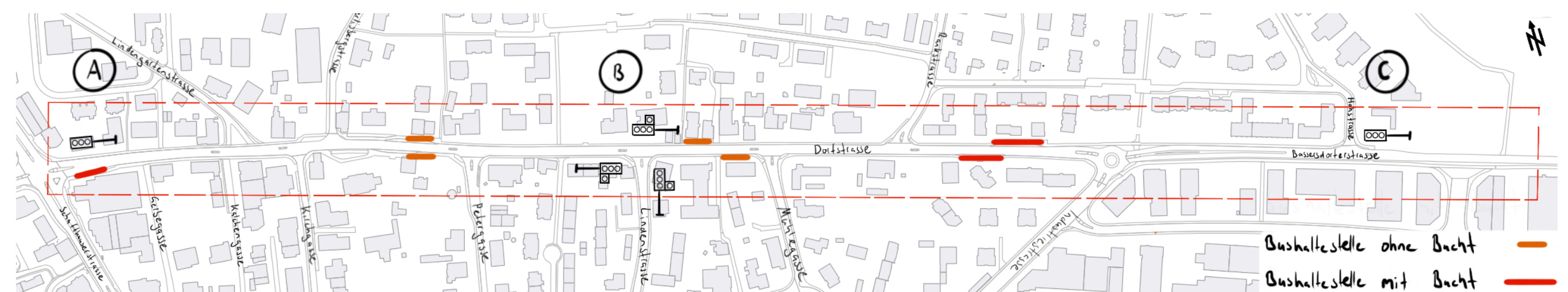


Abb. 5: Übersichtsplan, Öffentlicher Verkehr

Die Bushaltestellen entlang der Dorfstrasse werden neu alle BehiG ausgeführt. Zusätzlich kommen 3 neue Ampelsysteme zum Einsatz. Die Ampelsysteme A und B sorgen dafür, dass der MIV und Veloverkehr gestoppt und der Busverkehr bevorzugt wird. Dies gewährleistet eine Fahrplanstabilität. Das Ampelsystem C reguliert den Verkehr in Richtung Dorfstrasse und wird dazu genutzt, diese in den Stosszeiten zu entlasten.

Veloverkehr

Auf dem ganzen Projektperimeter wird eine beidseitige Radstreifenmarkierung ausgeführt. Dies ermöglicht dem Veloverkehr eine sichere Durchfahrt der Dorfstrasse. Beim Swiss-Kreisel wird der Veloverkehr neu mit Gehwegüberfahrten auf den kombinierten Fuss- und Radweg geführt. Dies ermöglicht dem Veloverkehr eine Umfahrung des Kreisels.



Abb. 6: Swiss Kreisel, Veloverkehr

Fazit

Mit dem erstellten Betriebs- und Gestaltungskonzept wurden die gesetzten Ziele erfolgreich umgesetzt. Für das weitere Vorgehen kann dieses Konzept vertiefter und detaillierter bearbeitet werden.



Abb. 7: Visualisierung, Ortsbild

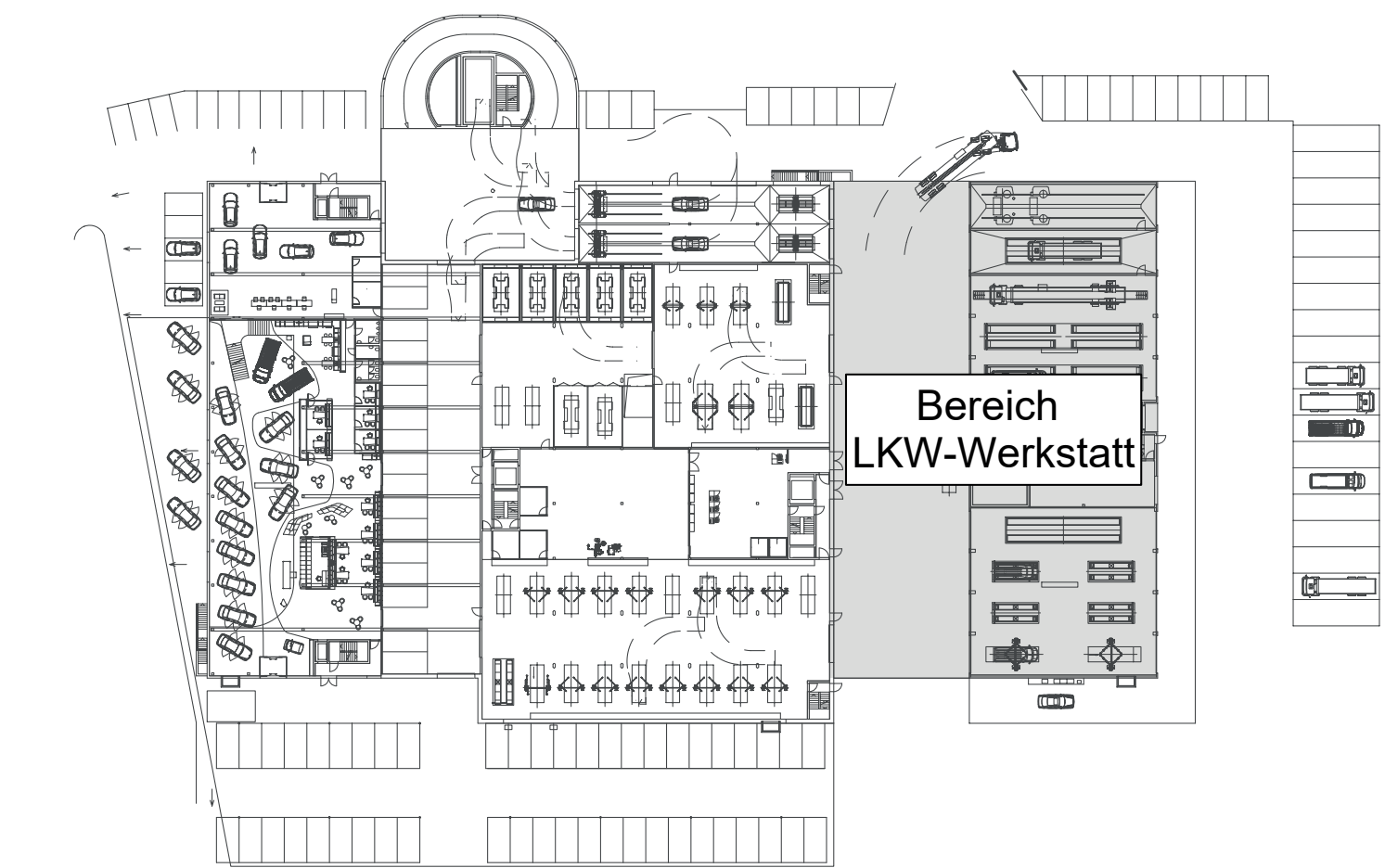


1. PROJEKTBESCHRIEB

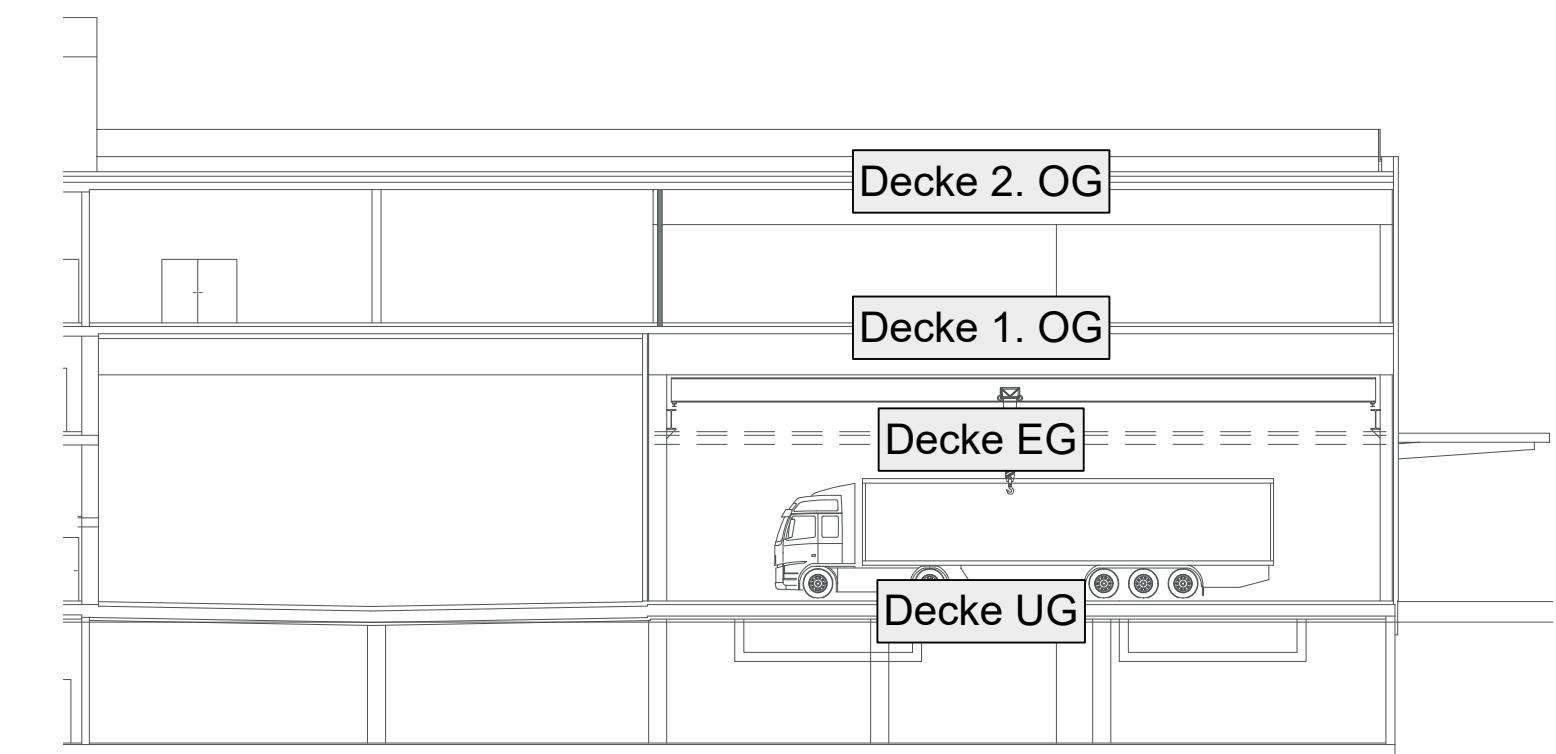
In Au (St. Gallen) soll eine neue Autogarage der SternGarage.ch AG entstehen. Neben einem Showroom sollen auch Werkstätten für Personenwagen (PW) und Lastwagen (LKW) untergebracht werden. Zusätzlich sind diverse Abstellflächen und Lager geplant.

2. AUFGABENSTELLUNG

Im Rahmen dieser Bachelorarbeit sollte ein Vorprojekt für den Neubau aus Stahlbeton ausgearbeitet werden. Der Fokus sollte dabei auf den Bereich mit der LKW Werkstatt gelegt werden. Hier werden Spannweiten von bis zu 25m erforderlich. Es sollten insbesondere Varianten mit schlaff bewehrten Unterzügen und vorgespannten Unterzügen untersucht werden.



Situation Erdgeschoss Neubau SternGarage



Situation Erdgeschoss Neubau SternGarage

3. VARIANTENSTUDIUM

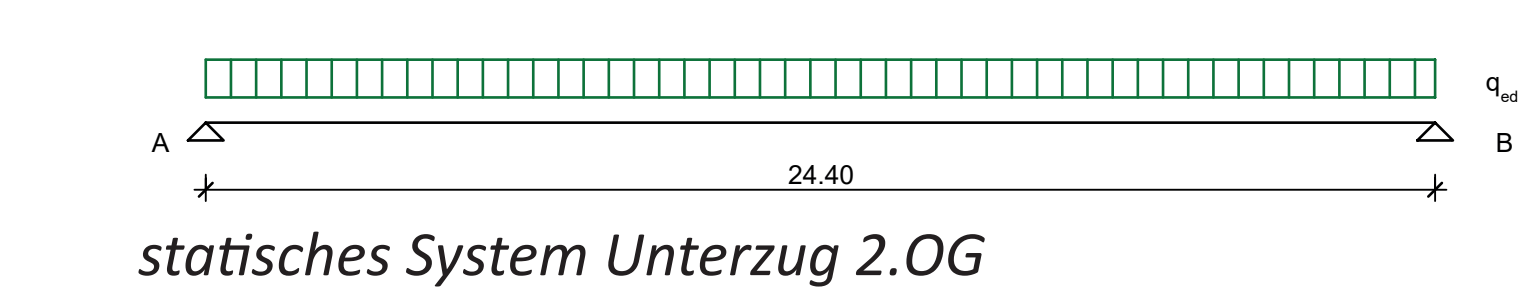
3.1 ZIEL DES VARIANTENSTUDIUMS

Das Variantenstudium befasste sich hauptsächlich mit den Unterzugsdecken des 1. und 2. Obergeschosses. Es wurden zwei Varianten untersucht. In der ersten Variante wird der Unterzug ausschliesslich schlaff bewehrt. Die zweite Variante hingegen arbeitet mit einem vorgespannten Unterzugssystem. In einem ersten Schritt war es das Ziel, den optimalen Unterzug für beide Varianten separat zu ermitteln um diese anschliessend zu Vergleichen.

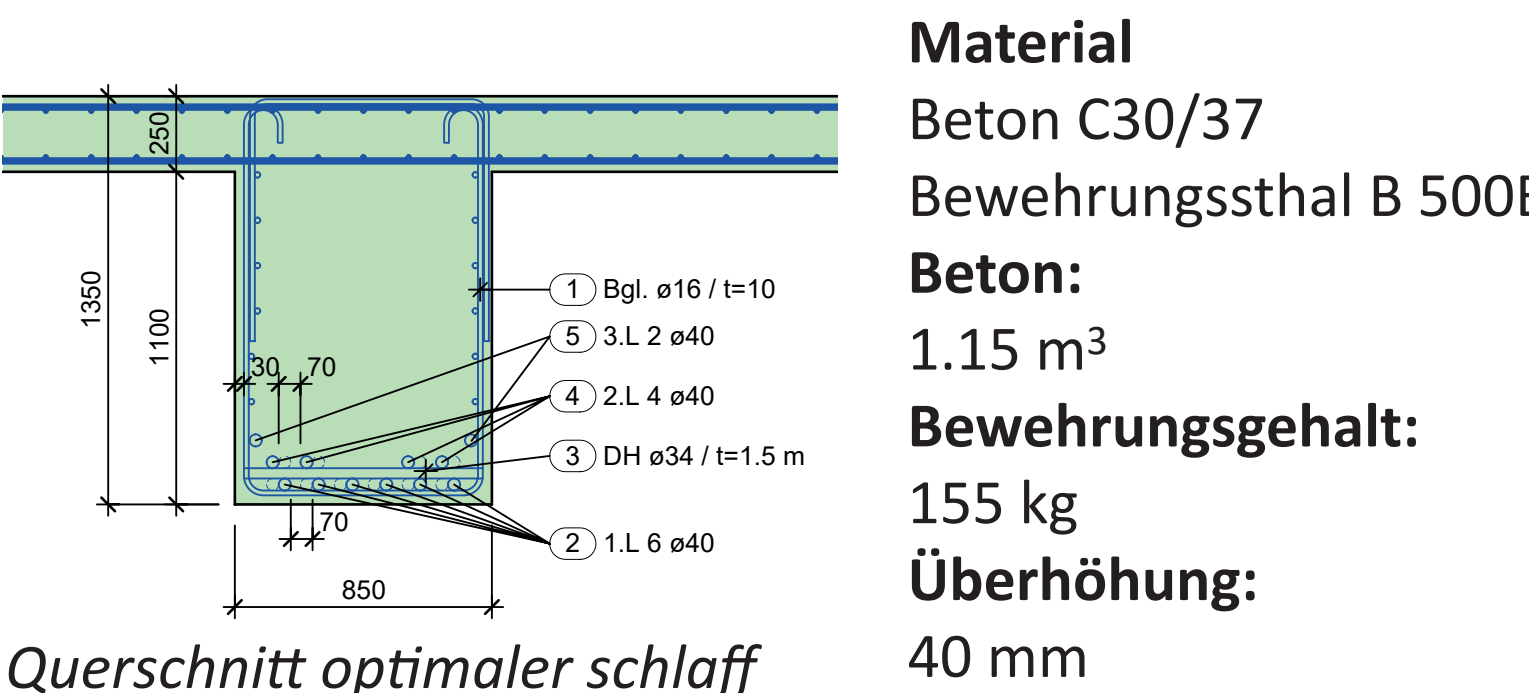
3.2 BEWERTUNGSKRITERIEN

Die vordimensionierten, optimalen Varianten wurden nach den Kriterien **Wirtschaftlichkeit, Funktionalität, Ausführbarkeit, Nachhaltigkeit und Schwingungsverhalten** bewertet.

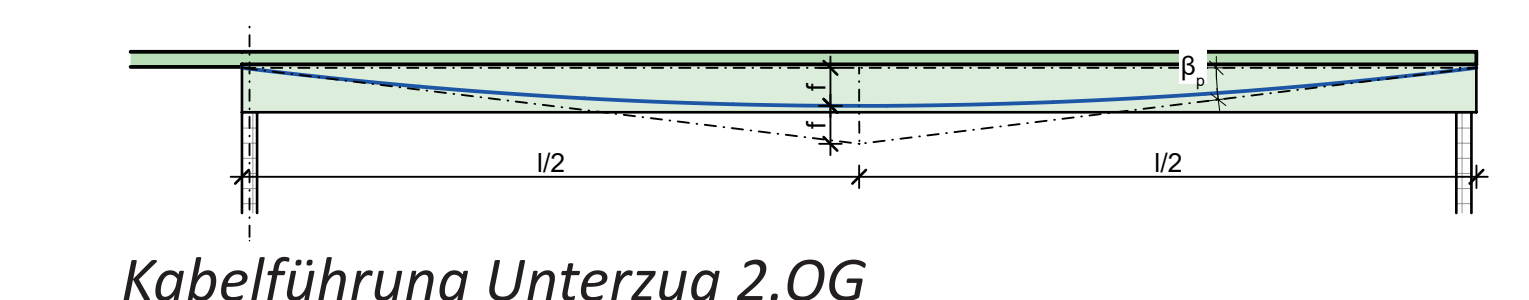
3.3 VARIANTENSTUDIUM - UNTERZUGSDECKE 2. OG



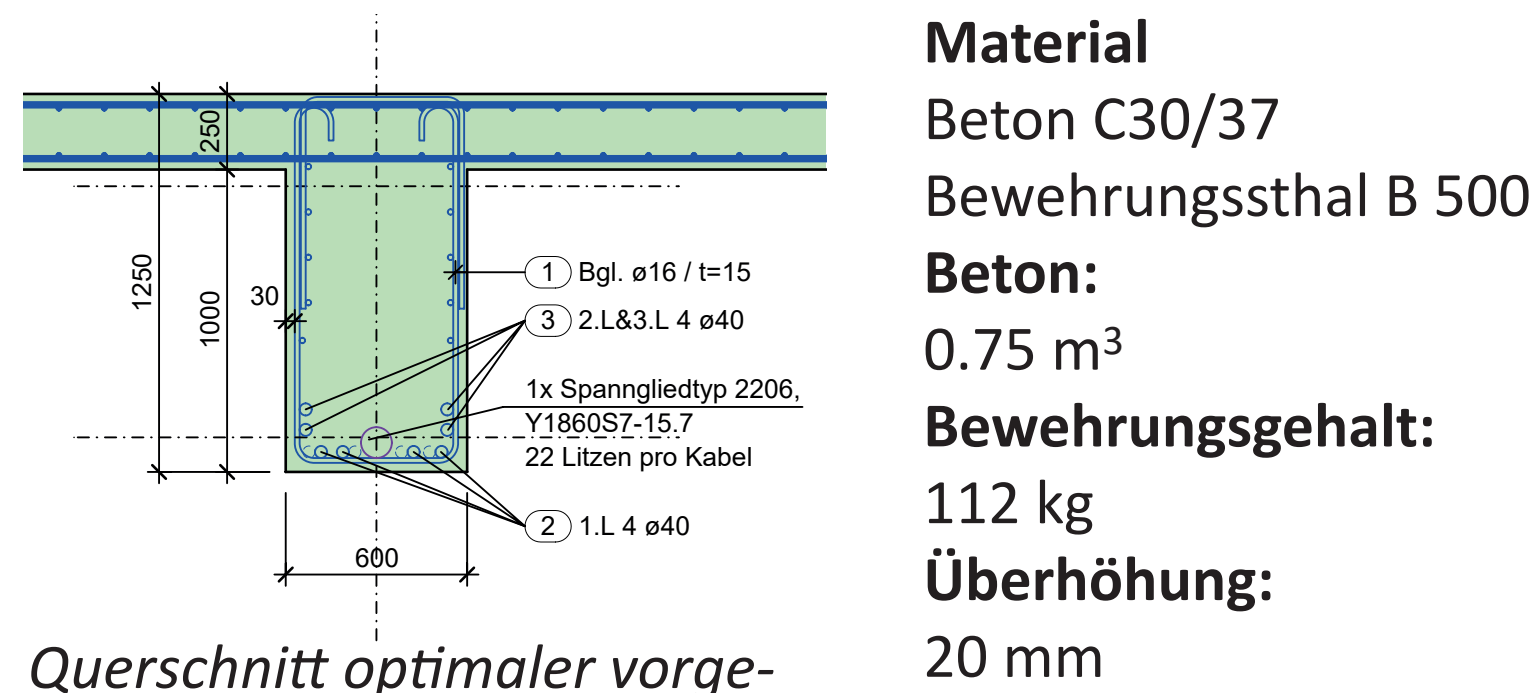
SCHNITT SCHLAFF BEWEHRTER UNTERZUG



Querschnitt optimaler schlaff bewehrter Unterzug 2. OG



SCHNITT VORGESPANNTER UNTERZUG



Querschnitt optimaler vorgespannter Unterzug 2. OG

VARIANTENSTUDIUM - Variantenvergleich Unterzugsdecke 2. OG

Mithilfe einer gewichteten Nutzwertanalyse wurden die Varianten verglichen. Der vorgespannte Unterzug hat sich gemäss der unten aufgeführten Tabellen als die beste Lösung herausgestellt.

Beurteilungskriterien und Referenzwerte

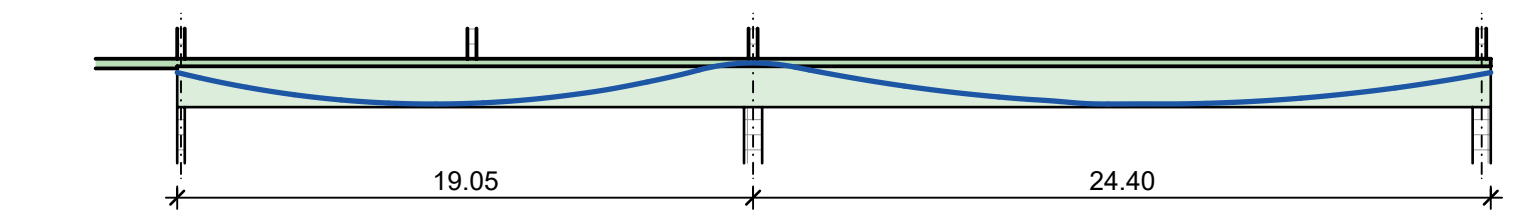
Variante	Wirtschaftlichkeit	Nachhaltigkeit	Schlankheit	Schwingungsverhalten
	Kosten pro Laufmeter	Betonverbrauch pro Laufmeter	Verhältnis Höhe zu Breite	Eigenfrequenz
1i	588.50 CHF	1.35 m	1.6	3.3 Hz
2e	418.00 CHF	0.75 m	1.8	2.7 Hz

Nutzwertanalyse

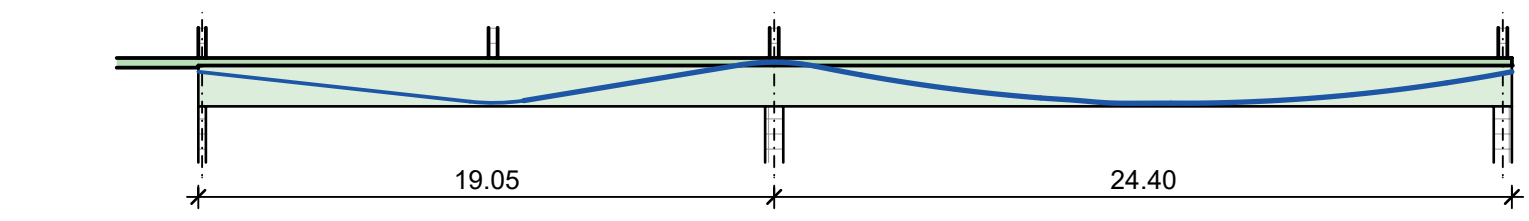
	Kosten		Funktionalität		Ausführbarkeit		Nachhaltigkeit		Schlankheit		Schwingungsver.			
	ungew.	gew.	ungew.	gew.	ungew.	gew.	ungew.	gew.	ungew.	gew.	ungew.	gew.		
Gewichtung	35.00%		30.00%		15.00%		10.00%		5.00%		5.00%		Pt. ungew./Pt. gew.	
Unterzug														
Variante 1i	2	0.7	2	0.7	4	1.4	2	0.7	3	1.05	3	1.05	12	4.2
Variante 2e	4	1.4	5	1.75	3	1.05	4	1.4	5	1.75	2	0.7	14	4.9

3.4 VARIANTENSTUDIUM - UNTERZUGSDECKE 1. OG

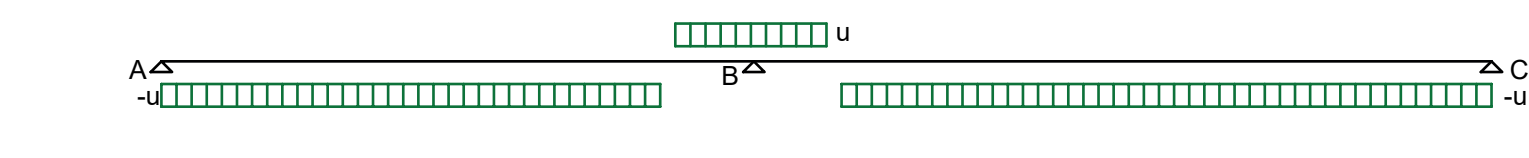
Nach den Erkenntnissen aus der Dimensionierung des Unterzugs der Decke des 2. Obergeschosses und dem anschliessenden Variantenvergleich, wurde für den Unterzug des 1. Obergeschosses direkt die vorgespannte Variante berechnet. Dazu wurden zwei verschiedene Kabelführungen diskutiert. Diese waren die Variante A und die Variante B. Die Variante A verläuft in beiden Feldern parabolisch. Die Variante B verläuft im Feld links polygonal und wirkt bei der konzentrierten Lasteinwirkung der Stütze entgegen.



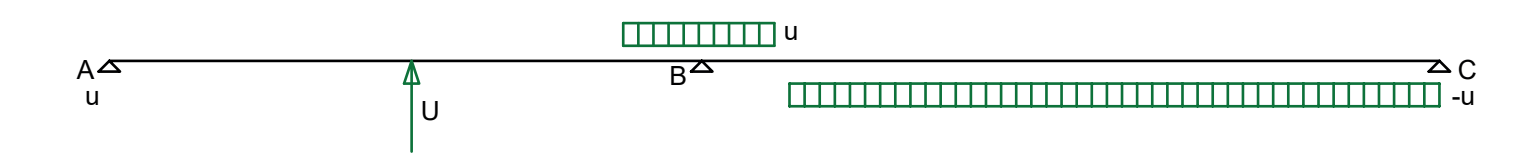
Kabelführung Variante A



Kabelführung Variante B

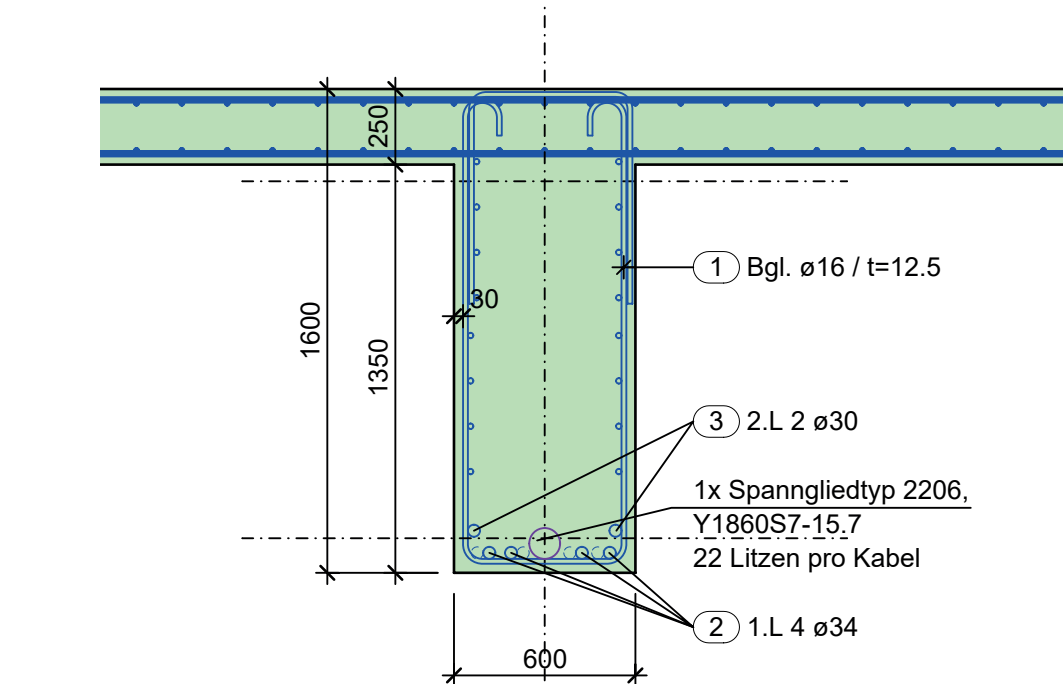


Umlenkkräfte Variante A



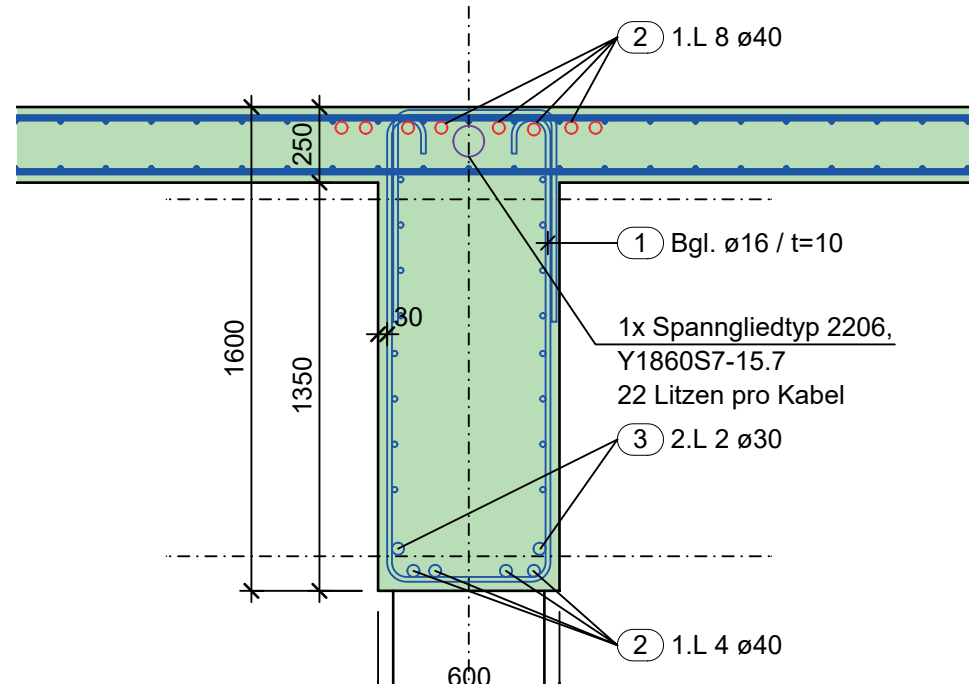
Umlenkkräfte Variante B

Die Verformungen der beiden Kabelführungen unterscheiden sich kaum, jedoch hat sich gezeigt, dass je grösser die Belastung durch die Stütze auf den Unterzug wirkt, desto besser ist das System mit dem polygonalen Kabelverlauf im linken Feld.



Querschnitt im Feld

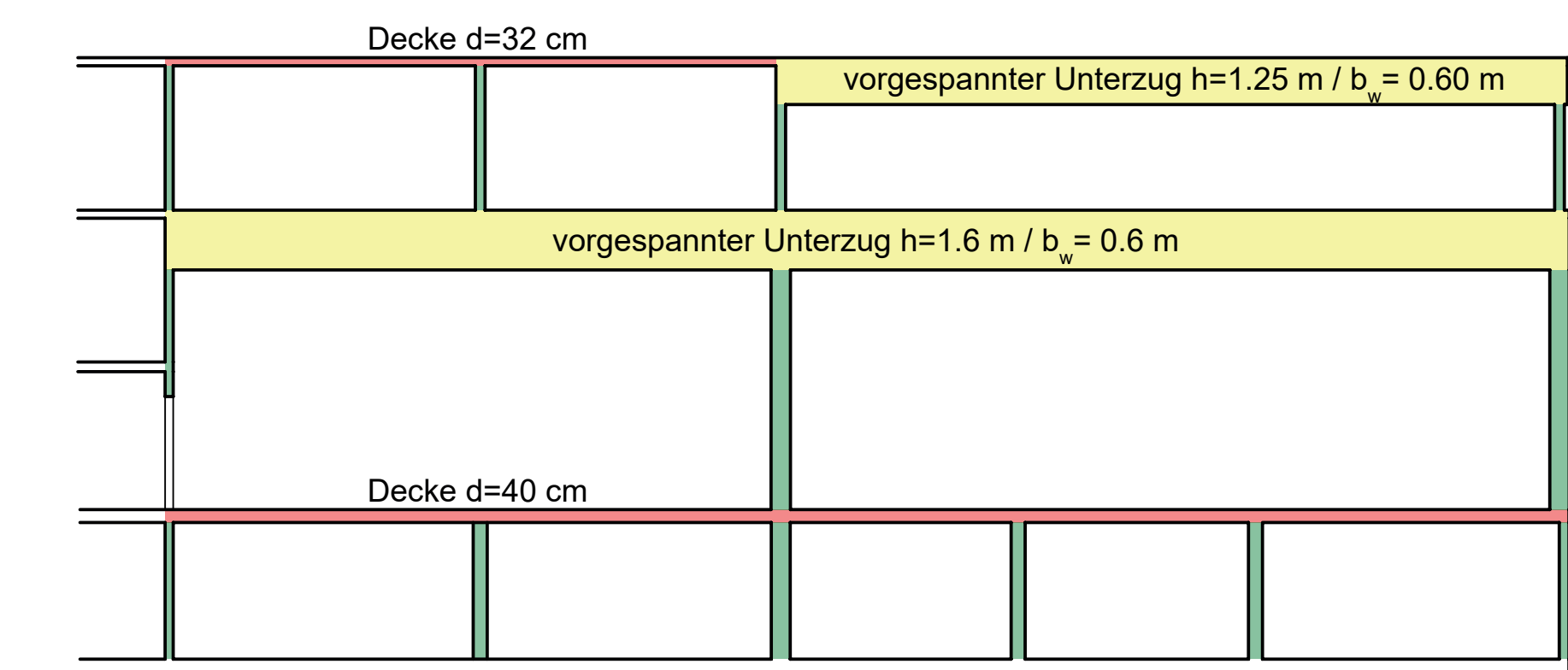
Material
Beton C30/37
Bewehrungsstahl B 500B
Beton:
1.04 m³
Bewehrungsgehalt:
88 kg
Überhöhung:
0 mm



Querschnitt über Stütze

4. TRAGWERKSKONZEPT

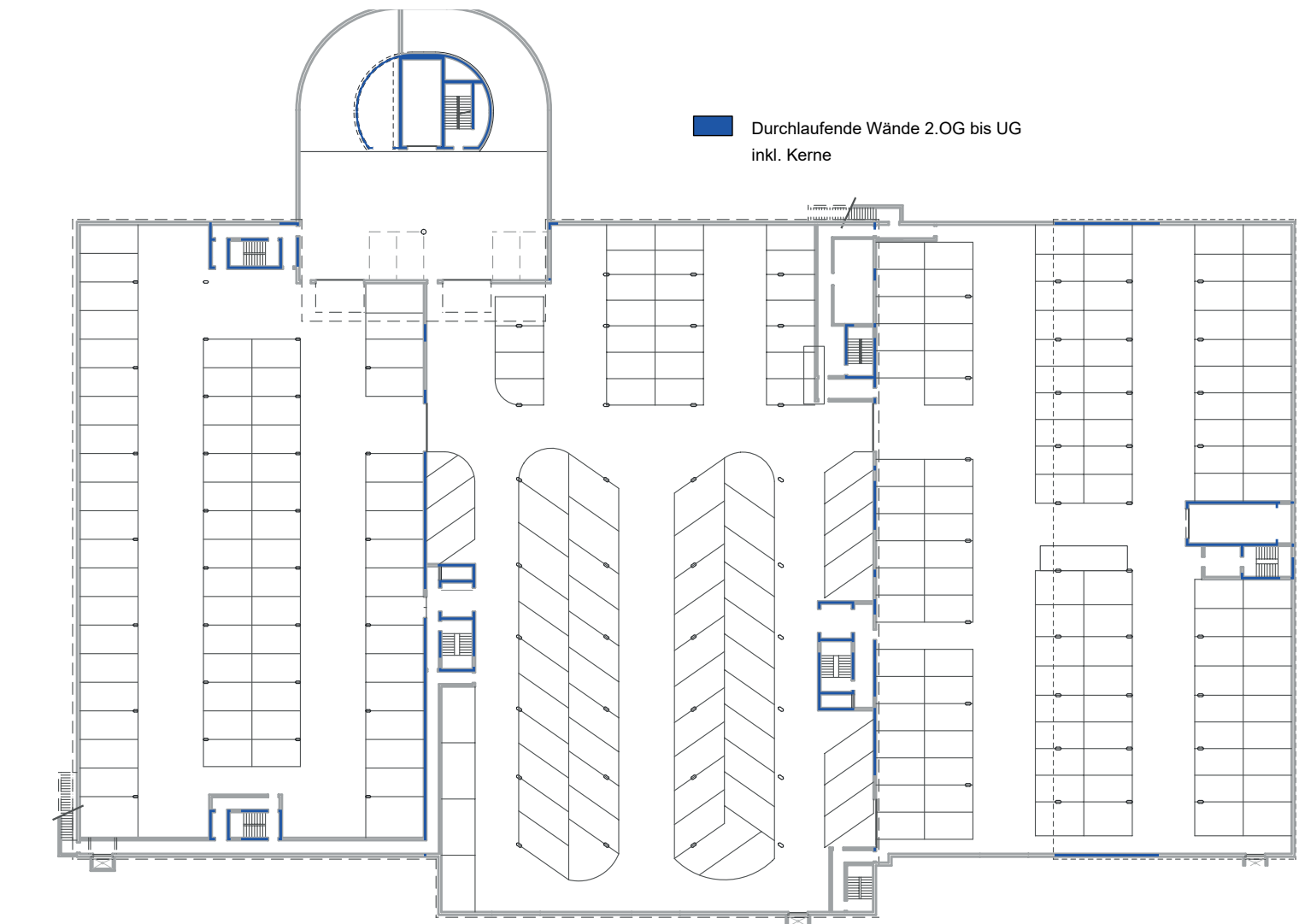
4.1 VERTIKALER LASTABTRAG



Tragwerkskonzept

4.2 HORIZONTALER LASTABTRAG

Die Aussteifung des Gebäudes und der horizontale Kraftabtrag werden mittels Betonwandscheiben sichergestellt. Zusätzlich zu den Treppenhauskernen sind in beide Richtungen grosse Wandscheiben vorhanden.



durchlaufende Wandscheiben Aussteifungskonzept



Ansicht Verlauf Wandscheiben in Fassade

5. BERECHNUNGEN UND NACHWEISE

Tragsicherheit

- Tragsicherheitsnachweise Unterzüge 1. OG und 2. OG
- Tragsicherheitsnachweise vorfab. Betonstützen UG bis 2. OG
- Tragsicherheitsnachweise Durchstanzen punktgestützte Decke UG und 2. OG

Gebrauchstauglichkeit - Verformungen

- Durchbiegungen Flachdecken
- Durchbiegungen Unterzug 2. Obergeschoss
- Durchbiegungen Unterzug 1. Obergeschoss

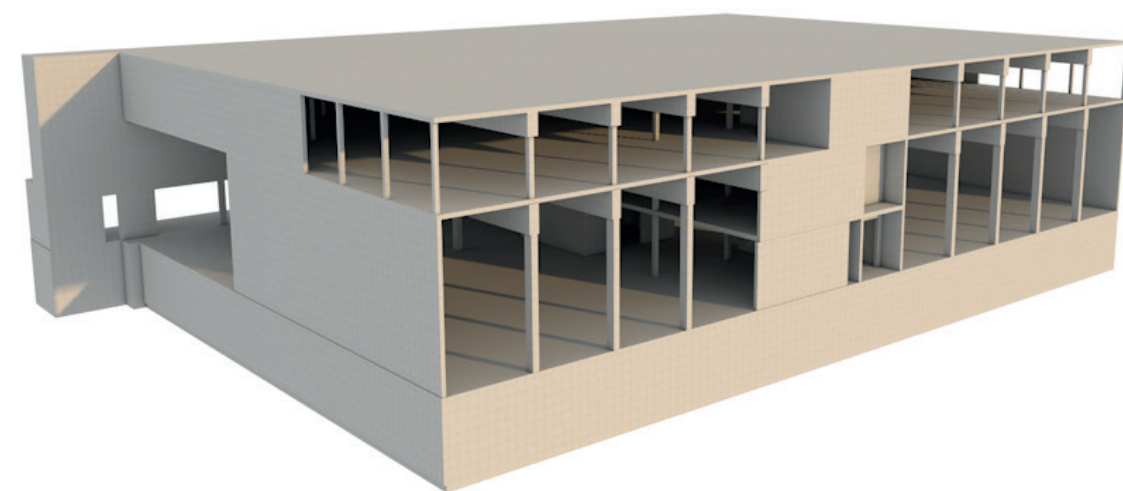
Gebrauchstauglichkeit - Schwingungen

Bereits in der Vordimensionierung der Unterzüge wurde klar, dass die berechnete Eigenfrequenz der Unterzugskonstruktionen nicht ausserhalb der in der Literatur häufig erwähnten dreifachen Schrittfrequenz von 6 Hz zu liegen kommt.

Für die Beurteilung des Schwingungskomforts wurde ein einfaches Verfahren aus dem Buch „Baudynamik-Praxis“ angewendet. Im Zentrum steht dabei der Vergleich der Masse des Erregers zur Masse des zu erregenden Systems.

6. MASSENAUZUG UND GROBKOSTENSCHÄTZUNG

Der Massenauszug wurde mithilfe eines CAD-Programmes erstellt. Hierfür wurde das grobe Schalungsmodell erstellt. Anschliessend wurde dieses bezüglich Betonkubaturen und Schalflächen ausgewertet.



3D Animation Rohbaumodell

Anhand des Massenauszuges wurde eine grobe Kostenschätzung erstellt. Diese Kostenschätzung betrifft nur den Bereich der LKW-Werkstatt. Die Preise können um +/- 20% abweichen.

Bezeichnung	Menge	Einheit	EHF	Betrag
Ortbeton	4583	[m³]	230	CHF 1'053'998.00
Schalung				
Wand	6076	[m²]	50	CHF 303'800.00
Stütze	591	[m²]	150	CHF 88'650.00
Decke	5576	[m²]	60	CHF 334'560.00
Unterzug	2246	[m²]	80	CHF 179'680.00
Türöffnung	65	[m²]	50	CHF 3'255.00
Vorspannung	759	[m]	150	CHF 113'850.00
Baustahl	687390	[kg]	1.65	CHF 1'134'193.50
Zwischentotal				CHF 3'211'986.50
Bauunternehmer Installation			8%	CHF 256'958.92
Baukosten (exkl. MWST)				CHF 3'468'945.42

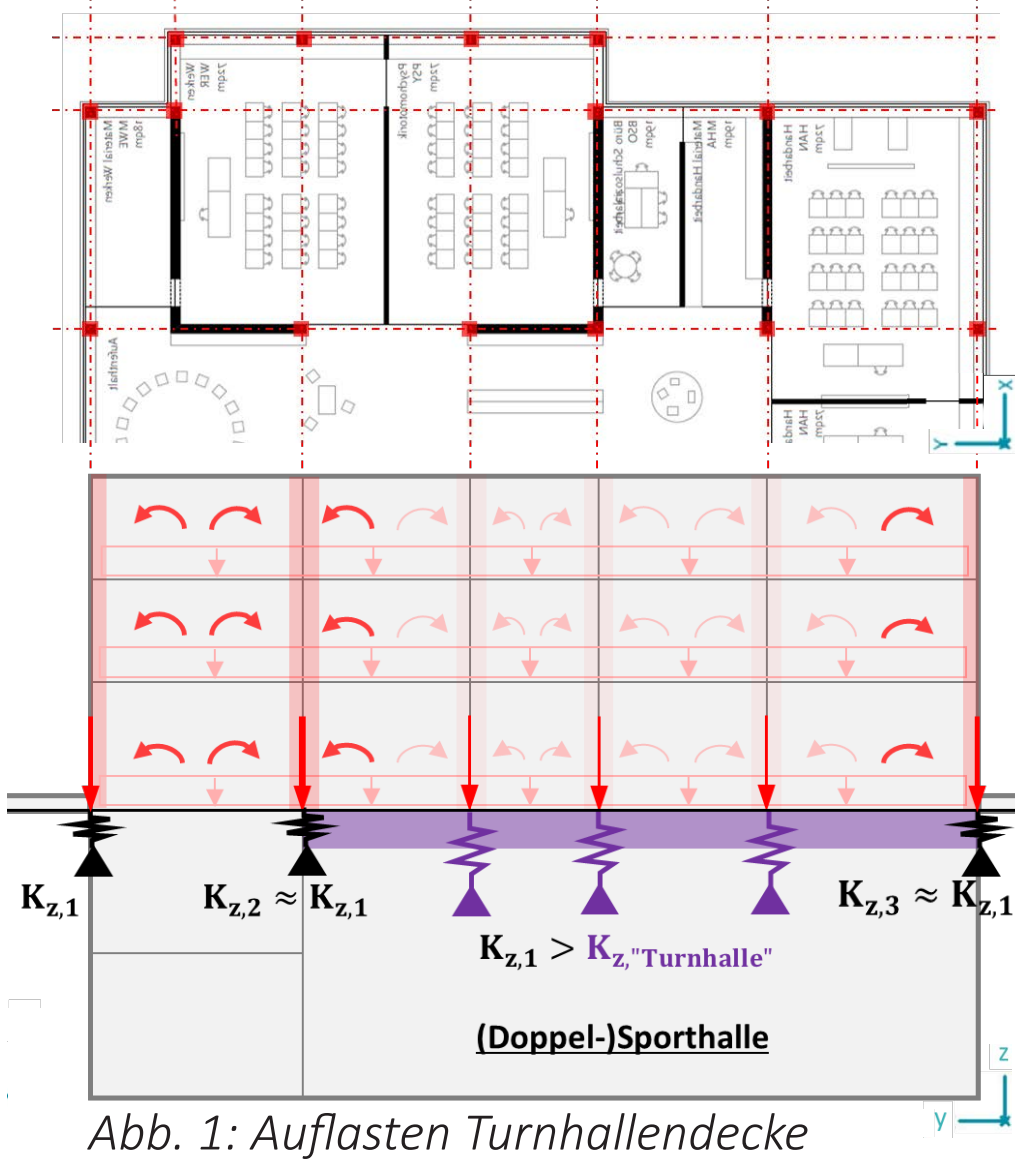


Objektbeschreibung

Auf dem städtischen «Areal Guggach III» in Zürich-Unterstrass entsteht eine neue Schulanlage mit Doppelsporthalle für 260 Schüler*innen. Das Schulhaus ist oberirdisch durch drei Geschosse mit Höhen von 3.6 m bzw. 4.8 m gekennzeichnet. Die Turnhalle mit einer Raumhöhe von 8 m befindet sich im Untergeschoss.

Problemstellungen

- Die Doppelsporthalle mit einer Spannweite von 24 m muss stützenfrei ausgestaltet werden. Durch die oberen Geschosse entstehen Lasten auf die Turnhallendecke, welche Biegemomente bis zu 30'000 kNm erzeugen.
- Das stützenfreie Atrium befindet sich im «kalt»-Bereich, wodurch eine thermische Trennung zwischen «warm» und «kalt» sichergestellt werden muss.
- Das Hangwasser kann sich im Untergeschossbereich bis auf eine Höhe von 8 m aufstauen. Es resultieren grosse Auftriebskräfte.

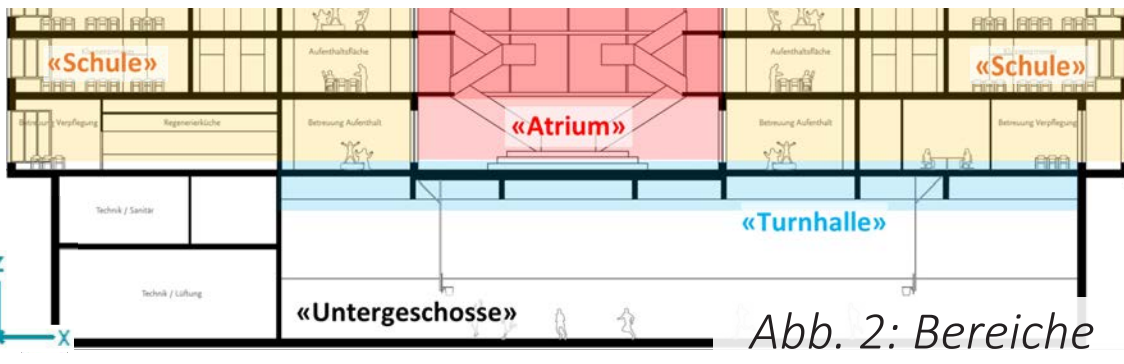


Methode

Die gesamte Vertikalstruktur in den Obergeschossen wird auf ein Stabtragwerk reduziert, was eine Aufhängung mittels Zugstützen ermöglicht.

Das Globalsystem wird in vier Bereiche unterteilt:

- «Schule» • «Turnhalle»
- «Atrium» • «Untergeschosse»



Diese beinhalten wiederum Besonderheiten bzw. Schwerpunkte in der Nachweissführung, auf die in den zugehörigen Kapiteln genauer eingegangen wird.

Variantenstudium

Für die Wahl des optimalen Tragwerks wurde in den verschiedenen Bereichen ein Variantenstudium erstellt. Speziell im Fokus lag jenes im Bereich «Schule», in dem verschiedene Deckensysteme (CLT, Holz-Hohlkastenelement, Holz-Beton-Verbund, Blech-Beton-Verbund, Stahl-Beton-Verbund, Stabstahl, Stabholz) in jeweils unterschiedlichen Tragrichtungen («1.0» und «2.0») berechnet und mittels Kriterien gewertet wurden (UBP / CO2 / Kosten: Deckensystem [CHF/m²], Anschlüsse [CHF/Anschl.], Mehrkosten infolge «globaler» Abhängigkeiten, Brandschutz, Bauzeit usw.). In der Abb. 4 sind die Ergebnisse zusammengefasst (ungewichtet) – jeweils in Relation zur schlechtesten Variante (100 %). In der Abb. 3 wurden diese «grün» gewichtet, was zur Bestvariante «Stahl-Beton-Verbund» in Tragrichtung «1.0» führte. Zudem ist eine max. Syst.-Höhe von 400 mm als K.O.-Kriterium berücksichtigt.

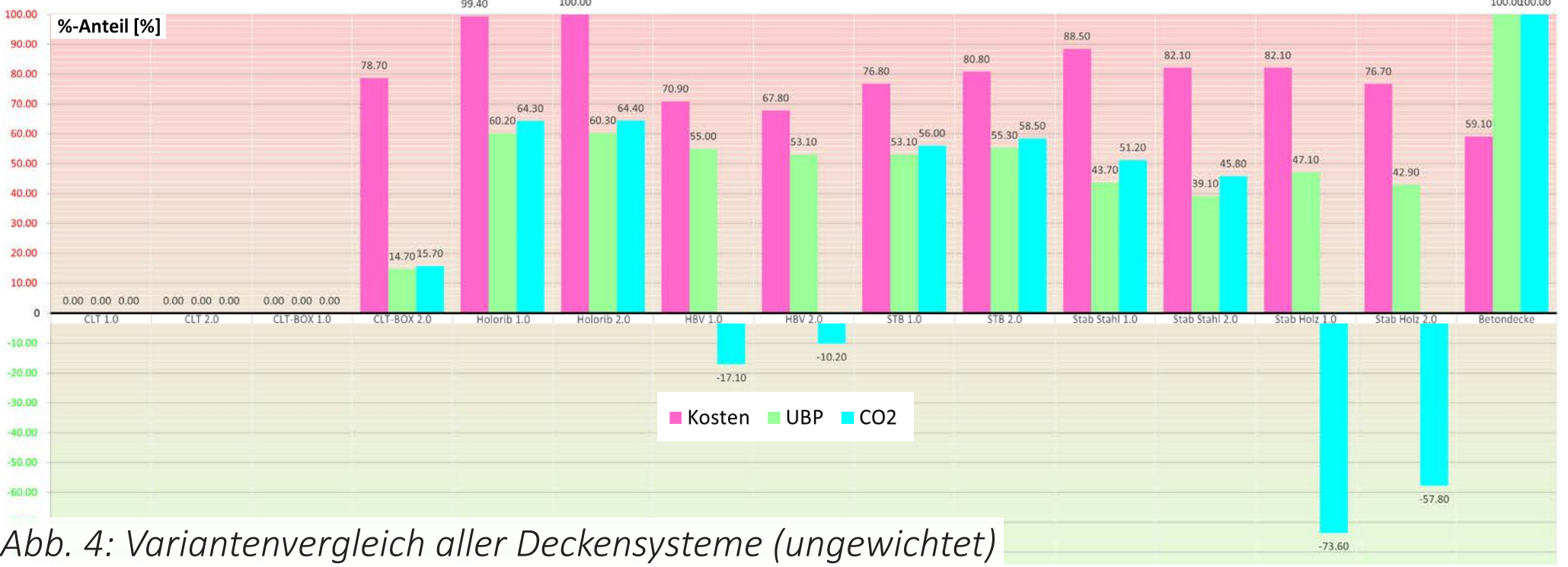
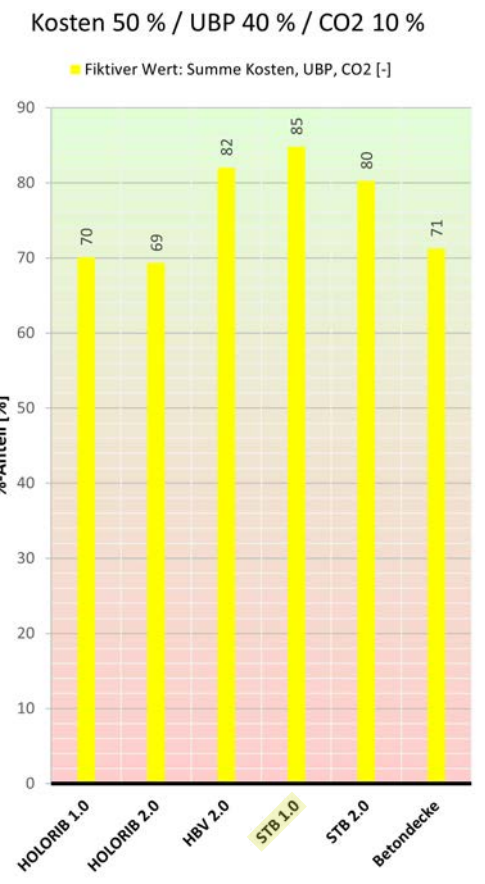


Abb. 4: Variantenvergleich aller Deckensysteme (ungewichtet)

Bereich «Schule»

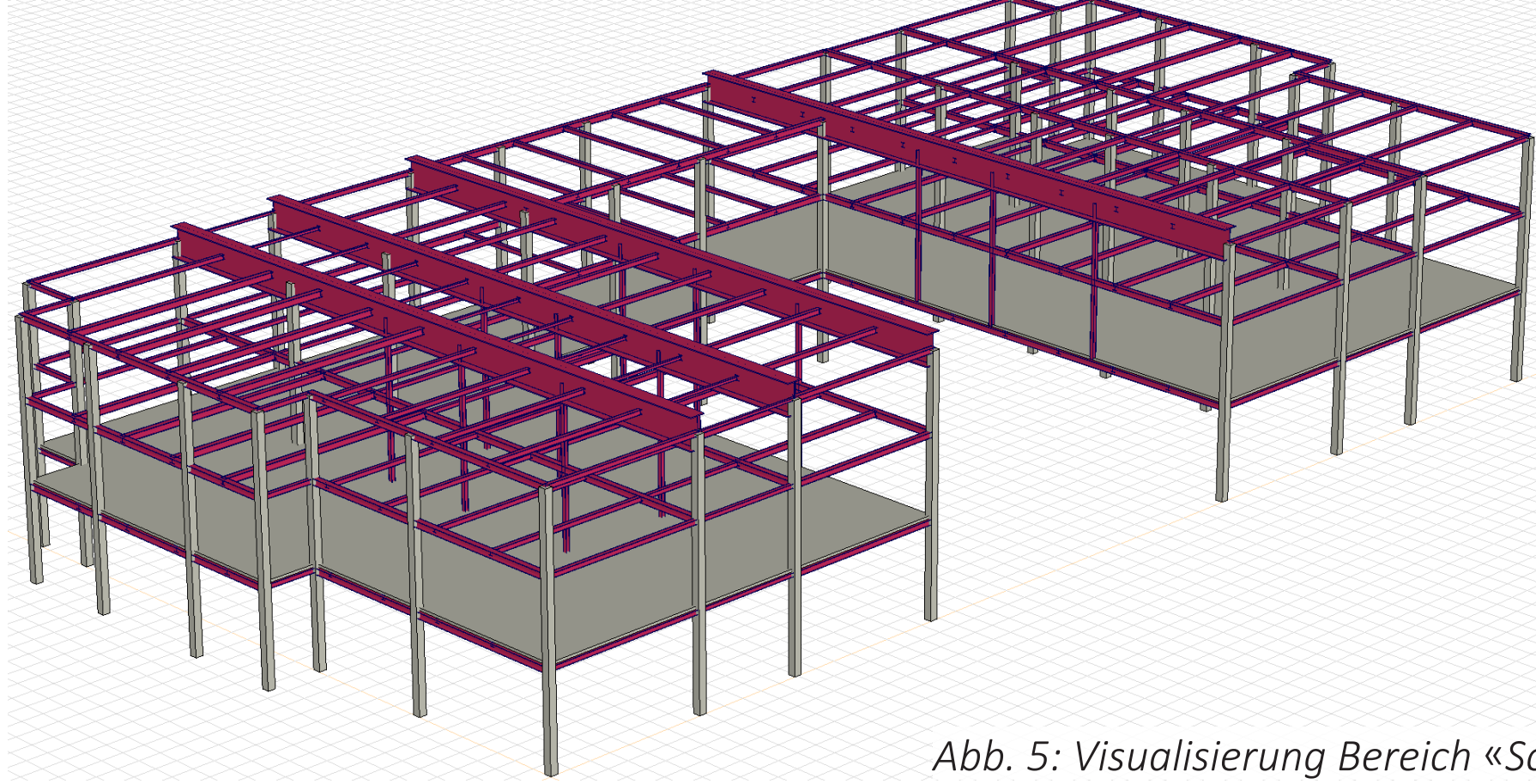


Abb. 5: Visualisierung Bereich «Schule»

Der Bereich «Schule» (Abb. 5) wird in Stahl-Beton-Verbundbauweise ausgeführt. Der Beton weist lediglich eine Stärke von 12 cm auf, was sich positiv auf das Eigengewicht, jedoch negativ auf die Schwingungsanfälligkeit auswirkt.

Schwingung

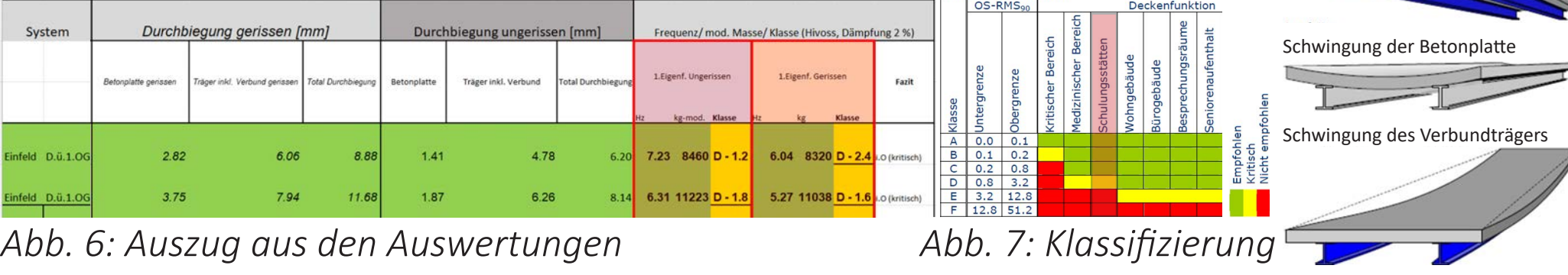


Abb. 6: Auszug aus den Auswertungen

Abb. 7: Klassifizierung

Die Schwingungsberechnung erfolgt nach dem Verfahren «Hivoss: Human induced Vibrations of Steel Structures». Mit der errechneten Eigenfrequenz und der modalen Masse (Abb. 6) wird das Deckensystem mittels Tabelle (Abb. 7) als «empfohlen», «kritisch» oder «nicht empfohlen» klassifiziert.

Bereich «Turnhalle»

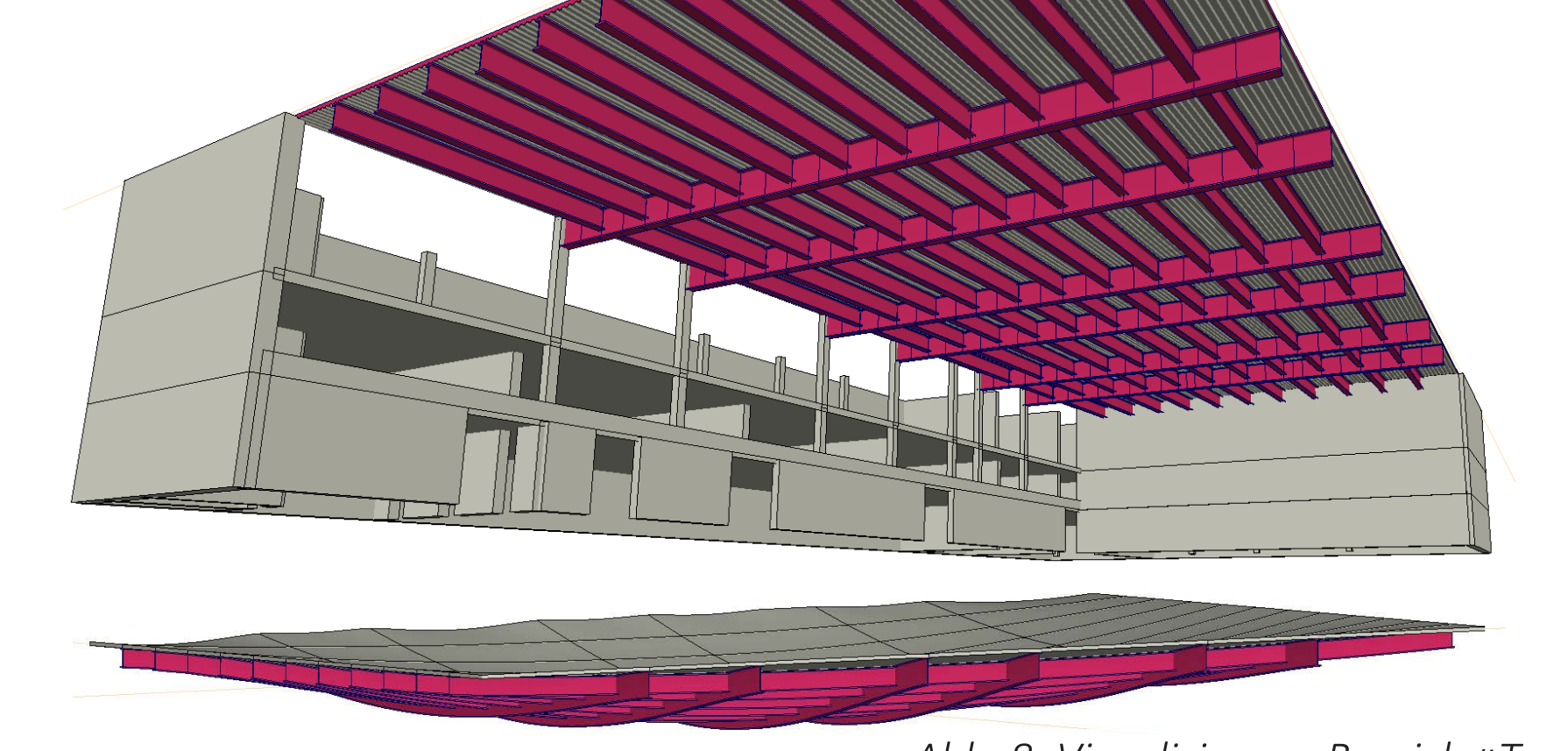


Abb. 8: Visualisierung Bereich «Turnhalle»

Durch die Aufhängung im Bereich «Schule» können die Lasten auf die Turnhallendecke auf ein Minimum reduziert werden. Dies ermöglicht den Einsatz einer Blechverbunddecke, bei der keine aufwändigen Schalungsarbeiten in 8 m Höhe notwendig sind. Nachteil hingegen ist die erhöhte Brandanfälligkeit.

Brand

Für den Nachweis «Brand» wird die Membrantheorie angewendet. Diese besagt, dass sich im Brandfall eine Zugmembrane und ein Druckring einstellt. Aufgrund des ungünstigen Seitenverhältnisses und der hohen Spannweite wird ein mittlerer Primärträger kammerbetoniert (brandgeschützt), damit sich zwei Membranfelder einstellen können (Abb. 10). Unten (Abb. 9) wird das Verhalten des Verbundsystems dargestellt: Zustand «heiss» führt zu grösseren Deformationen resp. Normalspannungen.

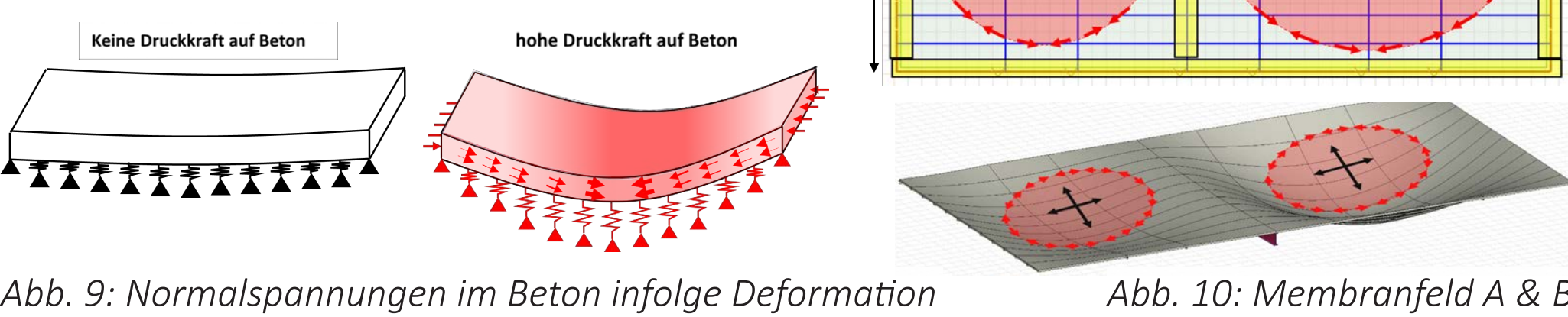


Abb. 9: Normalspannungen im Beton infolge Deformation

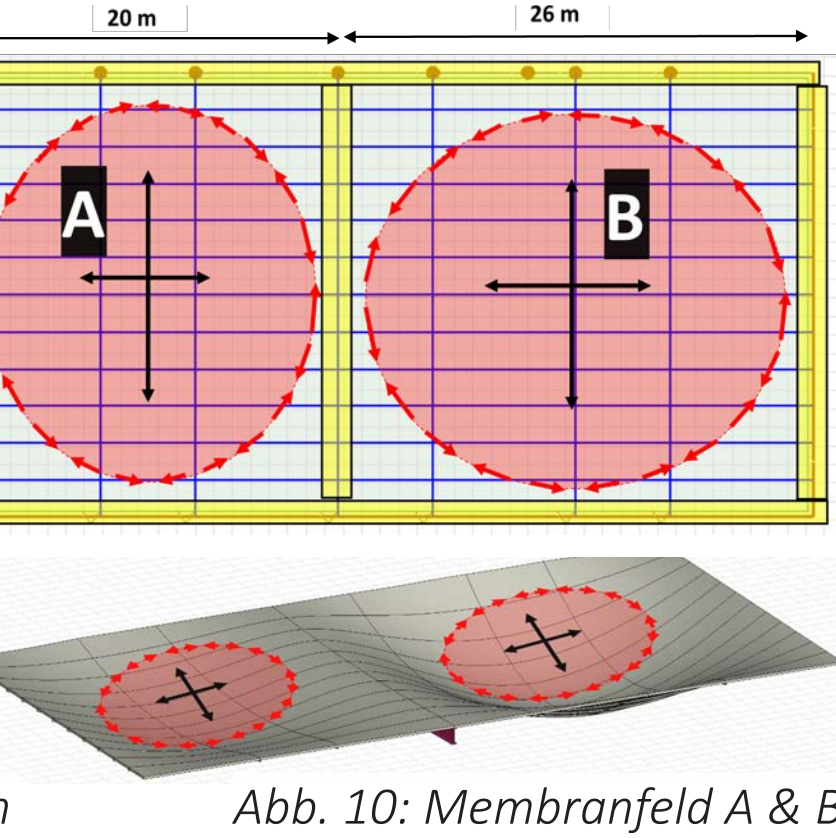


Abb. 10: Membranfeld A & B

Bereich «Atrium»

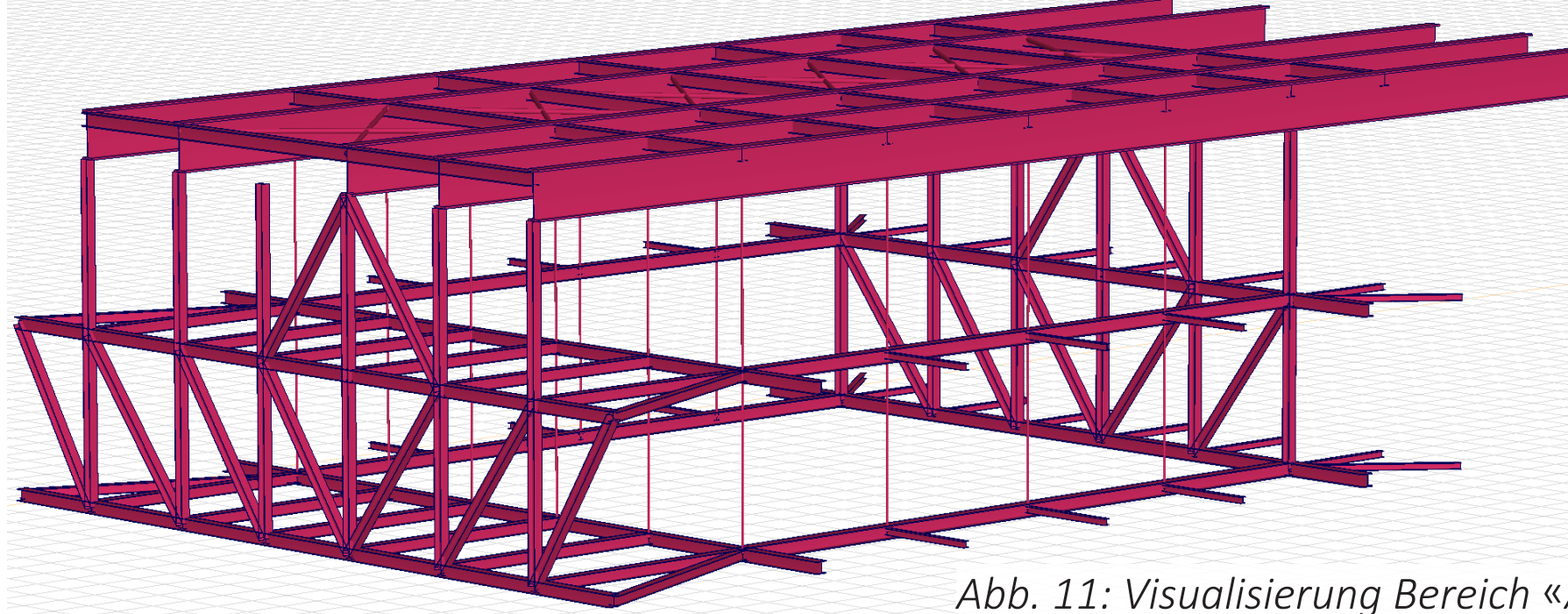


Abb. 11: Visualisierung Bereich «Atrium»

Das Atrium (Abb. 11) befindet sich im «kalt»-Bereich und muss thermisch getrennt werden (Abb. 15). Die stützenlose Konstruktion wird über Abfangträger mittels Dehnsteifigkeit vorgespannt, wodurch Längsausdehnungen reduziert werden (Abb. 12). Die Abfangträger werden über drei Bereiche, welche unterschiedliche Auflagersteifigkeiten aufweisen, gelenkig angeschlossen (Abb. 14). Aufgrund variabler Normalkräfte im Druckgurt wurden Knickanalysen beim Fachwerk durchgeführt (Abb. 13). Die CLT-Platten stabilisieren die Subkonstruktion und tragen Torsionsmomente aus den Anschlüssen ab (Abb. 16).

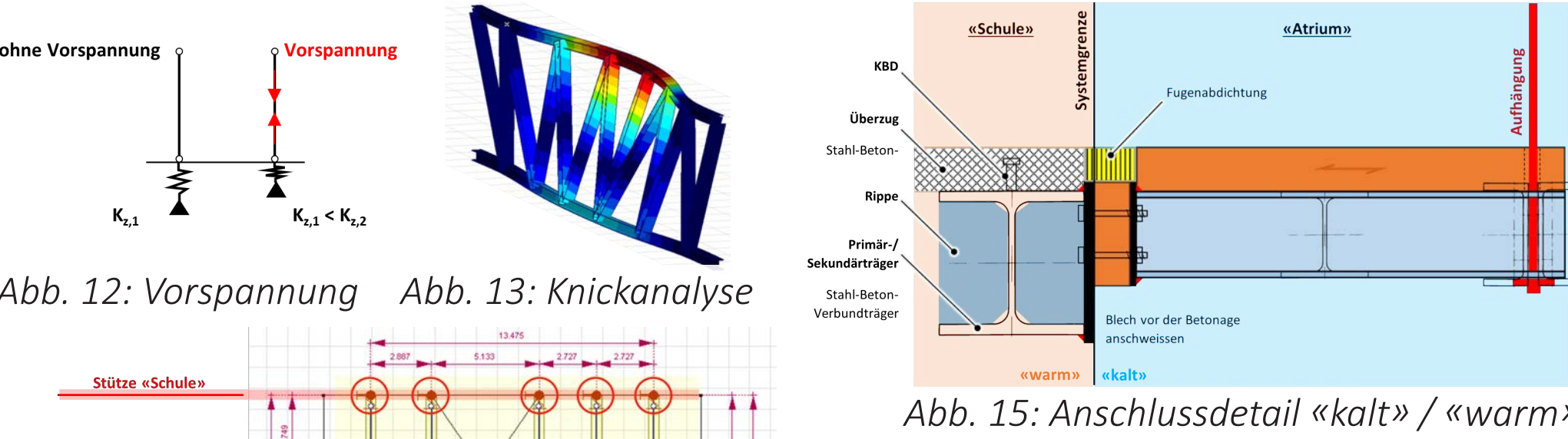


Abb. 12: Vorspannung

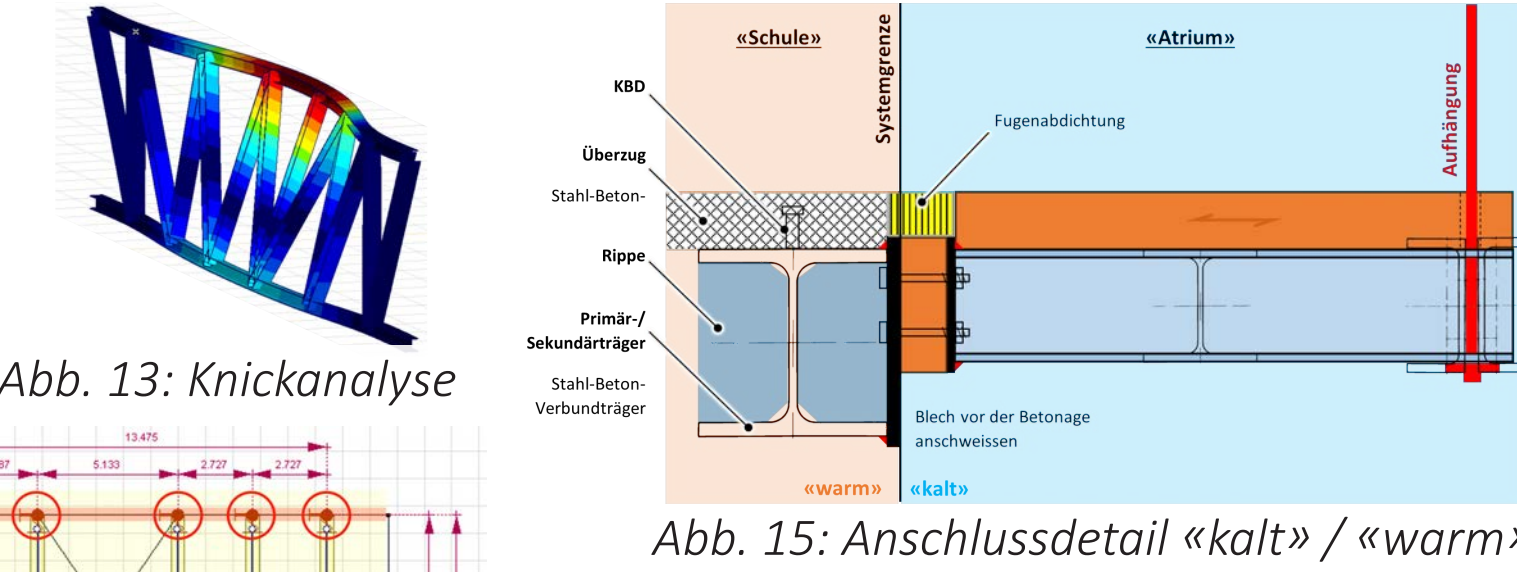


Abb. 13: Knickanalyse

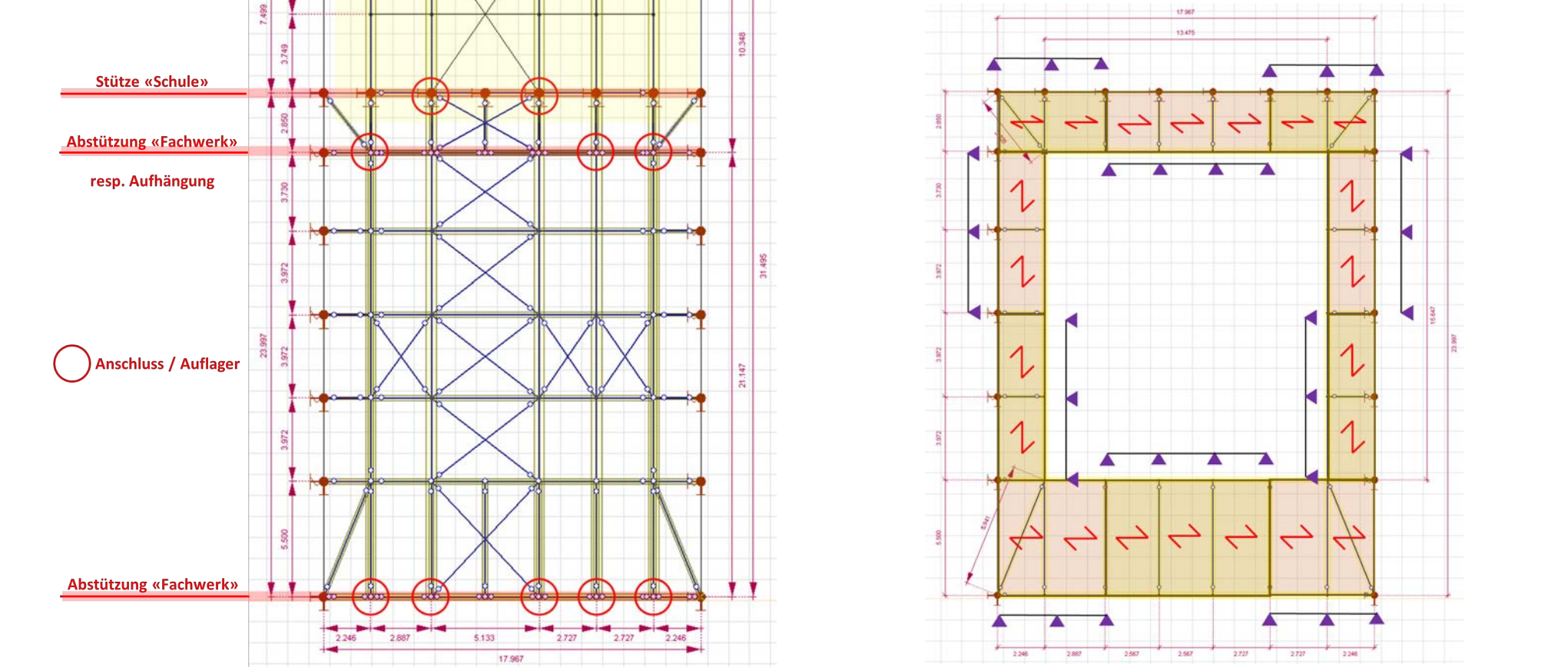


Abb. 14: Auflagerungen Abfangträger

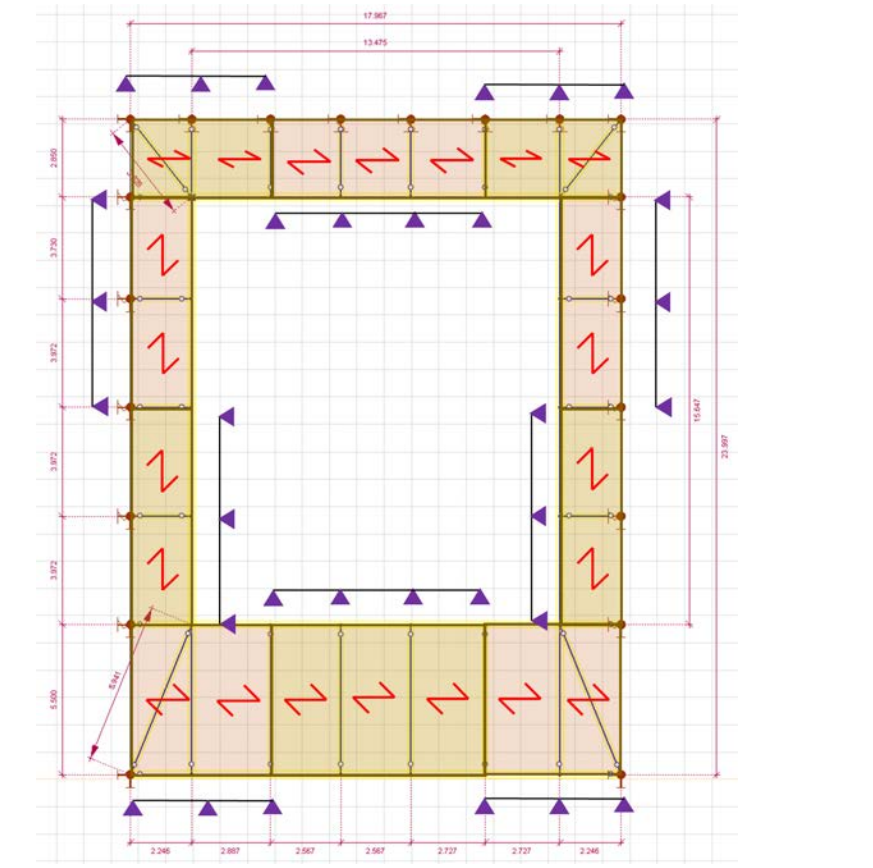


Abb. 15: Anschlussdetail «kalt» / «warm»

Bereich «Untergeschosse»

Die drei Untergeschosse werden in Massivbauweise ausgeführt. Zu beachten ist die Interaktion zwischen Massivbau- und Turnhallendecke (Abb. 17/18/19), welche einen Einfluss auf die Deformationen bzw. Schnittkräfte hat.

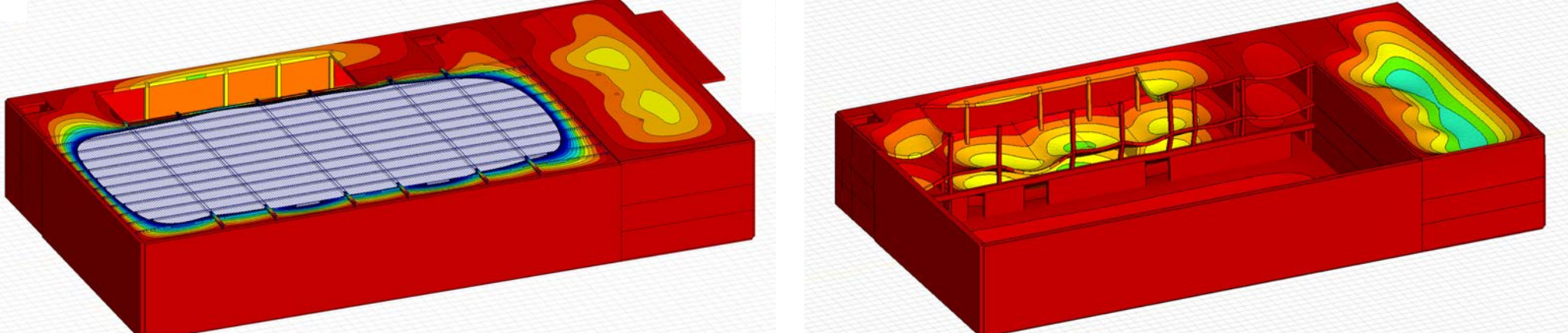


Abb. 17: Mit Interaktion (Durchlaufwirkung)

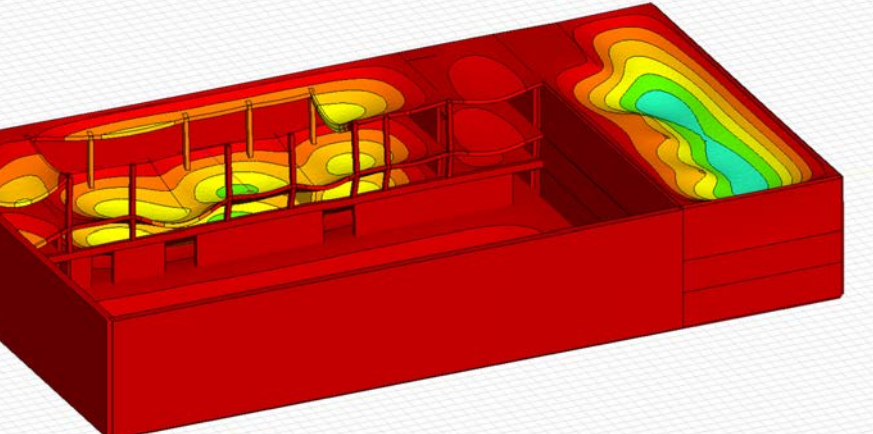


Abb. 18: Ohne Int. (Dila-Fuge + Unterzüge)

Die leichte Verbundbauweise in den Obergeschossen ermöglicht eine «schlanke» Fundation (Abb. 20).

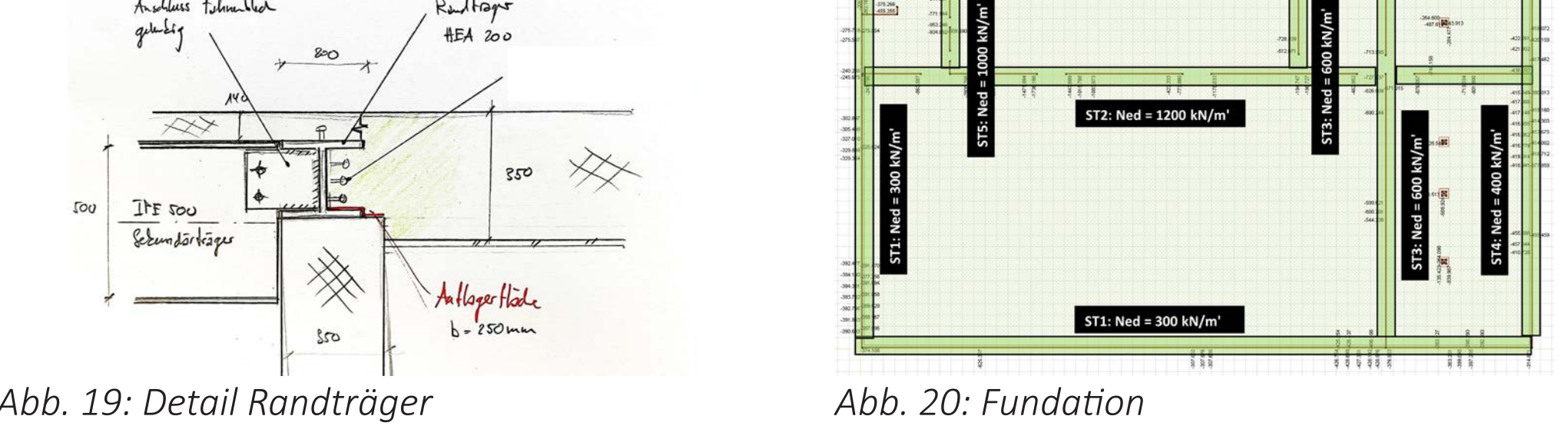


Abb. 19: Detail Randträger

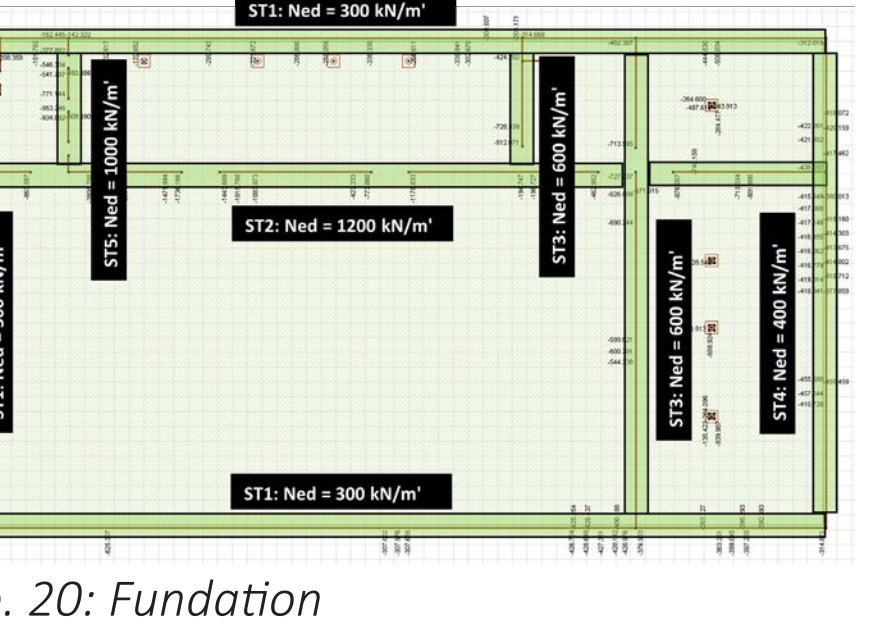


Abb. 20: Fundation

Horizontaler Lastabtrag – Erdbeben

Der horizontale Lastabtrag erfolgt über Kreuzverbände in den Aussenbereichen (Abb. 21). Deren Verankerung wird über Stahleinlagen mittels Kopfbolzendübeln sichergestellt (Abb. 22/23). Gewisse Einlagen haben eine Doppelfunktion (Abb. 22) und sorgen für eine einseitige Einspannung der Turnhallendecke.

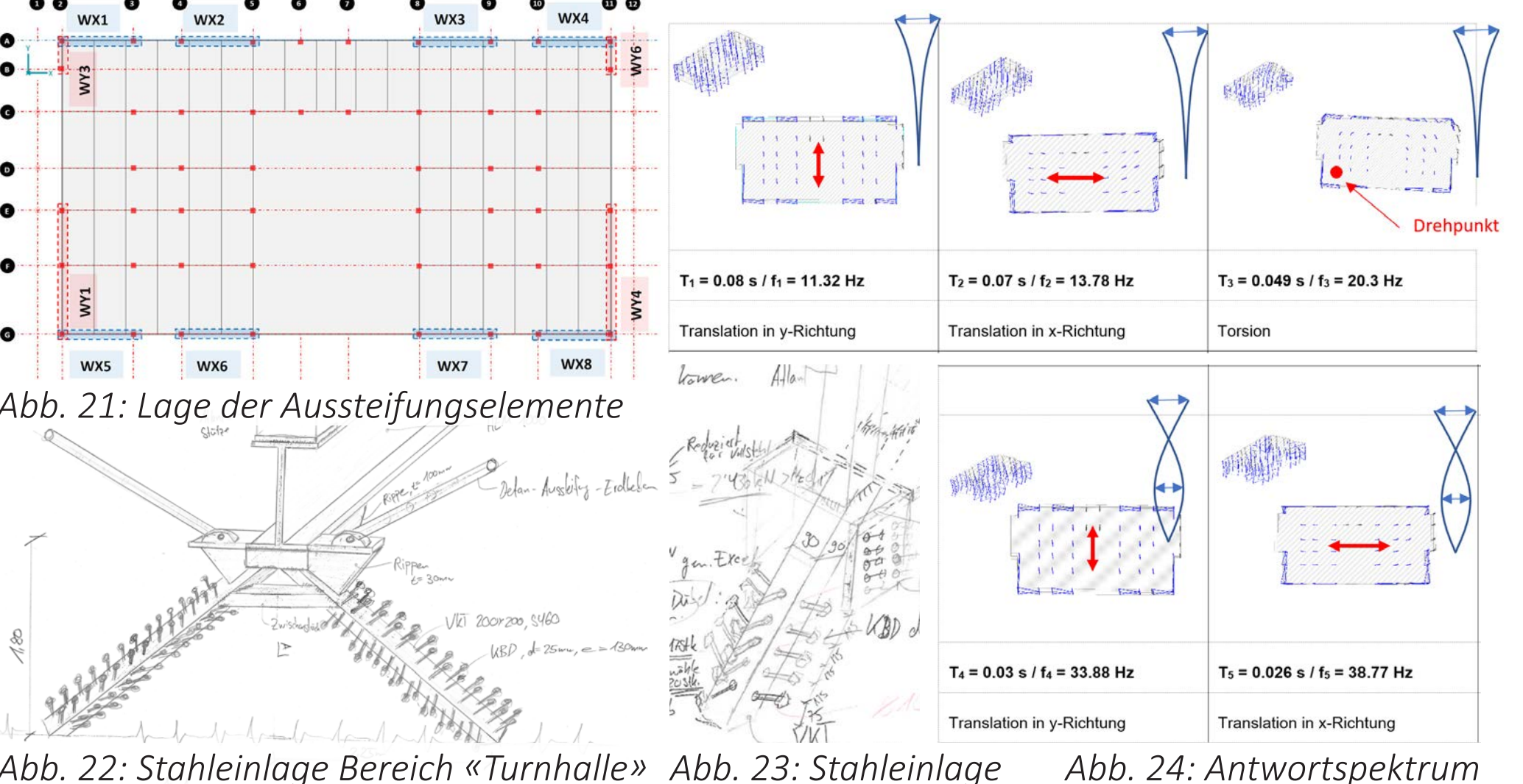


Abb. 21: Lage der Aussteifungselemente

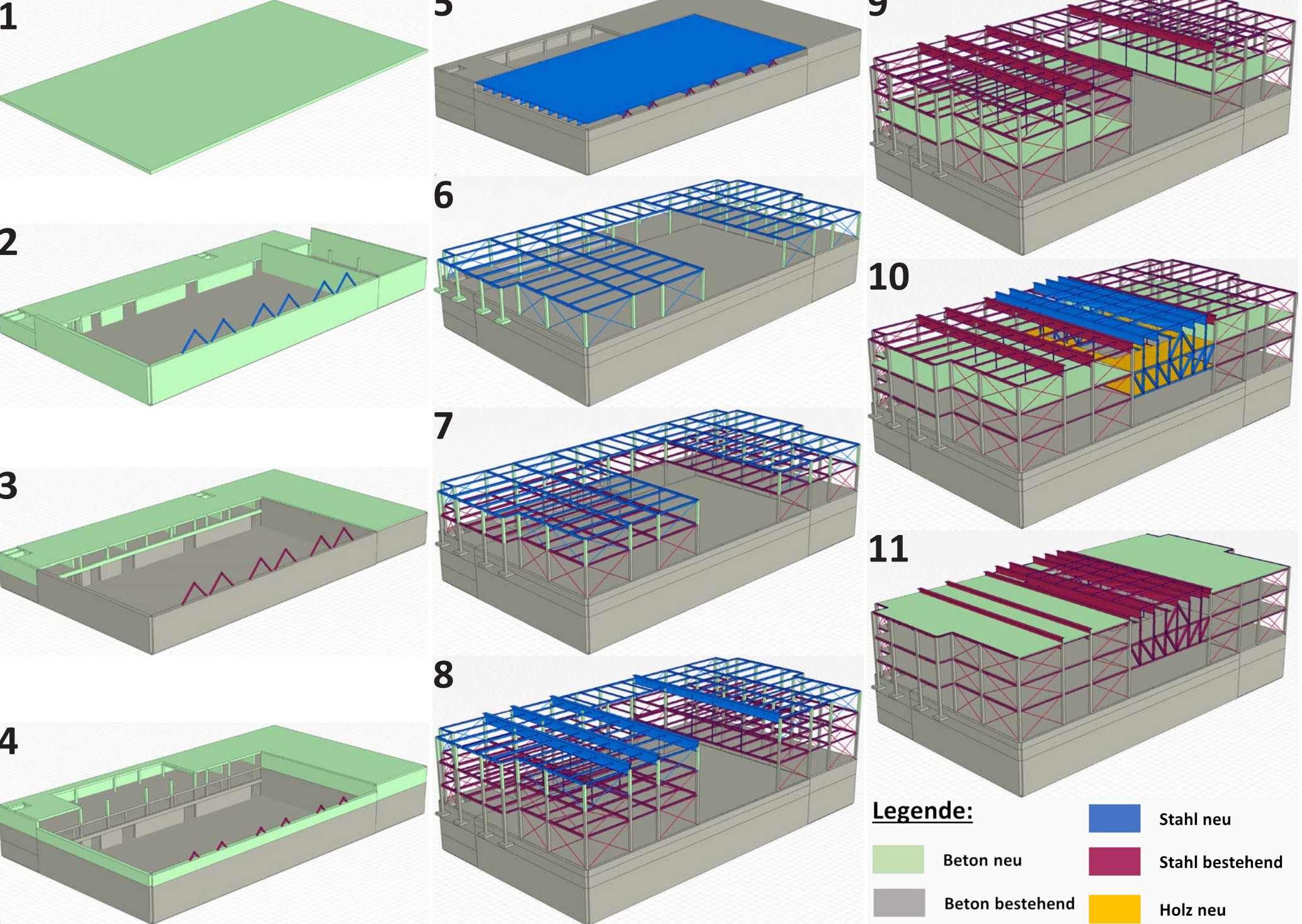
Abb. 22: Stahleinlage Bereich «Turnhalle»

Abb. 23: Stahleinlage

Abb. 24: Antwortspektrum

Bauablauf – Visualisierung

Um die Turnhallendecke während des Bauprozesses nicht zu belasten, bedarf es eines speziellen Bauablaufs: Die Ausschallfrist von 28 Tagen muss eingehalten werden. Erst dann ist die Verbundwirkung vollständig aktiv. Nun kann die Spriessung entfernt werden und die Decke kann sich elastisch deformieren. Nach diesem Vorgang werden die Spriessie erneut eingebaut und der Prozess wiederholt sich für die oberen Geschosse. Somit wirken jeweils nur die Lasten eines Obergeschosses auf die Turnhallendecke.



Kosten – Übersicht

Neubau Schulhaus Guggach	CHF	8'546'000
1.0 Baugrube	CHF	2'071'000
2.0 Stahlbetonarbeiten	CHF	2'720'000
3.0 Montagebau in Stahl	CHF	3'703'000
4.0 Montagebau in Holz	CHF	52'000

Fazit

Der Verbundbau zeichnet sich durch seine leichte und effiziente Tragstruktur aus. Im klassischen Hochbau hat der reine Massivbau aufgrund der geringeren Kosten meist noch die Nase vorn. Bei Projekten wie dem Schulhaus Guggach wird jedoch ersichtlich, dass der Verbundbau die attraktivere Lösung darstellt. Wir sind daher gespannt, wie sich die Zukunft in Bezug auf das Bauen ändern wird. Bleibt das Material billiger als die Montage? Steigt der Anspruch an materialeffizienten Tragwerken im Bauingenieurwesen?



Ausgangslage

Beim Projekt City Pop Oerlikon handelt es sich um ein Bauprojekt der Artisa Group. Für das Bauprojekt werden mehrere Parzellen zusammengeschlossen. Der Neubau kommt an der Siewerdstrasse 73-75 zu liegen. Das fünfgeschossige Gebäude mit einem Untergeschoss, das als Tiefgarage und Kellerbereich genutzt wird, hat oberirdisch eine Abmessung von rund 20 m x 50 m. Das Untergeschoss wird noch weitergezogen und erhält so eine Abmessung von 30 m x 50 m. Das Konzept des City Pop sieht vor, dass Wohnungen im Segment Mikroliving erstellt werden. Dies zeigt sich durch die kleinen Studio-Wohneinheiten, die im gesamten Gebäude vorgesehen sind. Im Erdgeschoss wird ein kleiner Gemeinschaftsraum erstellt. Es ist keine gewerbliche Nutzung vorgesehen. Im Rahmen der Bachelorarbeit wurde die Baugrubensicherung während des Bauzustands in allen Nachweisschnitten dimensioniert.

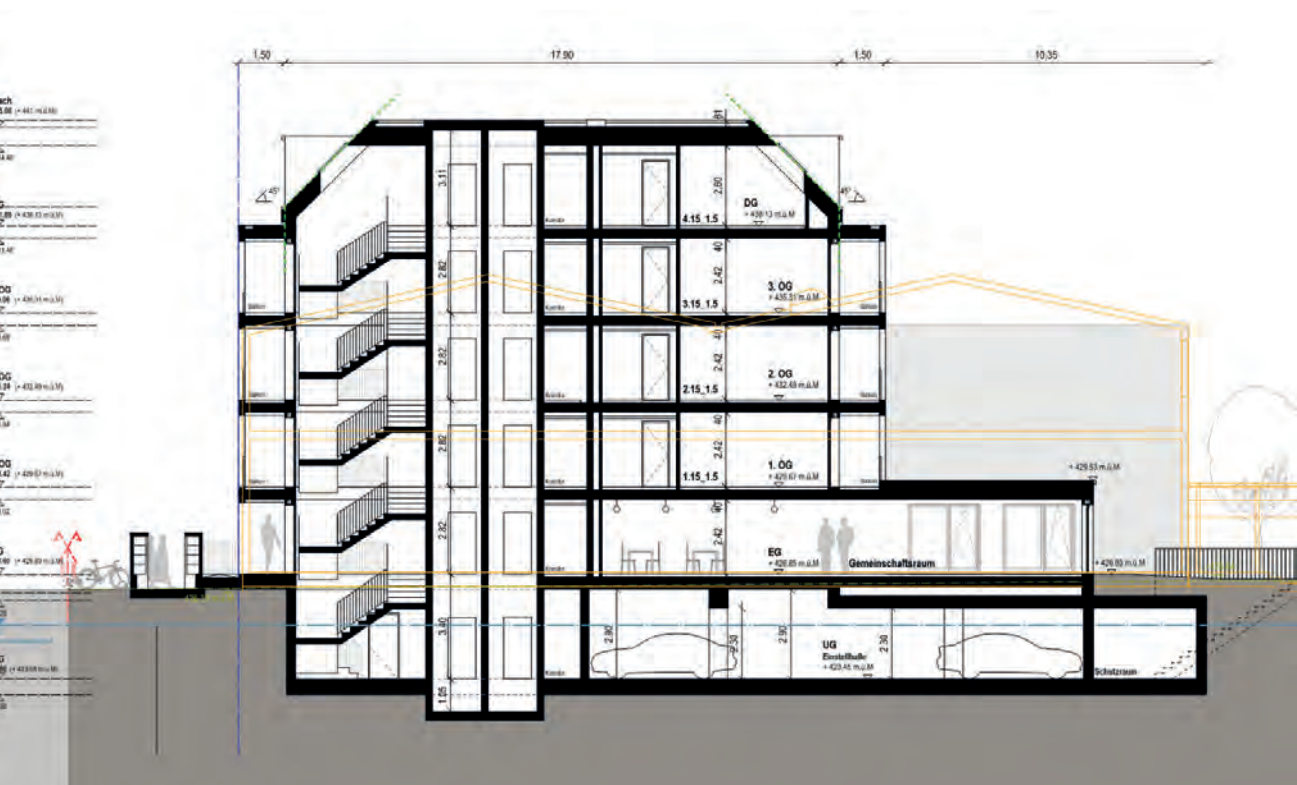


Abb. 1 Schnitt A

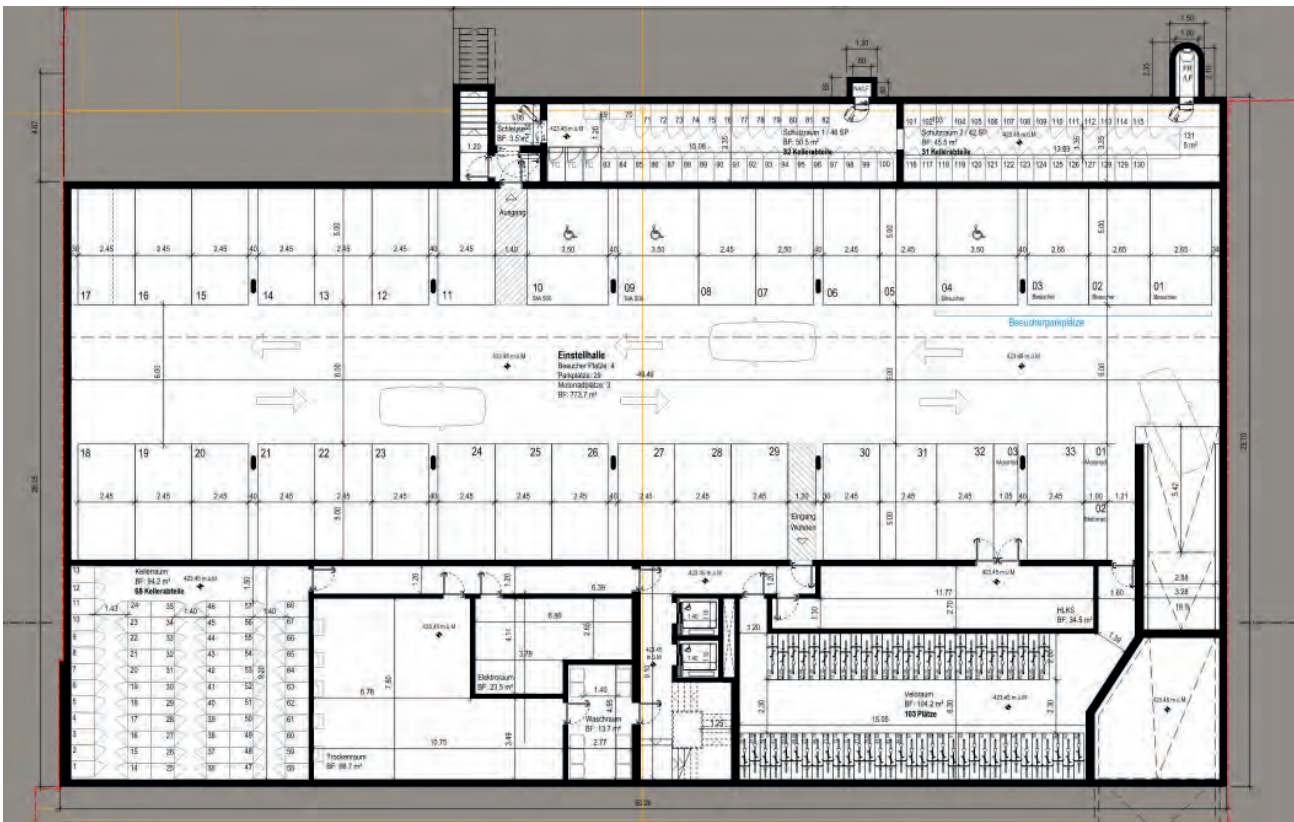


Abb. 2 Grundriss Untergeschoss

Vorgehen

Als Grundlage konnten diverse Pläne der Architektur, bestehend aus Grundrissen und Schnitte wie in Abbildung 1 und 2 verwendet werden. Zusätzlich wurden Pläne der Werkleitungen in der unmittelbaren Umgebung zur Verfügung gestellt. Für die Analyse des Baugrunds konnte wurde der Baugrundbericht, sowie ein Konzept zum Grundwasserdurchfluss auf den Parzellen verwendet. Des Weiteren sind mehrere Richtlinien der SBB zur Überwachung der Gleise zu beachten. In einem ersten Schritt wurde das Umfeld, sowie der Baugrund analysiert und somit die Daten für die Dimensionierung vorbereitet. In einem nächsten Schritt wurde ein Variantenstudium zu den zwei Baugrubenabschlüssen durchgeführt, wobei eine Bestvariante für die Dimensionierung im Rahmen eines Vorprojekts verwendet wurde. Das Vorprojekt wurde anschliessend durch diverse Ingenieurskizzen dargestellt.

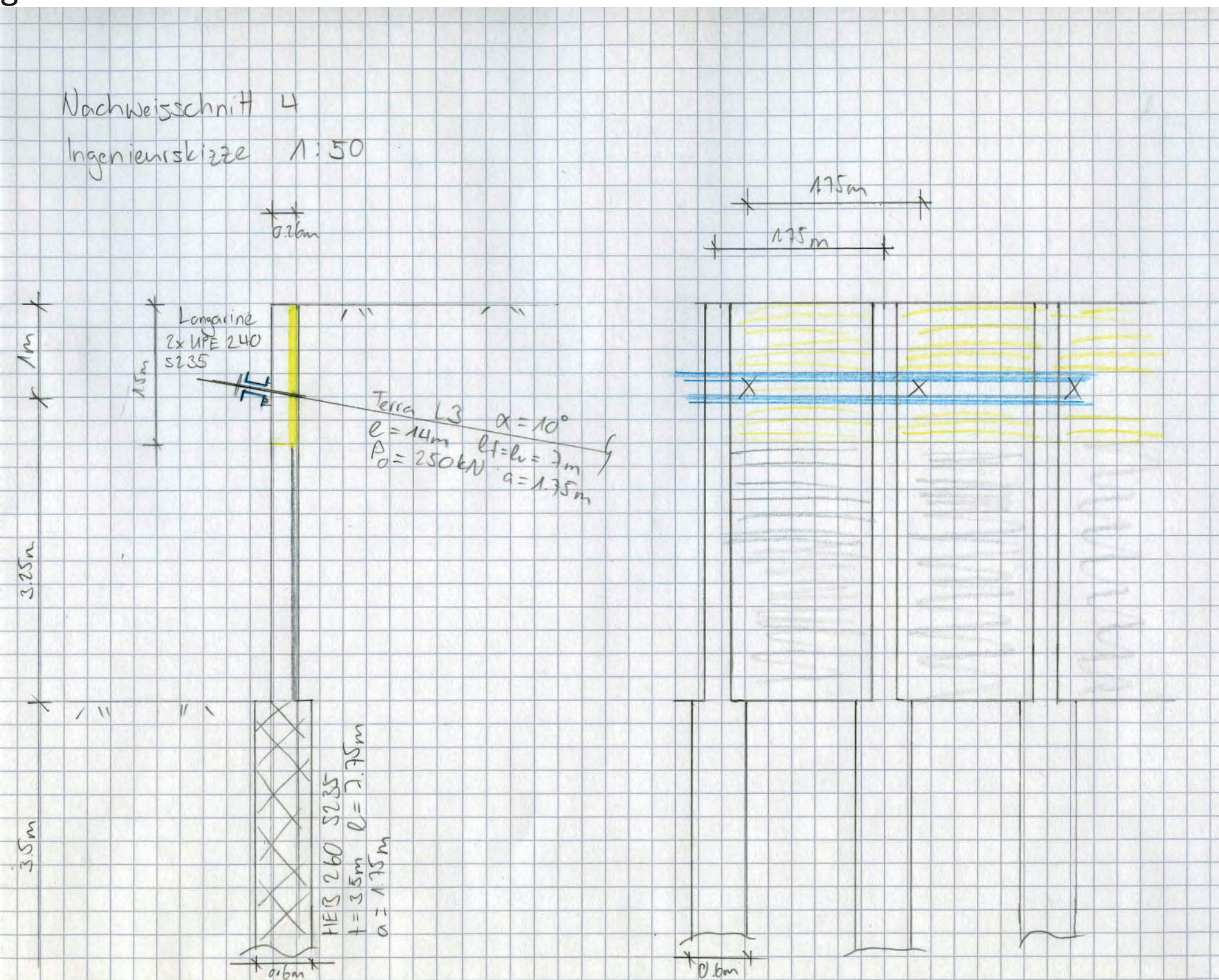


Abb. 4 Nachweisschnitt 4, 1:50

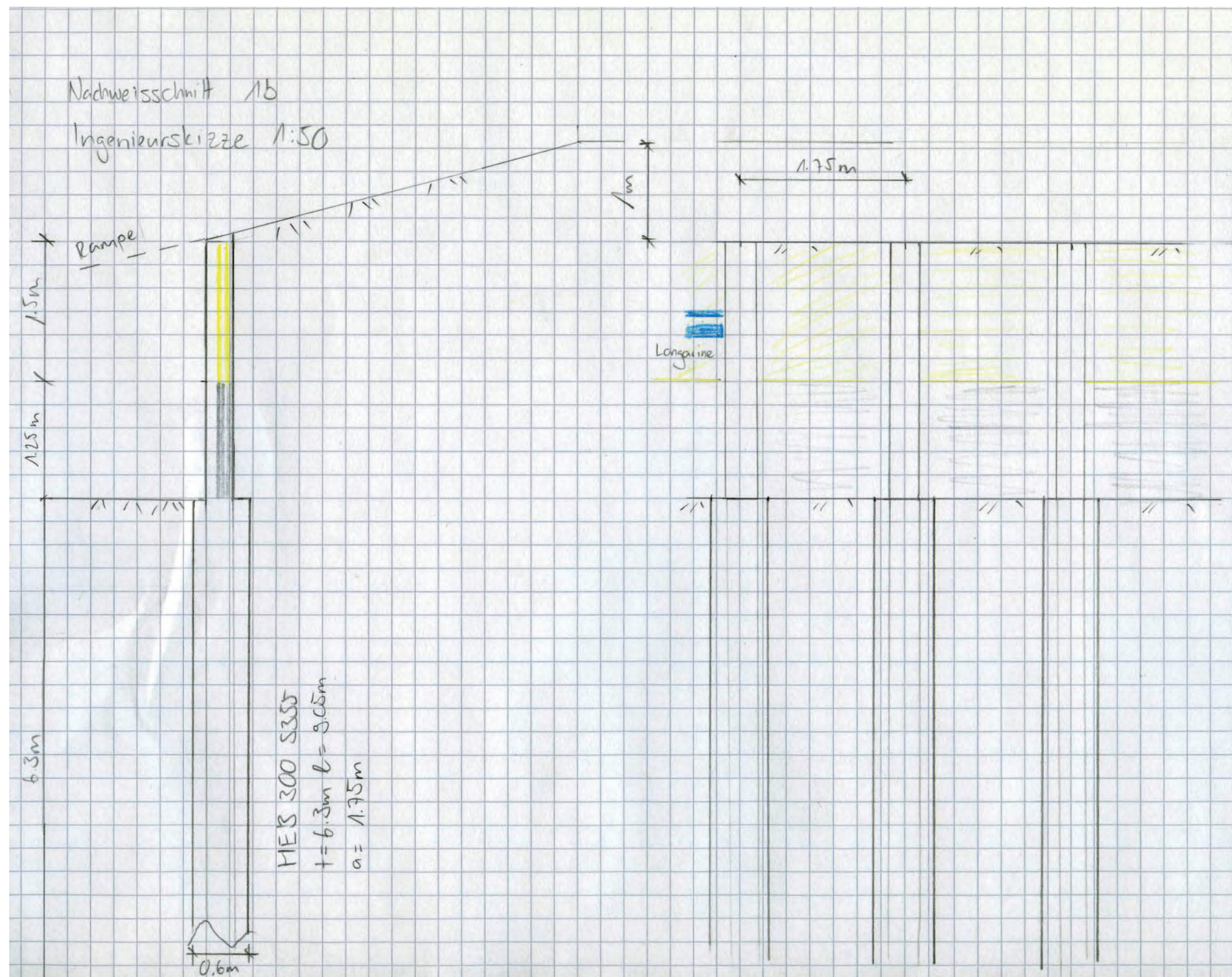


Abb. 5 Nachweisschnitt 1b, 1:50

Variantenstudium

Im vorliegenden Projekt bilden das Umfeld, sowie der Baugrund die grössten Herausforderungen. Aufgeteilt in fünf Nachweisschnitte der Abbildung 3 wurden die einzelnen Einwirkungen und Einflüsse auf den Baugrubenabschluss analysiert und mit den daraus resultierenden Erkenntnissen ein Variantenstudium erstellt. Für die Nachweisschnitte 1,2 und 4 schneidet die Variante Rühlwand mit Wasserhaltung bei Betrachtung aller Kriterien klar am besten ab. Dies vor allem, da die Risiken klein gehalten werden können und durch die Bohrung wenig Emissionen entstehen. Auch die notwendige Wasserhaltung stellt kein Hindernis dar. Im Bereich des Nachweisschnitts 2 wird aufgrund des setzungsempfindlichen Bodens eine Kombination aus Unterfangung und Nagelwand gewählt. Die Gebäudelasten werden durch einen Riegel aufgenommen und über Mikropfähle in den Boden abgetragen. Der anfallende Erddruck des Aushubs wird mit einer Nagelwand mit Gunitschale gesichert.

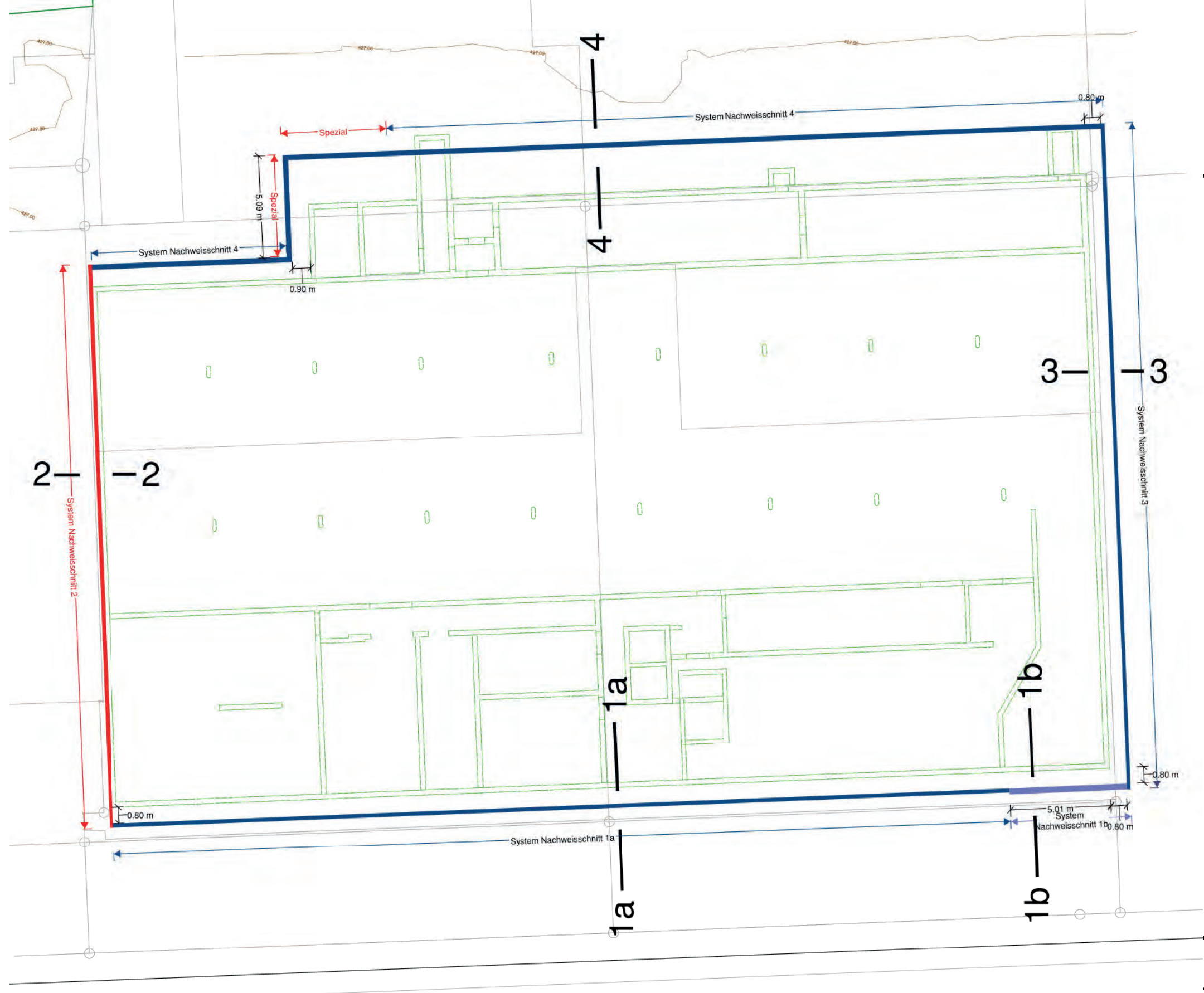


Abb. 3 Situationsplan 1:200

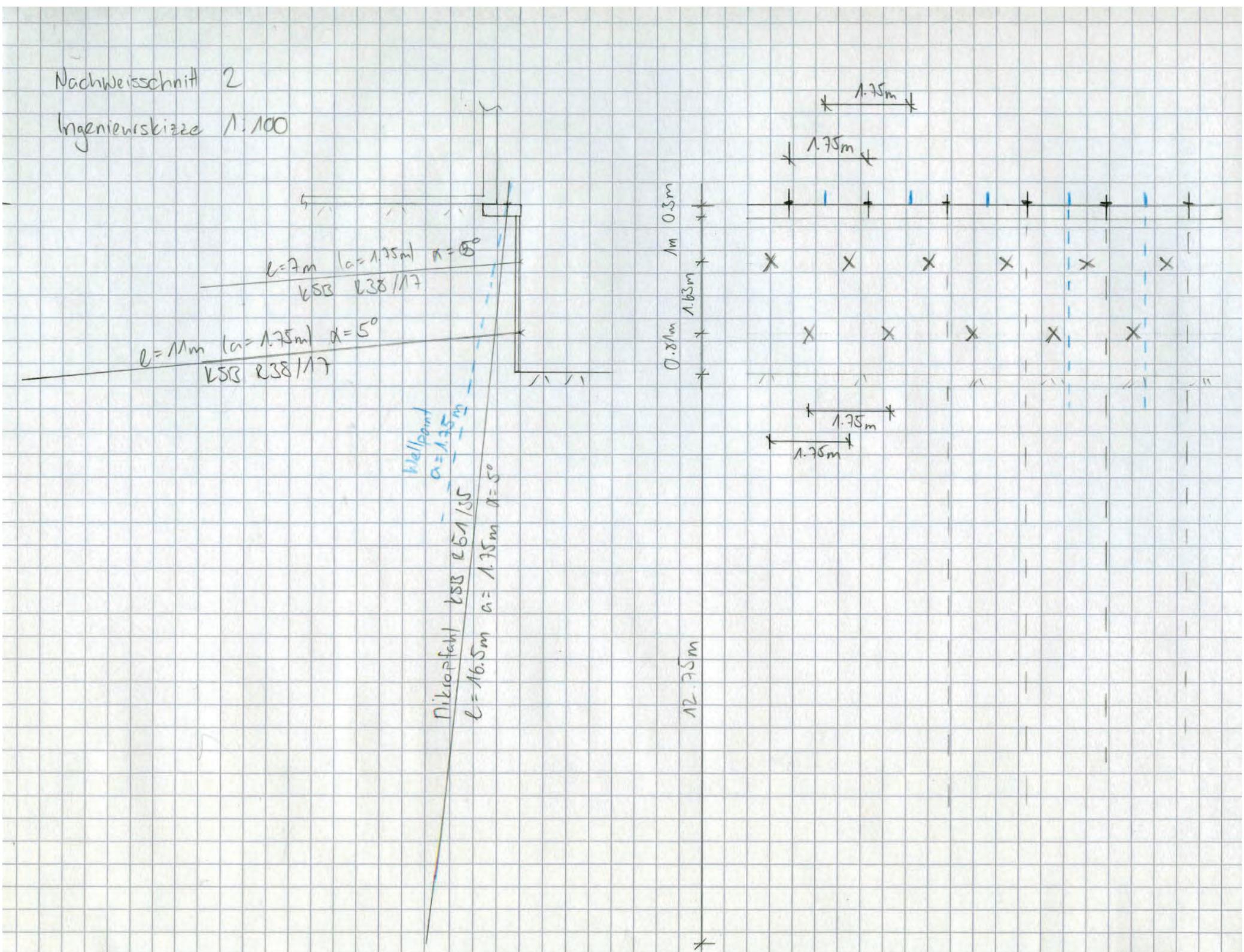


Abb. 6 Nachweisschnitt 2, 1:100

Baugrubenabschlüsse

Rühlwand: Für die Rühlwandträger wurden HEB-Profile der Stahlsorten S235 und S355 eingesetzt. Versetzt werden die Träger durch eine Vorbohrung mit 0.6 m Durchmesser, wobei bis zur Aushubsohle mit Beton aufgefüllt wird. Die Ausfachung wird in einen oberen Abschnitt mit Holzausfachung und einen unteren Abschnitt mit Betonausfachung aufgeteilt. Bei der Holzausfachung wird ein Kantholz mit Seitenlänge 16 cm verwendet. Die Betonausfachung hat eine Mindeststärke von 16 cm und ist mit K355 bewehrt. Für die Rückverankerung der Rühlwandträger werden Anker des Systems Stahlton Terra mit einer Festsetzkraft von 250 kN verwendet. Die zugehörigen Longarinen setzen sich aus zwei UPE-Profilen der Stahlsorte S235 zusammen und sind auf einen Ankerausfall dimensioniert. Die Ingenieurskizzen in Abbildung 4 und 5 zeigen die gewählte Konstruktion.

Fazit

Das spannende Projekt City Pop Siewerdstrasse hat gezeigt, dass ein anspruchsvoller Baugrund in Kombination mit einem herausfordernden Umfeld einige Probleme mit sich bringen die früh im Projekt beachtet werden und in die Planung einfließen müssen. Für eine Ausführungsstatik müssten noch diverse Nachweise wie eine Erdbebedimensionierung oder Wasserhaltung geführt werden. Weiter müssten Details bei Systemübergängen oder Schnittstellen mit der SBB-Unterführung vertiefter betrachtet und geklärt werden.

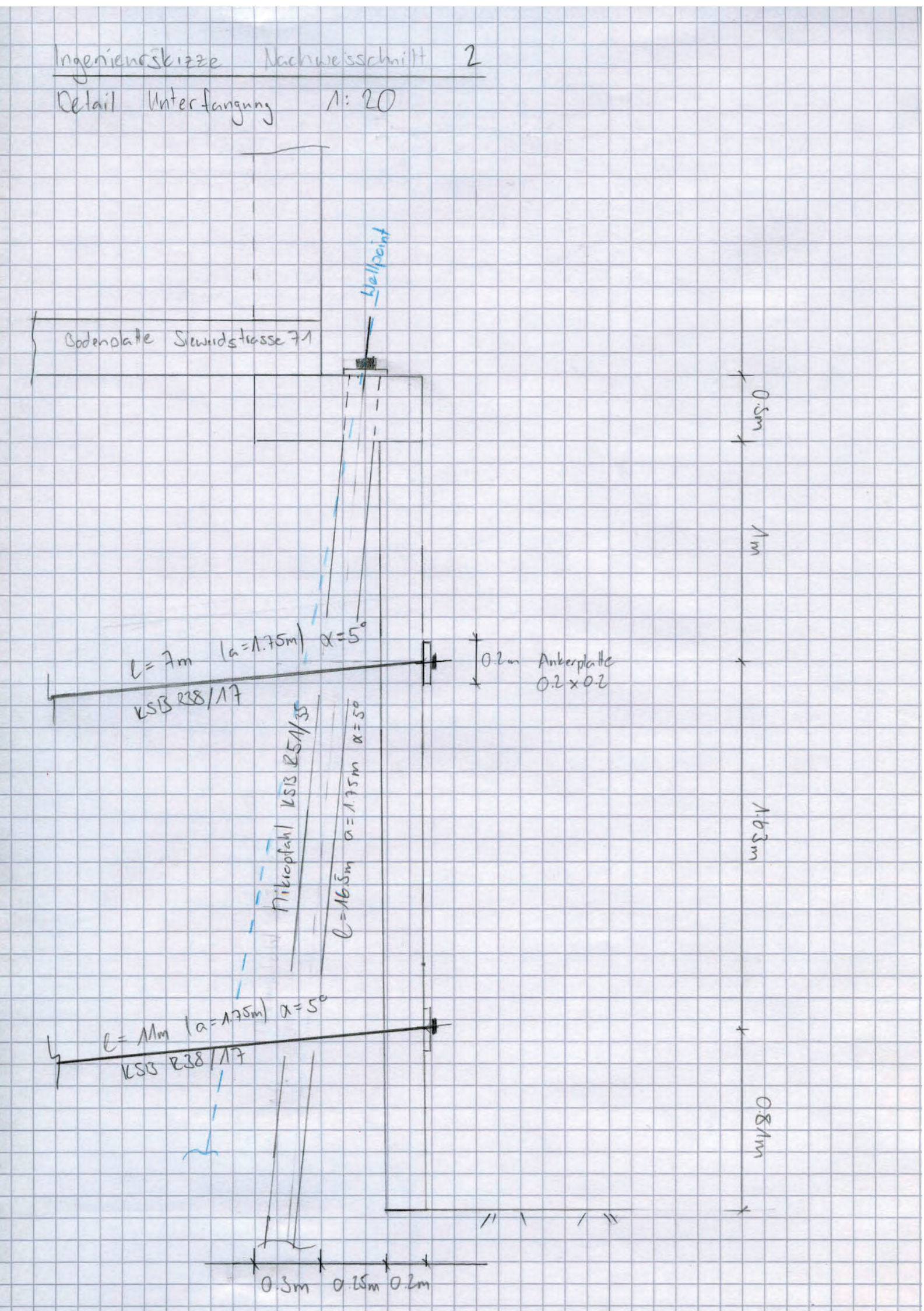


Abb. 7 Nachweisschnitt 2, 1:20