



**Architektur, Gestaltung  
und Bauingenieurwesen**

# **Bachelorarbeiten Bauingenieurwesen**

**2024 2/2**



## Ausgangslage

Die Fussgängerbrücke Herweg überquert die Autobahn bei der Birmensdorferstrasse in Urdorf, Zürich. Diese neue Brücke stellt eine direkte Verbindung von der neuen Haltestelle Herweg zur bestehenden Unterführung unter der Birmensdorferstrasse dar. Die Brücke ist für Fussgänger, Fahrradverkehr und Wartungsarbeiten ausgelegt. Sie ist eine einfeldrige Stahlbrücke mit einer Breite von 3.8 m und einer Spannweite von 49.70 m. Die Brücke besteht aus zwei geschweissten Hohlkastenträgern mit variabler Höhe. Diese variieren zwischen 2'900 mm in der Mitte und 1'350 mm an den Enden. Zur Reduzierung der Möglichkeit des lokalen Beulens der Kastenträgerstahlplatten sind Längsversteifungen und Querdiaphragmen in regelmässigen Abständen entlang der Länge der Kastenwand angeordnet. Die beiden Kastenträger sind in Abständen von 2,725 m durch Querträger miteinander verbunden. Die Längs- und Querträger bilden im Grundriss ein Vierendeel-System, das vorgefertigt eingehoben wird. Auf der Stahlstruktur werden vorfabrizierte Betonplatten verlegt, die als untere Schalung für die Ortbetondecke dienen. Der Deckenaufbau besteht aus einer Gussasphaltschicht mit einer Dicke von 75 mm sowie einer 160 mm dicken Betontragschicht. Die Betondecke selbst besteht aus vorfabrizierten Betonplatten mit einer Dicke von 80 mm und einer ebenfalls 80 mm dicken Ortbetondecke. Die vorfabrizierten Betonplatten werden zwischen den Kopfbolzenübeln auf die Querträger verlegt. Nach Abschluss der Betonierarbeiten bildet die Betondecke zusammen mit den Querträgern eine Verbunddecke, die eine lokale Spannweite von 2.725 m aufweist. Ziel der Bachelorarbeit ist die Bestimmung der Blechstärke des Hohlkastenträgers.

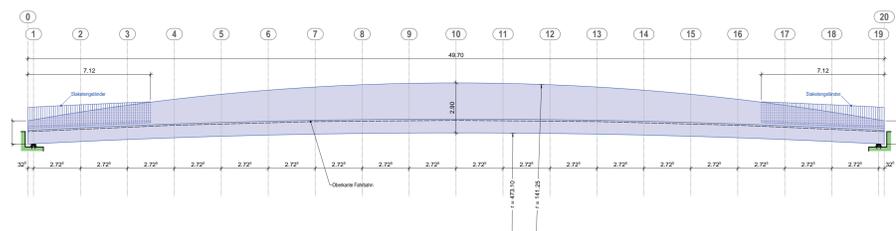


Abbildung 1: Ansicht Brücke

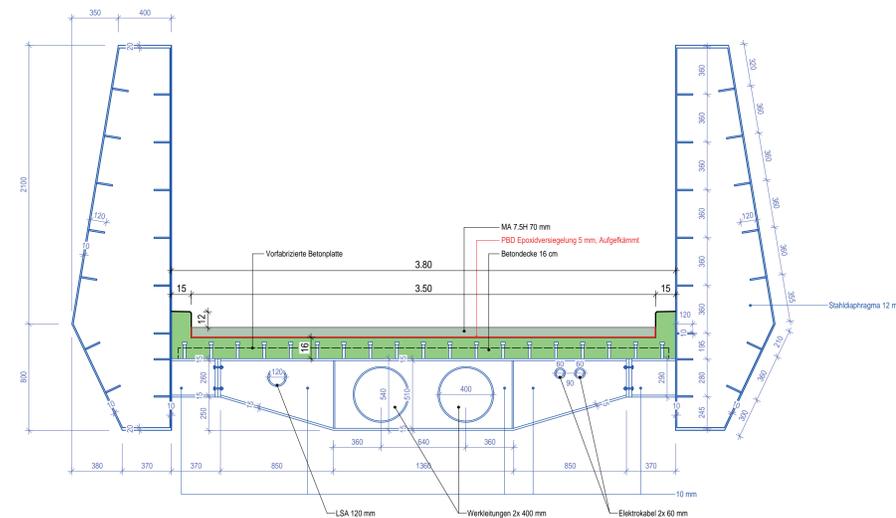


Abbildung 2: Schnitt Achse 10

## Vorgehensweise

Für die Berechnungen werden Handberechnungen sowie zwei Modelle im Statikprogramm AXIS erstellt: ein Balkenmodell und ein Schalenmodell. Beide Modelle haben ihre Vor- und Nachteile. Balkenmodelle sind einfacher zu erstellen und die Berechnungszeit ist kürzer, jedoch sind die Ergebnisse nicht so präzise und es können keine Spannungen einzelner Flächen betrachtet werden. Bei Schalenmodellen sind die Spannungsverteilungen der Bleche klar ersichtlich, aber die Erstellung und Berechnungszeit ist aufwändiger und fehleranfälliger. Modelliert und berechnet wird der Bauzustand, also der Zustand, wenn das Frischbetongewicht auf den Querträgern der Brücke ruht und die Stahlkonstruktion diese Lasten tragen muss. Zu Beginn werden alle Bleche mit einer Blechstärke von 10 mm angenommen. Ob die Blechstärke ausreichend ist, wird anhand von mehreren statischen Berechnungen überprüft: Krafteinleitung beim Auflager, lokales Beulen der Bleche, Knicken der gesamten Struktur, das mehrachsiale Spannungsverhalten (von Mises-Spannungen), die Stabilität der Querträger und die Schwingungen der Brücke. Zudem werden die zulässigen Verschie-



Abbildung 3: Schalenmodell

## Ergebnisse

Bei den Berechnungen hat sich herausgestellt, dass die Bleche mit einer Blechstärke von 10 mm ohne Längssteifen lokale Instabilitäten aufweisen (Abbildung 5), was zum Beulen der Bleche führt. Deshalb werden Längssteifen im Inneren des Hohlkastenträgers angeordnet, wie in Abbildung 2 ersichtlich ist. Die Blechstärken der Ober- und Untergurte des Hohlkastenträgers müssen auf 20 mm verdickt werden, um Plattenbeulen vorzubeugen. Zudem wurde eine globale Knickform gefunden, die nicht den geforderten Sicherheitsfaktor aufweist. Dadurch könnte im schlimmsten Fall, wenn das Frischbetongewicht auf den Querträgern ruht, die Brücke seitlich wegkippen (Abbildung 4). Dies muss in einer weiteren Projektierungsphase genauer untersucht werden. Auch die Schwingungen überschreiten minimal die Grenzwerte. Dies ist nicht besonders schlimm, sollte aber vor Ort mit einem Seismographen kontrolliert und falls nötig, Massnahmen ergriffen werden. Die Frequenzen in der Realität werden anders sein als im Modell, da dort noch mehr Bauteile mitwirken, die in den Modellen nicht berücksichtigt sind. Die restlichen Nachweise konnten alle erfüllt werden.

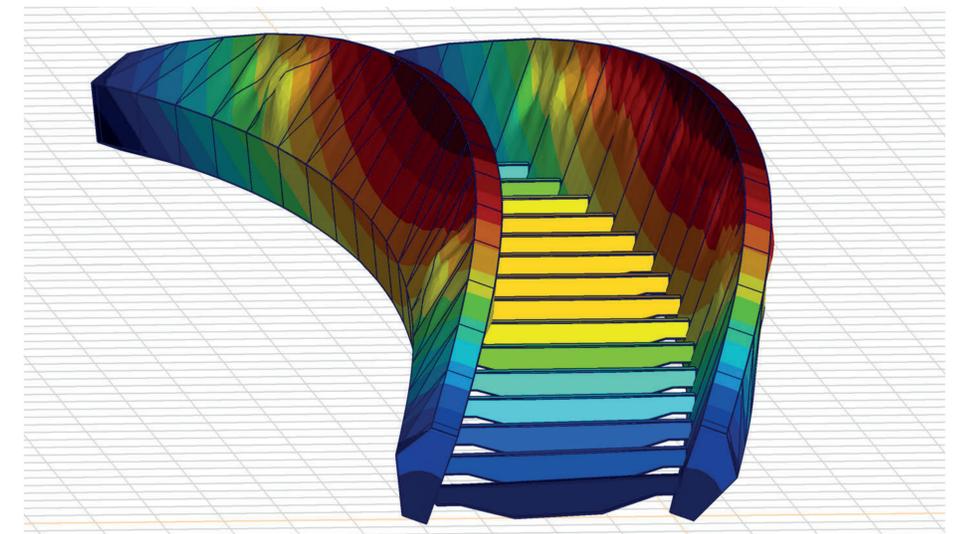


Abbildung 4: Knickform

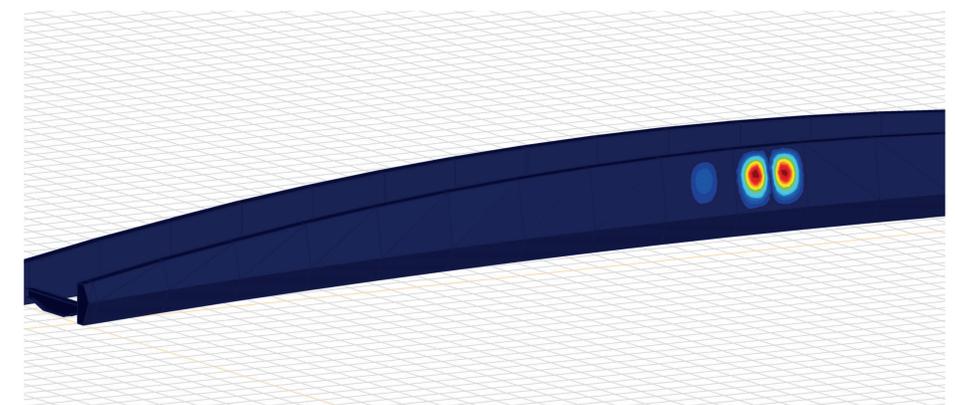


Abbildung 5: Blechbeulen

## Fazit

Die Brücke kann mit einer Blechstärke von 10 mm für die Seitenbleche und 20 mm für die Ober- und Untergurte realisiert werden. Nachweise wie globales Knicken und Schwingen der Brücke konnten nicht alle Anforderungen erfüllen. Dies muss in einer weiteren Projektierungsphase mit genaueren Berechnungen überprüft werden, da dies aus zeitlichen Gründen im Rahmen der Bachelorarbeit nicht möglich war. Jedoch sind die gewählten Blechstärken plausibel. Für die Ausführung müssen noch weitere Analysen und verteilte Berechnungen durchgeführt werden. Im Rahmen der Bachelorarbeit konnten viele neue Erkenntnisse und Vorgehensweisen gewonnen werden.



## Ausgangslage

Im Rahmen dieser Bachelorarbeit wurde ein denkmalgeschütztes Mauerwerksgebäude von 1890 mit vier Geschossen untersucht. Die Arbeit bestand aus zwei Teilen: Im ersten Teil wurde eine Bestandsanalyse durchgeführt und eine neue Zwischendecke im 1. Obergeschoss geplant. Im zweiten Teil wurde das Gebäude auf seine Erdbebensicherheit untersucht und mögliche Verstärkungsmassnahmen in Stahl geplant. Die unteren Abbildungen zeigen die Nordfassade und einen Gebäudeschnitt.

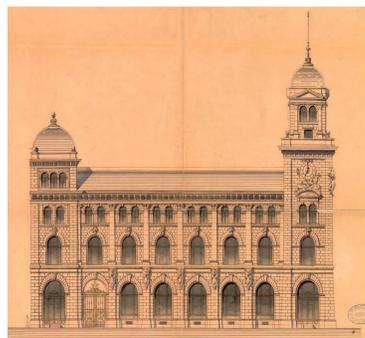


Abbildung 1: Nordfassade Gebäude

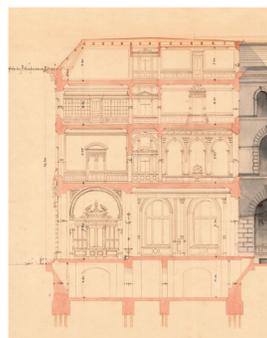


Abbildung 2: Querschnitt durch das Gebäude

## Zwischendecke

### Variantenstudium

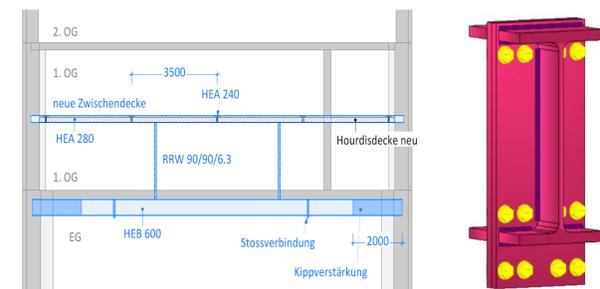


Abbildung 5: Tragkonstruktion neue Zwischendecke

Abbildung 6: Kopfplattenanschluss

Nachdem die vollständige Auslastung der bestehenden Deckentragkonstruktion festgestellt wurde, entschied man sich, die neue Zwischendecke als eigenständige Tragkonstruktion zu gestalten. Zwei Varianten wurden genauer betrachtet: «Hourdiselementdecke» und «Betonstahlblechverbunddecke». Ein Variantenstudium bewertete Kriterien wie «Anlehnung an den Bestand», «Preis» und «Verlegbarkeit». Die Hourdiselementdecke wurde aufgrund ihrer Anlehnung an den Bestand und der leichteren Montage gewählt. Abbildung 5 zeigt die neue Tragkonstruktion im Schnitt.

### Auffangträger HEB 600

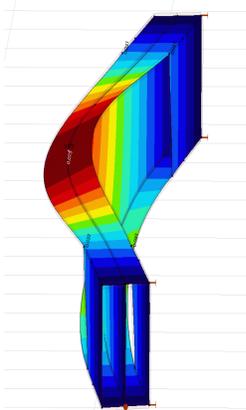


Abbildung 7: Knickverformung mit Halterungen Auffangträger HEB 600

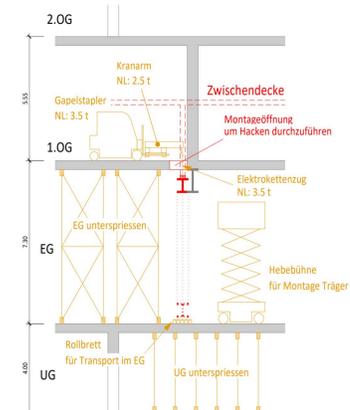


Abbildung 8: Montageskizze

Beim Berechnen der Dimensionen des Auffangträgers stellte sich heraus, dass der Kippnachweis massgebend war. Zur Reduktion der Knicklänge wurden 2 m lange Bleche angeschweisst (Abbildung 7). Der Träger wird zur Montage in der Länge gedrittelt und mit einem Kopfplattenanschluss verbunden (Abbildung 6). Nebe den Dimensionen wurde auch die Montage betrachtet. Eine Skizze (Abbildung 8) zeigt, dass eine Montage ohne Untersperrung der bestehenden Deckenplatten unmöglich ist. Daher müssen die Decken im Erdgeschoss und im Untergeschoss während der gesamten Bauphase untersperrt werden.

## Erdbebeneinwirkung

Zur Bestimmung der Erdbebeneinwirkungen wurden das Antwortspektrum- und das Ersatzkraftverfahren angewendet. Obwohl das zweite Verfahren laut Norm für diesen Grundriss nicht ideal ist, wurde es zur Plausibilisierung ebenfalls verwendet. Da beide Verfahren ähnliche Ergebnisse lieferten, wurde eine Kombination genutzt. Die Verstärkungsmassnahmen wurden auf 15'916 kN in X-Richtung und 11'936 kN in Y-Richtung ausgelegt. Die untere Abbildung zeigt die 1. Eigenform, die für das Antwortspektrumverfahren benötigt wurde. Es ist erkennbar, dass das Gebäude nicht einheitlich schwingt, was nachteilig für die Erdbebensicherheit ist. Eine einheitliche Farbe oder ein einheitlicher Verlauf über das gesamte Gebäude wären vorteilhaft. Diese Ungenauigkeit könnte durch verschiedene Lagen des Massen- und Schubmittelpunkts oder stark schwingende Einzelelemente verursacht werden. Das genaue Problem müsste nochmals betrachtet werden, wurde aber im weiteren Verlauf dieser Arbeit vernachlässigt.

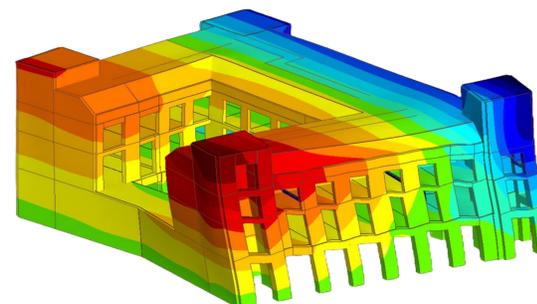


Abbildung 9: 1. Eigenform des Bestandes

## Erdbebenertüchtigung

### Verhältnismässigkeitsanalyse

Nachdem die Einwirkung berechnet wurden, mussten auch noch die Verhältnismässigkeit berücksichtigt werden. Das bedeutet, dass die Kosten der Massnahmen und der Nutzen (Erhöhung des Ausnutzungsfaktors) in einem bezahlbaren Rahmen liegen müssen. Eine maximale (Abbildung 10) und eine minimale Variante (Abbildung 11) wurden ausgearbeitet. Für die Ertüchtigungsmassnahmen wurde mit der maximalen Erdbebenertüchtigung zur Verfügung. Durch diese Massnahmen wird der bestehende Erfüllungsfaktor um 0.132 erhöht.

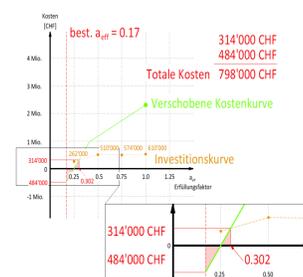


Abbildung 10: Maximale Kostenkurve

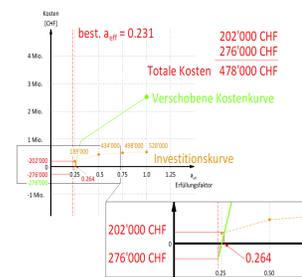


Abbildung 11: Minimale Kostenkurve

## Aussteifungskonzept

Anschliessend wurde ein Konzept zur Aussteifung des Gebäudes entwickelt. Da bei den Decken eine Scheibenwirkung fehlt, sollen diese horizontal mit einem Fachwerk verstärkt werden (Abbildung 12). In der vertikalen Ebene ist ein durch alle Geschosse durchgehender Fachwerkurm in X- und Y-Richtung vorgesehen (Abbildung 13). Diese sind entsprechend ihrer Einwirkung dimensioniert. Die diagonalen Seile dienen nur als Zugstrebe und nehmen keine Druckkräfte auf. Die Gesamtkosten dieser Variante betragen 1.6 Mio. CHF.

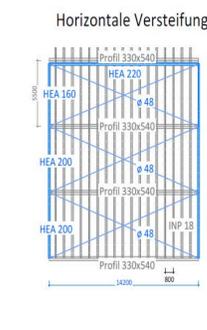


Abbildung 12: Deckenaussteifung

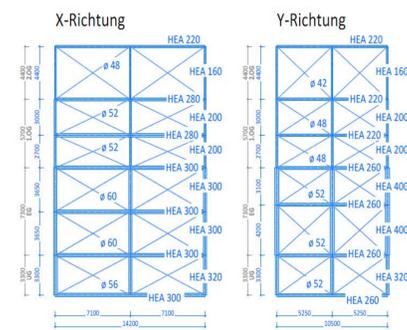


Abbildung 13: Fachwerkurm Horizontallasten

Zur Veranschaulichung des Aussteifungskonzepts zeigt Abbildung 14 den Grundriss mit den Fachwerkürmen und Abbildung 15 ein Modell eines einzelnen Turms.

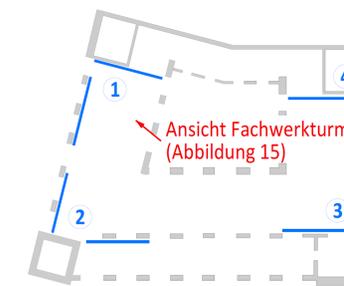


Abbildung 14: Grundriss Lage Fachwerkürme

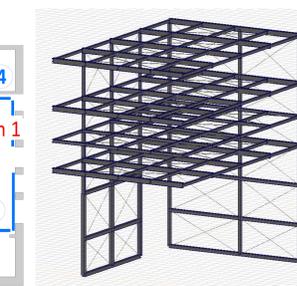


Abbildung 15: Fachwerkurm 1

## Analyse Bestand

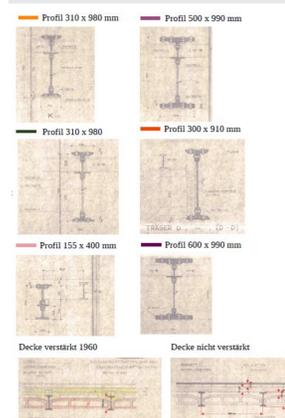


Abbildung 3: Ausschnitt Legende Analyseplan Decke EG

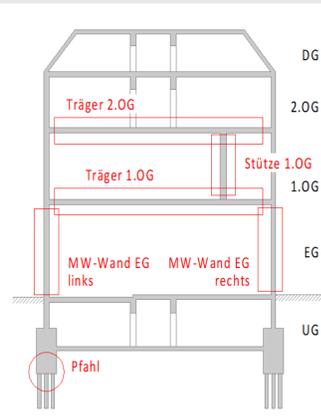


Abbildung 4: Schnitt untersuchte Stellen Bestand

Die Tragkonstruktion des Gebäudes besteht hauptsächlich aus Mauerwerk mit Sandsteinplatten. Die Wanddicken variieren je nach Stockwerk zwischen 1 m und 0.6 m. Die Decken bestehen aus Hourdiselementen (Tonhohlplatten), die zwischen genieteten Stahlträgern eingelegt sind. Diese Stahlträger leiten die Last in das Mauerwerk. Einige sind in Abbildung 3 ersichtlich sowie der Aufbau der Hourdisdecke. Die rot markierten Bauteile im Schnitt oben rechts wurden genauer untersucht. Dabei zeigte sich, dass die Mauerwerkswände im Erdgeschoss zu 30 % ausgelastet sind. Der Stahlträger im ersten Obergeschoss ist vollständig ausgelastet, selbst bei reduzierter Nutzlast von 2 kN/m<sup>2</sup>. Für weitere Untersuchungen müssten deshalb mehr Sondagen gemacht werden.

## Fazit

Diese Bachelorarbeit hat gezeigt, wie herausfordernd die Nachrechnung eines Bestandes sowie die Erdbebenertüchtigung eines historischen Bauwerks ist. Die Kosten für die Massnahmen wären gemäss Norm nicht verhältnismässig. Auf den Faktor 0.25 müsste aber aufgrund der Bauwerksklasse II ohnehin ertüchtigt werden. Das gesamte Aussteifungskonzept müsste deshalb in einem weiteren Schritt überarbeitet werden. Dabei könnte das gewählte Konzept optimiert oder eventuell eine komplett andere Materialisierung gewählt werden. Aufgrund der fehlenden Zeit war es jedoch nicht möglich diesen Punkt entsprechend zu bearbeiten. Die Zusammenarbeit im Team hat stets gut funktioniert und beide konnten ihren Nutzen aus der Arbeit gewinnen. Ebenfalls sind wir mit dem Produkt der Bachelorarbeit sehr zufrieden.



## Ausgangslage



Abbildung 1: Übersicht Projekterimeter

Dielsdorf liegt im Nordwesten von Zürich. Die Gemeinde zeichnet sich durch einen belebten Ortskern und einer guten Erschliessungsqualität mit Bahn und Bus aus. Der Projekterimeter in Abbildung 1 erstreckt sich entlang der Wehntalerstrasse von der nördlichen Dosierungsstelle (blau) bis zum südlichen Kreisel am Ortsausgang (gelb).

## Problemstellung und Ziele

Die Wehntalerstrasse hat eine unbefriedigende Strassenraumgestaltung, Schwachstellen im Velonetz sowie normative Defizite bezüglich dem Behindertengleichstellungsgesetz (BehiG). Ziel des Betriebs- und Gestaltungskonzepts (BGK) ist es, die Ortsdurchfahrt neu zu definieren und den Strassenraum aufzuwerten.

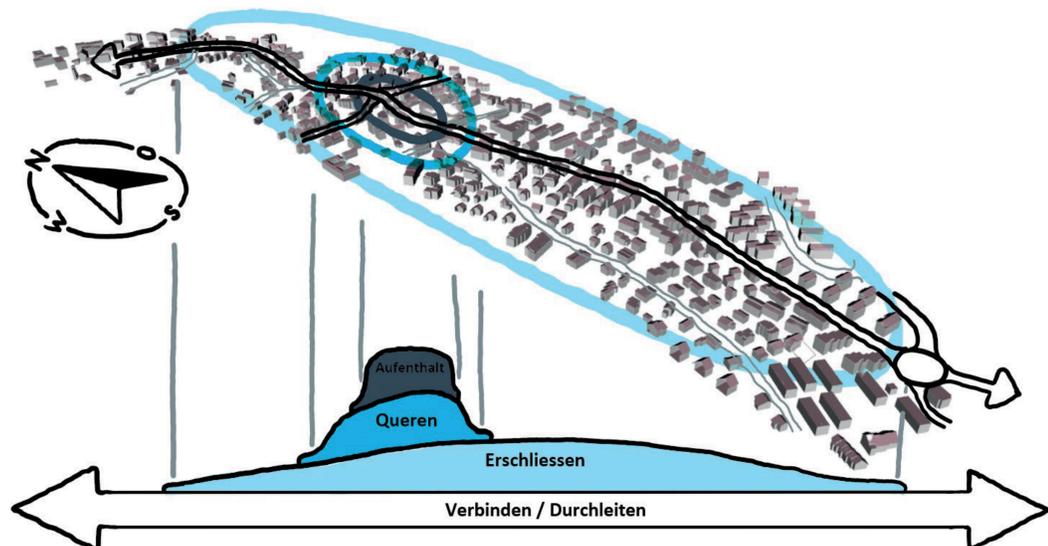


Abbildung 2: Funktionen der Strassenabschnitte

## Struktur- und Gebrauchsanalyse

Für eine fundierte Planung ist das Erfassen der Bedürfnisse der Verkehrsteilnehmer ein wichtiger Bestandteil. So wurden die Strassenabschnitte nach ihren unterschiedlichen Funktionen aufgeteilt (siehe Abbildung 2).



Insgesamt wurde in der Analyse ein solides Grundangebot für den Fussverkehr erkannt. Einzig im Zentrum konnte ein Defizit im Querungsangebot festgestellt werden.



Der regionale Richtplan vermerkte im nördlichen Abschnitt eine Schwachstelle der Radinfrastruktur. Daneben wurden teilweise zu knapp dimensionierte Radstreifenbreiten erkannt.



Weiter ergab die Analyse, dass die Bushaltestelle Wehntalerstrasse gemäss dem Behindertengleichstellungsgesetz nicht mehr normkonform ausgeführt werden kann. Überdies war zu verzeichnen, dass der ÖV regelmässig an neuralgischen Stellen stecken bleibt.



Abschliessend wurde auf der Wehntalerstrasse ein mittleres Verkehrsaufkommen von 12'500 Fhz/d festgestellt.

## Variantenstudium

Im nördlichen Abschnitt fiel die Wahl auf eine Normalfahrbahn mit den Abmessungen gemäss Abbildung 3. Der Radstreifen ermöglicht den Schutz der Velofahrenden (Steighilfe) und der Querschnitt wurde auf das Durchleiten des motorisierten Individualverkehrs (MIV) angepasst.

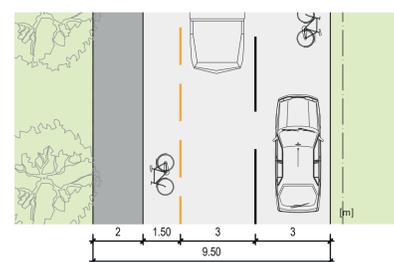


Abbildung 3: Dimensionen Normalfahrbahn Nord

Weiter entschied man sich im Dorfkern für einen Mehrzweckstreifen (siehe Abbildung 4). Dieser ermöglicht ein flächiges Queren und fördert die Abbiegebeziehungen. Ausserdem signalisiert der unterschiedliche Querschnitt das Zentrum mit Tempo 30 und trägt dabei zu einer erhöhten Aufmerksamkeit des Fahrzeuglenkenden bei.

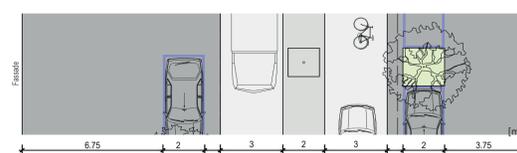


Abbildung 4: Dimensionen Mehrzweckstreifen Zentrum

Und im Abschnitt Süd entschied man sich wiederum für die Normalfahrbahn (siehe Abbildung 5). Ebenfalls überzeugten die Argumente eines Radstreifens zum Schutz der Velofahrenden und die Bevorzugung des motorisierten Individualverkehrs durch separierte Fahrbahnen von Motorfahrzeugen und Leichtverkehr (Durchleiten).

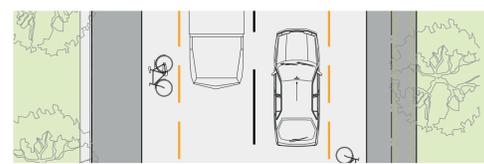


Abbildung 5: Dimensionen Normalfahrbahn Süd

## Gesamtkonzept

	Abschnitt Nord	Abschnitt Zentrum	Abschnitt Süd
Standort Grünflächen	Steinbruch und Kirche	punktuell auf Platz	punktuell
Geschwindigkeit	Tempo 50	Tempo 30	Tempo 50
Veloangebot	Radstreifen meist beidseitig	Mischverkehr	Radstreifen beidseitig
Querschnitt	Normalfahrbahn	Mehrzweckstreifen	Normalfahrbahn
Queren der Strasse	keine Querungshilfen	flächiges Queren	punktuell Queren mit Schutzinseln
Randabschlüsse	Randstein Komb. mit WS	Spezialstein mit WS	Randstein Typ 12 - 15 komb. mit Wasserstein Typ 12

Abbildung 6: Schema Gesamtkonzept BGK

Insgesamt sieht das Gesamtkonzept aus Abbildung 6 für den Abschnitt Nord und Süd eine verkehrsorientierte und für das Dorfkern eine siedlungsorientierte Strassenraumgestaltung vor. Weshalb im Zentrum Tempo 30 angeordnet und das Querungsbedürfnis gefördert wird.

## Bestvariante

Einer der Knackpunkte bei der Ausarbeitung der Bestvariante ist die Kreuzung Bahnhofstrasse in Abbildung 7.

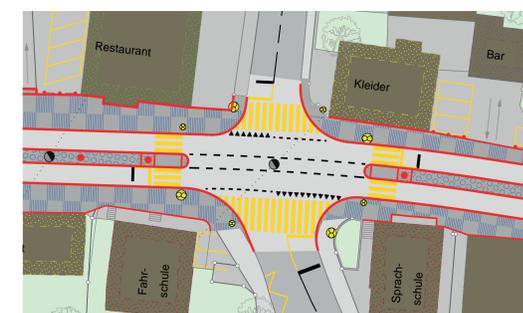


Abbildung 7: Ausschnitt BGK - Kreuzung Bahnhofstrasse

Mithilfe einer Lichtsignalanlage wird die erschwerte Eingliederung von den untergeordneten Strassen auf die stark frequentierte Wehntalerstrasse entschärft. Durch die Steuerungsmöglichkeit der Lichtsignalanlage wird zudem die Priorisierung des ÖVs ermöglicht. Weiter dient der gestrichelte Zentrumsbereich als Abbiegehilfe in der nächtlichen Verkehrsführung, wo eine Abschaltung der Lichtsignalanlage vorgesehen ist.

## Schlussbetrachtung

Die Abschnitte Nord und Süd bleiben auf das Durchleiten des Verkehrs ausgerichtet. Jedoch wird die Koexistenz zwischen MIV und Radfahrenden mithilfe von grosszügiger gestalteten Radstreifen gefördert. Im belebten Zentrum können sich die Fussgänger, dank der Tempo - 30 - Strecke und dem Mehrzweckstreifen auf ihren Wunschrouten bewegen und die Fahrbahn flächig queren. Darüber hinaus verbessert das Projekt die Aufenthaltsqualität im Zentrum mittels attraktiver Strassenraumgestaltung.

## Kostenschätzung

Nach dem Baukostenplan Tiefbau eBKP-T (SN 506 512) belaufen sich die Kosten auf rund 11.1 Mio. CHF. Die Genauigkeit dieser Kostenschätzung liegt auf Stufe Vorprojekt bei ± 20 %.

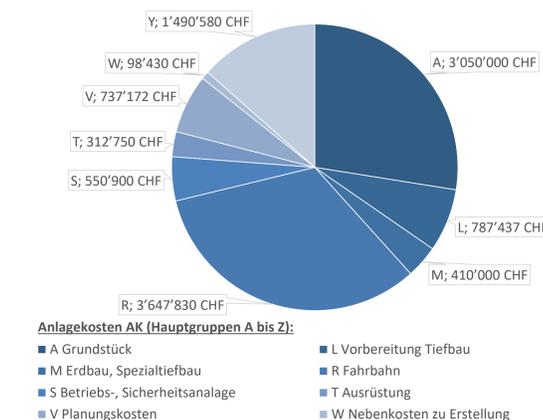


Abbildung 8: Kostenschätzung Stufe Vorprojekt (± 20 %)

## Ausblick

Offen bleibt eine mögliche Erweiterung des Projekterimeters für eine integrale Betrachtung der Dosierungsstelle im Norden. Dabei sollen der Velo- und ÖV - Netzplan miteinbezogen und die Lage der Dosierungsstelle überprüft werden. Gegebenenfalls könnten dadurch erhebliche Kosten eingespart und eine verhältnismässiger Lösung gefunden werden.



# Baugrube und Pfahlfundation Flughafenstrasse 69, 8153 Rümlang



Bachelorarbeit → QR Code scannen  
 Passwort: BA2024

## Ausgangslage

### Projektbeschreibung

Für den Neubau einer Lagerhalle an der Flughafenstrasse 69 in Rümlang sollen die Baugrubensicherung, inklusive der nötigen Wasserhaltung, sowie die Pfahlfundation für das bevorstehende Ausführungsprojekt dimensioniert werden. Die Parzelle befindet sich zwischen zwei Hotels sowie zwischen der Glatt und der Kantonsstrasse. Das Objekt verfügt über zwei Untergeschosse, welche bis auf ein Maximum ausgeleert sind. Dadurch ergeben sich enge Platzverhältnisse an den Baugrubenrändern (siehe Abbildung 1). Um die Untergeschosse erstellen zu können, wird ein Aushub von ungefähr 10m nötig, wodurch der Baugrubenabschluss zwingend abgestützt werden muss. Die Abstützungen können entlang der Glatt nicht mittels vorgespannten Ankern erfolgen. Entlang der Hotels müssen die geometrischen Gegebenheiten bezüglich der Anker/Untergeschosse beachtet werden.

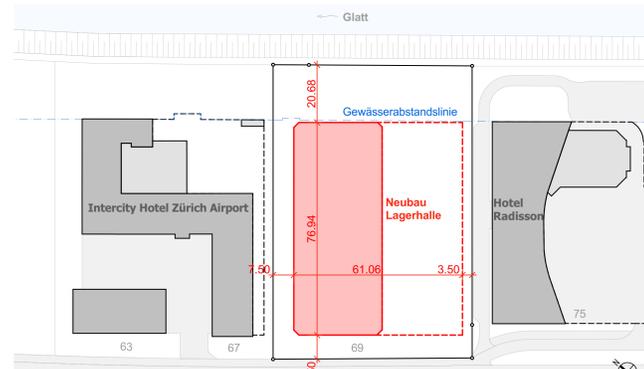


Abbildung 1 - vereinfachte Situation, ohne Massstab

### Grundlagen

Die Grundlage für das Projekt bildeten die Baugesuchpläne des Architekten, der geotechnische Bericht des Geologen und die SIA-Normen. Zusätzlich dienen die Erfahrungen des Betreuers als Grundlage.

Aus dem geotechnischen Bericht wird entnommen, dass der Baugrund bis in eine Tiefe von ungefähr 16m aus schlecht tragfähigen Delta- und Seeablagerungen besteht. Darunter folgen die tragfähige Moräne- und Molasseschicht. Die Seeablagerungen sind schlecht durchlässig und weisen einen undrainierten Zustand auf, was das Gebiet setzungsempfindlich macht. Aus diesem Grund darf der Wasserspiegel nur innerhalb der Baugrube abgesenkt werden und Vibrationen durch den Bau müssen möglichst vermieden werden. In Abbildung 2 ist der geologische Schnitt inklusive des Wasserspiegels ersichtlich. Dieser wird jedoch hinterfragt und angepasst, da Teile der benachbarten Parzellen bei dem angegebenen Wasserspiegel überflutet wären.

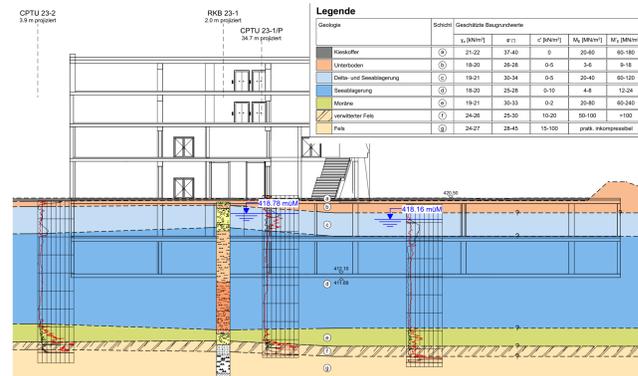


Abbildung 2 - geologischer Schnitt, ohne Massstab

## Vorgehensweise

In einem ersten Schritt musste ein Variantenstudium bezüglich des Baugrubenabschlusses, der Pfahlfundation und der Wasserhaltung erstellt werden. Diesbezüglich konnten folgende Bestvarianten bestimmt werden:

- Baugrubenabschluss: Spundwand
- Wasserhaltung: Vakuumfilterbrünnen und Pumpensümpfe
- Pfahlfundation: Kelly-Bohrpfähle

Anschliessend konnten mit Hilfe des Larix die Baugrubenabschlüsse für jede Seite berechnet werden (Abbildung 3). Modellannahmen und Plausibilisierungen des Berechnungsmodells wurden mit Hilfe von Handrechnungen und dem Plaxis 2D (Abbildung 4) überprüft. Parallel musste ein Aushubkonzept erstellt werden, um sicherzustellen, dass die Berechnungen auch praktisch ausgeführt werden können. Die Dimensionierung von Vakuumfilterbrünnen bedarf sehr viel Erfahrung und konnte dem ausführenden Unternehmer überlassen werden. Die Berechnungen bezüglich der Pfahlfundation wurden von Hand durchgeführt.

Die Baugrubenpläne und das Aushubkonzept wurden mit Hilfe von ArchiCAD 25 gezeichnet.

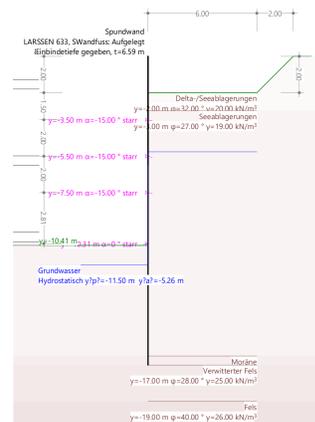


Abbildung 3 - Larix-Modell

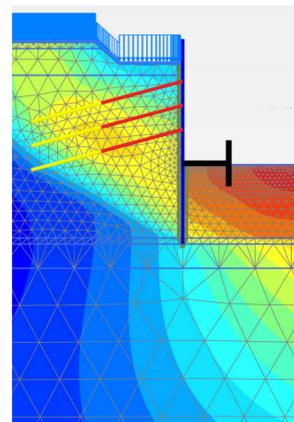


Abbildung 4 - Plaxis 2D-Modell

## Resultate

### Spundwand

Um die Erddrücke auf die Spundwand zu reduzieren wird ein Voraushub von 2m nötig. Damit die verbleibenden Erd- und Wasserdrücke, sowie die Nutzlasten aufgenommen werden können, werden Larssen 633 Doppelbohlen benötigt. Die Bohlen sind zwischen 15-17m lang und werden bis in die Moräne eingebunden. Um Setzungen zu minimieren, werden die Bohlen so weit wie möglich über Vorspannung in den Boden gedrückt und erst danach einvibriert. Entlang der Hotels und der Strasse werden 2-3 Anker-/Spriesslagen angeordnet (ersichtlich in Abbildung 5). Auf Höhe Aushubsohle muss eine Spriessplatte erstellt werden (siehe folgendes Kapitel). Der neu angenommene Wasserspiegel wird durch Drainageöffnungen in der Spundwand sichergestellt.

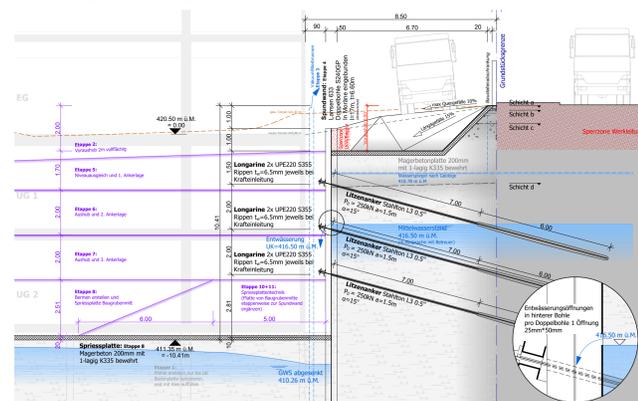


Abbildung 5 - Schnitt Flughafenstrasse, ohne Massstab

### Spriessplattentechnik

Durch die schlechte Tragfähigkeit der Seeablagerungen können die Anker, laut Angaben des Betreuers, lediglich auf eine Vorspannkraft von 250kN vorgespannt werden. Aus diesem Grund müssen die Ankerkräfte möglichst optimiert werden. Dafür sind ein optimiertes Aushubkonzept sowie die Anwendung der Spriessplattentechnik nötig. Dabei handelt es sich um ein etappenweises Vorgehen, bei welchem mittels einer Magerbetonplatte eine Abstützung auf Höhe der Aushubsohle erstellt wird (Abbildung 6). In der Berechnung kann die unterste Ankerlage gleichzeitig mit der Spriessplatte aktiviert werden, wodurch kleinere Ankerkräfte entstehen.

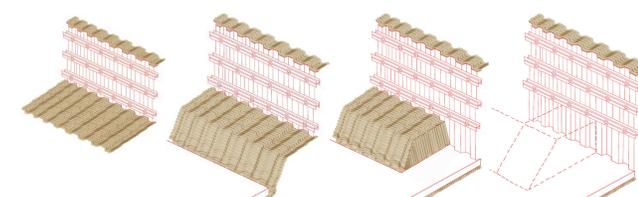


Abbildung 6 - Schema Spriessplattentechnik

### Abstützung Glatt

Entlang der Glatt wird die Abstützung mit Hilfe von Spriessen erstellt (in Abbildung 7 oben). Damit diese erstellt werden können, bedarf es eines durchdachten Aushubkonzepts. Um die Kräfte der Spriesse in die Spriessplatte und den Untergrund einleiten zu können, werden Einzelfundamente am Fuss der Spriesse erstellt. Sämtliche Abstützungen sind auf den Ausfall eines Bauteils durch Baggerarbeit bemessen.

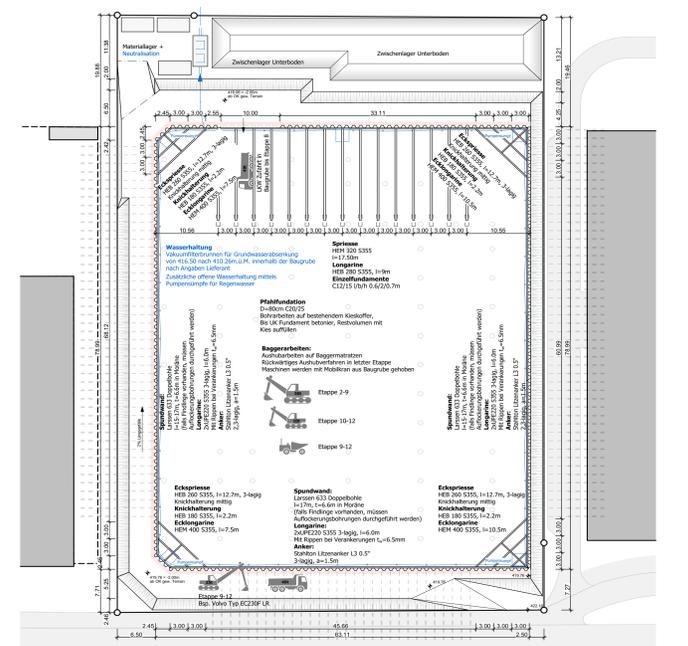


Abbildung 7 - Baugrubenplan, ohne Massstab

### Pfähle

Die einwirkenden Kräfte auf die Pfahlfundation variieren stark. Aus diesem Grund werden bei stark belasteten Pfählen Pfahlbankette erstellt, zusätzlich werden verschiedene Pfahldurchmesser angeordnet:

- D=600, Einbindung=4m, Kräfte zwischen 0-3000kN
- D=750, Einbindung=4m, Kräfte zwischen 3000-4500kN
- D=900, Einbindung=4m, Kräfte zwischen 4500-6000kN

## Schlussbetrachtung

Die Bemessung des Baugrubenabschlusses stellte sich durch die geringe Tragfähigkeit des Untergrunds als herausfordernd heraus. Eine Lösung konnte nur durch stetiges Optimieren des Aushubkonzepts und der Berechnungsmodelle erzielt werden. Die für die Berechnung angenommenen Ankerkräfte sind während der Ausführung zwingend zu überprüfen. Damit das Projekt schlussendlich ausgeführt werden konnte, müssten noch sämtliche Ausschreibungsunterlagen erstellt werden.



## Ausgangslage

### Einleitung

Bereits im Jahr 1991 mit dem in Kraft getretenen Gewässerschutzgesetzes wurde die Sicherung natürlicher Wasserkreisläufe und die Versickerung von unverschmutztem Abwasser festgehalten. Dennoch erhöhte sich die Aufmerksamkeit erst in den letzten Jahren im Rahmen von intensiven Gesprächen über den Umweltschutz durch neue Konzepte. Das sogenannte Schwammstadt Konzept zielt darüber hinaus auf einen erhöhten Wasserspeicher und Verdunstungsrate in unseren Siedlungsgebieten ab, sodass ein angenehmeres Mikroklima gebildet werden kann. Im Jahr 2020 erstellte die Limeco ein Entwässerungskonzept für das Einzugsgebiet der Abwasserreinigungsanlage (ARA) Dietikon. Unter anderem wurde die Ammonium-Entlastungsfracht der Regenbecken ermittelt. Im Einzugsgebiet Schlieren wurde eine Problematik beim Regenüberlaufbecken (RUB) Wiesenstrasse erkannt. Aufgrund der Entlastung in ein kleines Fließgewässer (Rietbach) werden Ammonium-Entlastungsfrachten von mehr als 10-facher Grösse zum Zielwert der VSA (Verband Schweizer Abwasser- und Gewässerschutzfachleute) verschrieben. Es resultiert die Gefahr der Bildung des Fischgiftes Ammoniak. Im Rahmen der vorliegenden Bachelorarbeit wurde nun eine Studie bearbeitet, welche das Reduktionspotenzial des Einzugsgebietes des RUB Wiesenstrasse bewertet und ob diese Reduktion einen massgebenden Einfluss auf die Problematik nehmen kann. In Abb. 1 ist das Regenüberlaufbecken Wiesenstrasse sowie dessen Einzugsgebiet rot hervorgehoben. Die Einzugsfläche umfasst 137.8 ha mit einer reduzierten Fläche von 62.0 ha.

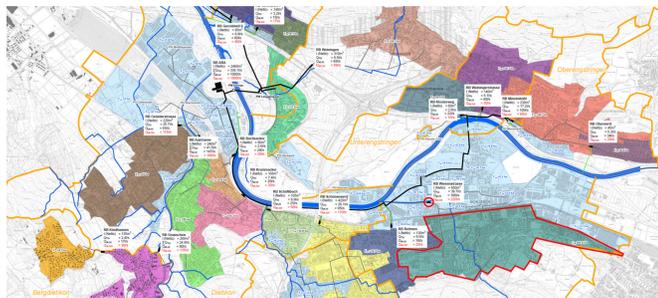


Abbildung 1: Einzugsgebiet Abwasserreinigungsanlage (ARA) Dietikon

### Eingrenzung

Die Studie untersucht das Potenzial der Integration von Schwammstadtelementen in bestehende Infrastrukturen im Liegenschaftsbereich. Um den Umfang zu begrenzen, werden ausgewählte Studienggebiete untersucht und eine Hochrechnung auf das gesamte Einzugsgebiet des RUB Wiesenstrasse vorgenommen. Die Massnahmen zur Reduktion des Abflussbeiwertes werden kategorisiert und priorisiert, um den Aufwand und Nutzen zu bewerten. Wichtige Aspekte sind das Verhältnis von bebauter Fläche zu Parzellenfläche, die Sickerfähigkeit des Untergrunds, der Flurabstand sowie Gewässer- und Grundwasserschutzbereiche. Diese Kriterien bestimmten die Wahl der Studienggebiete, um die Resultate für die Hochrechnung auf das gesamte Einzugsgebiet möglichst aussagekräftig zu ermitteln.

## Vorgehensweise

### Analyse des Einzugsgebietes

Um die Resultate für das Einzugsgebiet möglichst repräsentativ ermitteln zu können, wurde eine Flächenanalyse diverser Einflussfaktoren für das gesamte Einzugsgebiet durchgeführt. Als Grundbaustein dienten die vorliegenden Zonen, sodass die Ergebnisse auch für weitere Gemeinden genutzt werden können. Anhand der gewonnenen Erkenntnisse aus der Flächenanalyse wurden analoge Gebiete innerhalb des Einzugsgebietes gesucht. Die Abb. 2 zeigt die Vorgabe der Bodenbedeckungsverhältnisse in der Zonengruppe, während Abb. 3 die Verhältnisse des gewählten Studienggebietes zeigt.

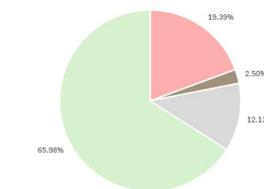


Abbildung 2: Vorgabe Bodenbedeckung

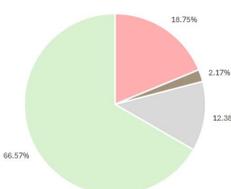


Abbildung 3: Wahl Studienggebiet

### Variantenstudium

Anhand der Bestandsanalyse wurde festgestellt, dass das RUB Wiesenstrasse bereits bei kleinen Niederschlägen überlastet ist. Um einen massgebenden Einfluss auf die Entlastungsfracht zu nehmen, wird das Ziel verfolgt, möglichst flächendeckend die kleinen Niederschläge innerhalb der Parzellen zu versickern. Um dies erreichen zu können, wurden diverse auf die Örtlichkeit und Problematik abgestimmte ober- und unterirdische Versickerungs- und Retentionstypen vorgeschlagen. Als Beispiel dient die Retentionsmulde in Abb. 4, auch bei geringer Sickerfähigkeit und engen Platzverhältnissen ist das Ziel umsetzbar. Neben den diversen Entwässerungstypen wurden ebenfalls Integrationsbausteine erarbeitet, welche die Eingliederung der Entwässerungstypen in den Bestand ermöglichen. Das grösste Potenzial stellt dabei die Öffnung und Einleitung der bestehenden Fallrohre von Schrägdächern in Versickerungsmulden dar (Abb. 5/6).

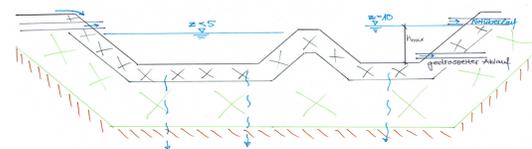


Abbildung 4: Ausbildung einer Retentionsmulde (Schnitt)



Abbildung 5: Fassadennahe Mulde



Abbildung 6: Naturnahe Rinne

### Reduktionspotenzial

Das Reduktionspotenzial wurde anhand von Bestandsplänen definiert. Als Grundlage dienten die Daten der amtlichen Vermessung, der Orthofotos und ergänzenden Feldaufnahmen. Mittels der definierten Potenzialflächen und den Bausteinen des Variantenstudiums wurde nachfolgend ein Massnahmenkonzept erarbeitet. Als Beispiel dient das Studienggebiet 1, welche in Abb. 7 bis 9 die einzelnen Arbeitsschritte darstellen.



Abbildung 7: Bestandsplan (Grundlage für Potenzialstudie)



Abbildung 8: Potenzialflächen (eingefärbt = vorhandenes Potenzial)



Abbildung 9: Massnahmenkonzept

Nachdem die Potenzialflächen definiert waren, wurde das Reduktionspotenzial des Abflussbeiwertes pro Studienggebiet bestimmt. Neben der reduzierten Einzugsflächen wurden ausserdem neue Retentionsvolumen erschaffen, welche ebenfalls einen hohen Mehrwert für das RUB darstellen. Anhand der gewonnenen Ergebnisse wurde die Hochrechnung durchgeführt.

## Resultate und Fazit

### Resultate

Zonengruppe	Abkürz.	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Abflussbeiwert		Retention	
			Bestand	Neu	Neu	Neu
			ψ <sub>s</sub>	ψ <sub>s</sub>		[m <sup>3</sup> ]
ZG 1		253'375	0.29	0.06		0
ZG 2		304'275	0.37	0.11		169
ZG 3		63'562	0.58	0.31		151
ZG 4		139'167	0.75	0.34		296
ZG 5		122'226	0.43	0.08		28
ZG 6		231'720	0.07	0.01		0
<b>Liegenschaften</b>		<b>1'114'325</b>	<b>0.36</b>	<b>0.12</b>		<b>644</b>
<b>Strasse / Bahn</b>		<b>263'345</b>	<b>0.85</b>	<b>0.85</b>		

Tabelle 1: Resultate des reduzierten Abflussbeiwertes

In der Tabelle 1 sind die einzelnen Reduktionen des Abflussbeiwertes erkennbar. Das grösste Potenzial befindet sich im Bereich der Dachentwässerung, da mit geringem Eingriff eine grosse Fläche vom Kanalnetz getrennt werden kann. Die nun reduzierte Einzugsfläche wurde auf ihre resultierende Entlastungsfracht in den Rietbach geprüft. Mit der Umsetzung aller Massnahmenkonzepte kann der Orientierungswert der VSA unterschritten werden (siehe Tabelle 2, gelbe Spalte).

Massnahmen	Fläche [m <sup>2</sup> ]	Abflussbeiwert ψ <sub>s</sub>	Entlastungsfracht (kg/a)/(m <sup>2</sup> /s)
Bestand	1'114'325	0.355840	2'137
Alle Kategorien, ohne Retention	1'114'325	0.116484	655
Alle Kategorien, mit Retention	1'114'325	0.116484	460
Kategorie A, ohne Retention	1'114'325	0.205596	1'162
Kategorie A, mit Retention	1'114'325	0.205596	863
Kategorie B, ohne Retention	1'114'325	0.264425	1'551

Tabelle 2: Resultate der gewässerspezifischen Entlastungsfracht

### Fazit

Die Studie ergibt somit, dass ein massgebender Einfluss mit der Integration von Schwammstadtelementen im Bereich der Liegenschaften erreicht werden kann. Ausschlaggebend ist jedoch die Bereitschaft der Liegenschaften Besitzer. Es müssen Erleichterung und Hilfestellungen durch die Stadt Schlieren und den Kanton Zürich geschaffen werden. Die Integration von Schwammstadtelementen ist ein Mehrwert für alle Lebewesen und unsere Umwelt. Das Regenwasser soll zukünftig keine Problematik mehr darstellen, sondern ein Gestaltungselement in unserem Siedlungsgebiet sein (Abb. 10).



Abbildung 10: Regenwasser ein Element der Gestaltung und des Erlebnisses



## Objektbeschreibung



Abbildung 1: Längsschnitt

In Benken, St.Gallen soll ein neues Schulhaus entstehen. Das bearbeitete Projekt hat den Architekturwettbewerb gewonnen und wird in dieser Arbeit weiter ausgearbeitet. Wie in Abbildung 1 zu sehen ist, werden die unteren beiden Geschosse vor allem durch die Turnhalle beansprucht, während die oberen beiden Geschosse für Schulzimmer und Verwaltung vorgesehen sind. Inklusive der Decke über der Turnhalle soll die Konstruktion als Holzbau ausgeführt werden. Das Gebäude hat eine Grundrissfläche von ungefähr 17 x 40 m und eine Gebäudehöhe von rund 13 m. Für das Schulhaus wird das Tragwerkskonzept auf Stufe „Vor- / Bauprojekt light“ entwickelt und dementsprechend bemessen. Zusätzlich zu den einwirkenden Lasten werden auch die bauphysikalischen Einflüsse wie Brandverhalten, Schallschutz und Wärmedurchgang berücksichtigt.

## Variantenstudium

Da das gesamte Tragwerk die Turnhalle im Untergeschoss überspannt, ist der Lastabtrag in vertikaler Richtung zentral für die Gestaltung der Tragkonstruktion. Die vertikalen Lasten müssen über der Turnhalle abgefangen und in die Aussenwände geleitet werden. Dafür wurden im Rahmen des Vorprojekts zwei Varianten untersucht, welche folgend dargestellt werden.

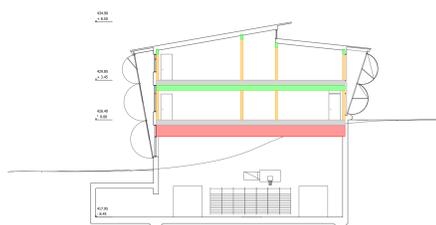


Abbildung 2: Variante 1 Zwillingsträger

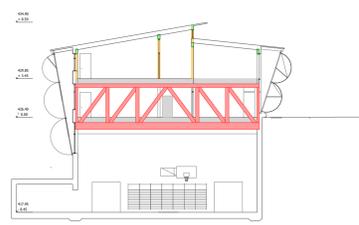


Abbildung 3: Variante 2 Fachwerk

In der Variante 1 wird die Turnhalle von Trägern aus Baubuche überspannt. Diese Träger werden als Zwillingsträger angeordnet und tragen die Lasten aus den oberen beiden Geschossen ab. Die Träger können, wie in der Abbildung 1 ersichtlich, mit einem maximalen Abstand von 7.8 m angeordnet werden. In der Variante 2 werden anstelle von den Baubuchenträgern Fachwerke in den Schulzimmertrennwänden integriert. Da die Schulzimmertrennwände einen Achsabstand von 10 m haben, müssen in dieser Variante auch die Decken 10 m weit gespannt werden. Die Wahl fällt auf die Variante 1, da mit dieser Variante der Deckenaufbau aufgrund der geringeren Spannweite kleiner gewählt werden kann.

## Einwirkungen

Für die Bemessung des Schulhauses müssen verschiedene Einwirkungen ermittelt und berücksichtigt werden. Grundsätzlich setzen sich die Einwirkungen aus vertikalen und horizontalen Komponenten zusammen. Die vertikalen Kräfte wirken infolge des Eigengewichts, Nutzlast, Auflast und Schneelast. In horizontaler Richtung wirken Wind- und Erdbebenlasten, wobei die Erdbebenlasten massgebend werden.

## Vertikaler Lastabtrag

Die vertikalen Lasten aus dem Dach werden über Pfetten in die darunterliegenden Stützen im Obergeschoss geleitet. Wie in der Abbildung 4 zu sehen ist, liegen die Decken im Obergeschoss auf Unterzügen auf, welche ebenfalls die vertikalen Lasten in die darunterliegenden Stützen leiten. Die Stützen aus dem Erd- und Obergeschoss werden übereinander angeordnet.

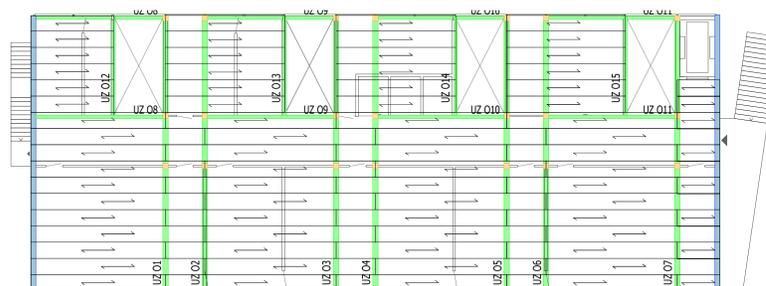


Abbildung 4: Unterzüge OG

## Horizontaler Lastabtrag

Horizontal wird das Gebäude durch aussteifende Wände in Querrichtung und Windverbände in Längsrichtung aussteift. Die Kräfte werden über die Wände und die Windverbände in die Betonwände geleitet und verankert. Für die Windverbände wird ein Zugstabsystem von Halften Detan gewählt, welches mit den Stützen und Druckriegeln zusammen als Windverband wirkt. In der Abbildung 5 wird der Windverband der Westfassade dargestellt.

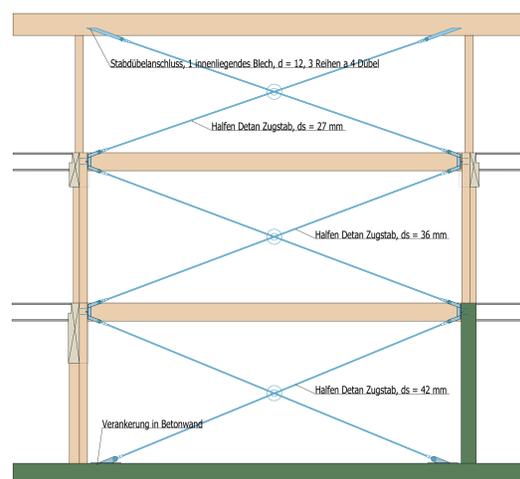


Abbildung 5: Ansicht Windverbände Westseite

## Detailpläne

Als Ergebnis aus den Berechnungen im statischen Bericht werden Detailpläne entwickelt. Diese werden zuerst konzeptionell von Hand und anschliessend als CAD Pläne erstellt. In der Abbildung 6 ist der Anschluss der Windverbände dargestellt. Die Lagerung und Verankerung der Wand und Deckenelemente in der Betonwand ist in der Abbildung 7 zu sehen. Durch die horizontalen Kräfte auf die aussteifenden Wände entstehen Zugkräfte, welche mit einer Zugverankerung, wie in Abbildung 8 dargestellt, verankert werden können.

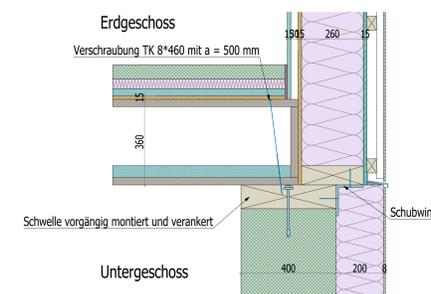


Abbildung 7: Auflager Aussenwand EG

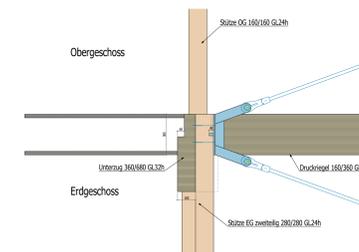


Abbildung 6: Anschluss Windverbände

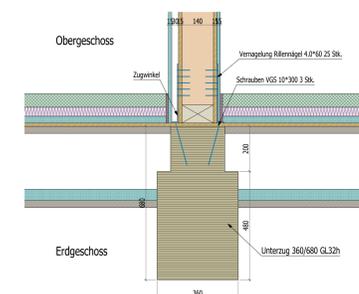


Abbildung 8: Zugverankerung Innenwand

## Kostenschätzung

Gesamtkosten		Preis (CHF)
Kosten Bauteile		1'325'328
Pauschalen		124'760
UN-Koordination / AVOR	8%	116'007
Bauingenieur Holzbau alle Phasen	7%	101'506

**Totale Kosten exkl. Mehrwertsteuer 1'667'601 CHF**

Abbildung 8: Kostenschätzung

Die Kosten belaufen sich auf 1.67 Mio. CHF (+/- 20 %). Dies beinhaltet den Rohbau in Holzbauweise inklusive der Verarbeitung im Werk, sowie Arbeiten vor Ort. Weiter sind Pauschalen sowie Kosten für Arbeitsvorbereitung und Bauingenieurhonorar beinhaltet.

## Fazit

Das Projekt ist auf Stufe „Vor- / Bauprojekt light“ abgeschlossen. Die Dimensionierung des Tragwerks ist im statischen Bericht in Form von Nachweisen dokumentiert. Die wichtigsten Tragwerks-teile und Anschlüsse sind im technischen Bericht festgehalten. Die Aufbauten wurden inklusive der bauphysikalischen und brandschutztechnischen Anforderungen bestimmt und Vorschläge für die Lösung der wichtigsten Details gemacht. Auf der Grundlage dieses Vor- / Bauprojekts light kann das Bauprojekt fertig ausgearbeitet und die Baueingabe eingereicht werden.



## Ausgangslage

### Projektbeschreibung

Im Rahmen dieser Bachelorarbeit wird das mehrstöckige Gebäude des Projekts „Studentisches Wohnen Loki“ analysiert und auf Vorprojektebene bemessen. Das Projekt, das mitten in Winterthur realisiert werden soll, bietet Studierenden die Möglichkeit eines zeitlich begrenzten Wohnaufenthaltes. Das neue Gebäude besteht aus sechs Obergeschossen und einem Untergeschoss. Mit einer Grundrissfläche von 18,2 m x 79,6 m und einem Flachdach, das sich etwa 20 m über dem Gelände befindet, wird es eine bedeutende Struktur im städtischen Raum darstellen. Die Konstruktion soll vorwiegend als Stahlbetonbau ausgeführt werden. Der Grundriss und Schnitt dazu sind in den Abbildungen 1 und 2 ersichtlich.



Abbildung 1: Grundriss 2.OG

### Grundlagen

Als Grundlagen für diese Arbeit dienten die SIA-Normen, die Schneider Bautabellen sowie die von den Architekt:innen bereitgestellten Pläne. Diese Pläne wurden von den Architekt:innen in Form von PDF-Dateien zur Verfügung gestellt. Die Abbildungen 1 und 2 zeigen zwei dieser Pläne zur Veranschaulichung, für die Modellierung im Statikprogramm wurden die ursprünglichen PDF-Dateien zunächst in ein CAD-Programm importiert und dort in das DXF-Format umgewandelt. Dieser Schritt war notwendig, um die Pläne für die statische Berechnung und Modellierung nutzen zu können, da DXF-Dateien eine präzisere und kompatibelere Grundlage für die Arbeit im Statikprogramm bieten.

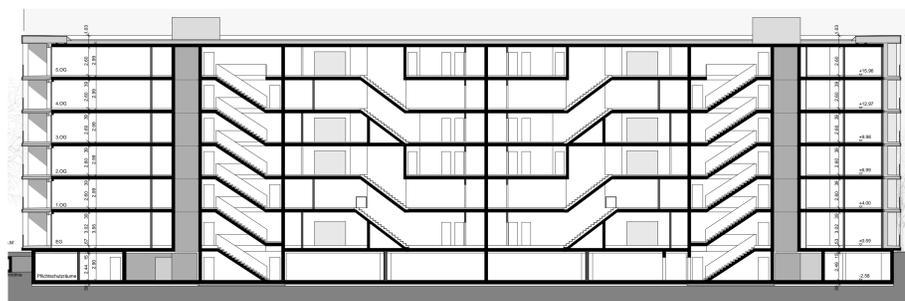


Abbildung 2: Schnitt A

## Vorgehensweise

### Variantenstudium

Im Variantenstudium wurden zwei Varianten ausgearbeitet und anhand verschiedener Kriterien verglichen. Dabei wurde die Nachhaltigkeit der Varianten anhand der verursachten Umweltbelastungspunkte (UBP) bewertet. Zusätzlich wurden die Materialkosten für den Rohbau und die Flexibilität, den Grundriss in Zukunft umgestalten zu können, berücksichtigt. Die beste Variante wurde anhand dieser Kriterien bestimmt und im weiteren Verlauf des Projekts modelliert und bemessen. In der Abbildung 3 ist das statische Modell der Bestvariante visualisiert.

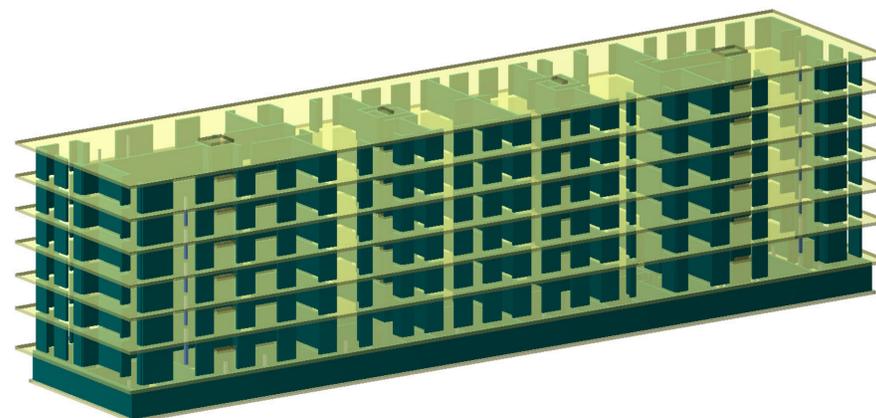


Abbildung 3: statischen Modell

### horizontaler Lastabtrag

Die horizontalen Lasten setzen sich aus Windkräften und Erdbebenkräften zusammen, wobei die Einwirkung durch Erdbeben den massgebenden Fall darstellt. Die Horizontallasten werden über die Decken in die Erdbebenwände geleitet. Diese stark bewehrten Wände führen die Kräfte über alle Geschosse hinweg bis in die Fundamente des Gebäudes. In der folgenden Abbildung 4 sind die tragenden Wände grün und die Erdbebenwände rot dargestellt.



Abbildung 4: Grundriss 2.OG mit markierten Wänden

### vertikaler Lastabtrag

Im statischen Modell der Abbildung 3 ist zu sehen, dass die Grundrisse der Geschosse sehr regelmässig aufgebaut sind. Aus diesem Grund konnten alle Wände, welche über alle Obergeschosse durchgehend verlaufen, als tragende Elemente angesetzt werden. Somit ergibt sich ein direkter Lastabtrag durch die Wände, ohne die riesigen spannungen zu erzeugen, die durch versetzte Wände entstehen können.

## Resultate

### Anpassungen Untergeschoss

Wie in Abbildung 5 ersichtlich, unterscheidet sich der Grundriss des Untergeschosses von den Obergeschossen, was zu hohen Spannungen in der Deckenplatte führt. Um dies auszugleichen, wurden konstruktive Verstärkungen und Anpassungen vorgenommen, wobei alle rot umrandeten Elemente hinzugefügt oder verschoben wurden.

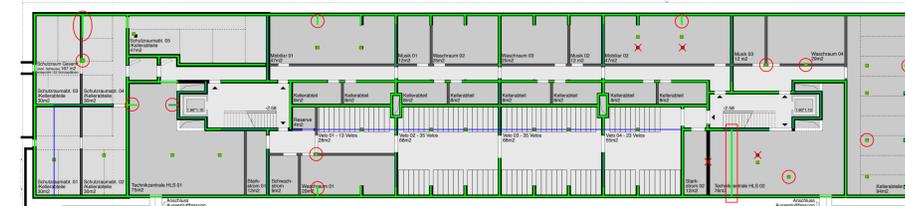


Abbildung 5: anpassungen am UG

### Durchstanzen

Aufgrund der hohen Lasten, die im Untergeschoss nicht direkt abgetragen werden können, sind grosse Durchstanzbewehrungen erforderlich, um die Lasten in die Wände zu leiten. Ein Beispiel ist in Abbildung 6 dargestellt.

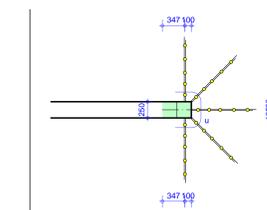


Abbildung 6: Durchstanzbewehrung

## Fazit und Ausblick

Die Dimensionierung und Auslegung des Untergeschosses erwies sich als äußerst anspruchsvolle Aufgabe. Durch die sorgfältige Planung der konstruktiven Verstärkungen und die effektive Implementierung der Durchstanzbewehrungen konnten diese Herausforderungen erfolgreich bewältigt werden. Für den Abschluss des Vorprojekts sind jedoch noch verschiedene Nachweise erforderlich, die im Bericht detailliert aufgeführt sind. Diese letzten Schritte sind entscheidend, um das Projekt erfolgreich voranzutreiben und die geplanten Ziele zu erreichen.



## Ausgangslage

Auf der Nationalstrasse N01 und vorallem auf dem Abschnitt zwischen Luterbach (SO) und Härkingen (SO) kommt es regelmässig zu Kapazitätsüberlastungen. Um einen Ausweichverkehr auf das untergeordnete Kantonsstrassennetz vermeiden zu können, wird dieser Autobahnabschnitt auf sechs Fahrbahnen ausgebaut. Dieser Ausbau betrifft auch den Autobahnanschluss der Nationalstrasse N02 bei Härkingen. In diesem Anschlussbereich überquert, bei Egerkingen (SO), die Gäustrasse mit einer Überführung die Nationalstrasse N02. Das Überführungsbauwerk wurde 1966 erbaut und ist nicht auf den verbreiterten Ausbau der Nationalstrasse ausgelegt. Daher wird dieses Brückenbauwerk (in Abbildung 1 rot umkreist) durch einen Ersatzneubau ersetzt. Die Linienführung der Gäustrasse soll beibehalten werden.

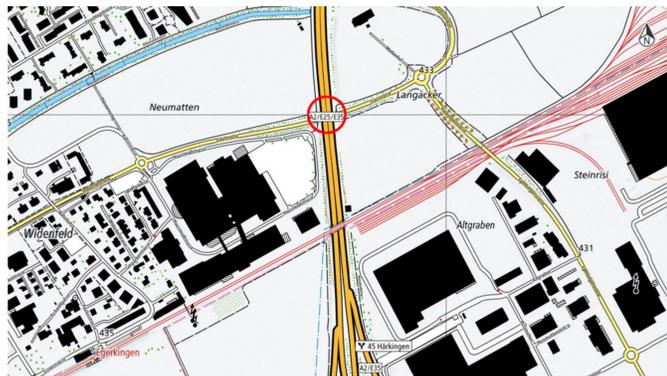


Abbildung 1: Kartenausschnitt Übersicht Swiss Geoportal

## Aufgabenstellung

In dieser Bachelorarbeit soll eine Projektmappe, auf dem Stand Vorprojekt, zum Ersatzneubau der Überführung Gäustrasse erstellt werden. Darin muss ein praxisorientiertes Tragwerkskonzept inklusive Vorspannungskonzept enthalten sein. Aus den daraus bestimmten Grundlagen soll ein Variantenstudium, zur Wahl eines passenden Brückenquerschnittes, erstellt werden. Im Anschluss müssen die Anforderungen an die Nutzung des Bauwerkes in der Nutzungsvereinbarung festgehalten werden. Auf Basis dieses Dokumentes soll die Projektbasis und im Anschluss ein prüffähiger Statischer Bericht erstellt werden. Die im Statischen Bericht berechneten Dimensionen der Bewehrung, müssen in einem praxisorientierten Bewehrungsplan festgehalten werden.

## Tragwerkskonzept mit Vorspanngeometrie

Das Tragwerkskonzept (in Abbildung 2 ist der Längsschnitt dargestellt) dient als Grundlage für alle statischen Berechnungen. Darin enthalten ist ein grober konstruktiver Aufbau mit Bemassung der Dimensionierungen und der Materialisierung der Brücke. Dieser Aufbau entspricht in seinen Grundzügen dem Bestand der Brücke. Das statische System ist in rot gekennzeichnet. In diesem System ist eine einseitig fixe Lagerung des Überbaus ersichtlich. Zusätzlich sind die verschiedensten Einwirkungen, welche auf die Brücke wirken, dargestellt. Die Geometrie der Vorspannkabel innerhalb des Brückenquerschnittes sind unterhalb des Längsschnittes, mit den genauen Abstandsbezeichnungen, dargestellt.

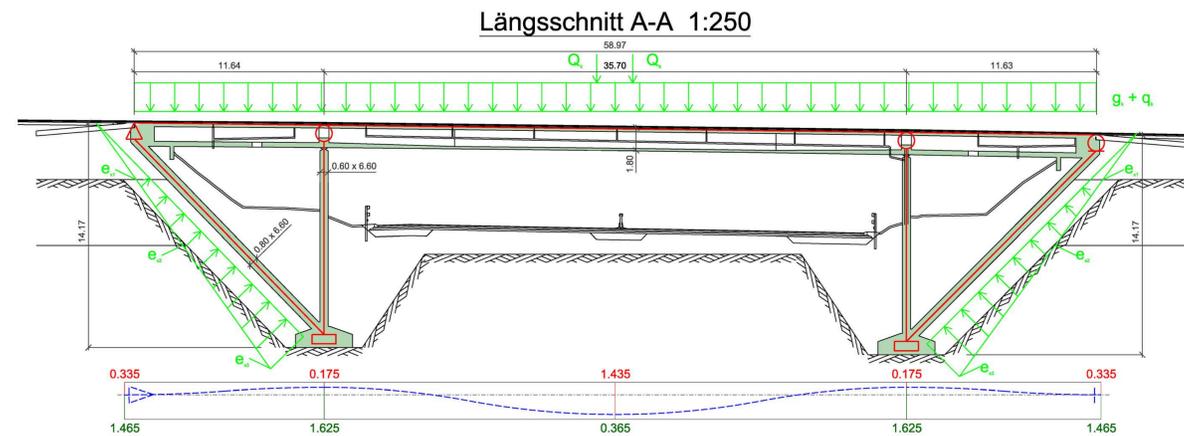


Abbildung 2: Längsschnitt, Tragwerkskonzept mit Vorspanngeometrie

## Variantenstudium Querschnitte

Für den geplanten Ersatzneubau der Brücke gibt es drei verschiedene Querschnittsoptionen. Die Querschnittsoption Massivplatte (Abbildung 3, links) ist geometrisch am einfachsten. Allerdings verursacht diese Querschnittsvariante den mit Abstand grössten Beton- und Vorspannstahlverbrauch. Bei der Querschnittsvariante Plattenbalken (Abbildung 3, mittig) entsteht hingegen der kleinste Betonverbrauch. Jedoch ist dieser Querschnitt sehr torsionsweich, was in allfällig gegen ungleichmässige Belastungen macht. Im Variantenstudium kann daher der Hohlkastenquerschnitt (Abbildung 3, rechts) am meisten überzeugen. Er ist, wegen seines geschlossenen Querschnittes, sehr torsionssteif und ist mit seinen Hohlkästen auch wartungsfreundlicher für Werkleitungen. Ebenfalls überzeugt er mit seinem guten Verhältnis von Eigengewicht zu Nutzlasten. Für die weitere Planung wird daher ein Hohlkastenquerschnitt konstant über die gesamte Brückenlänge vorgesehen.

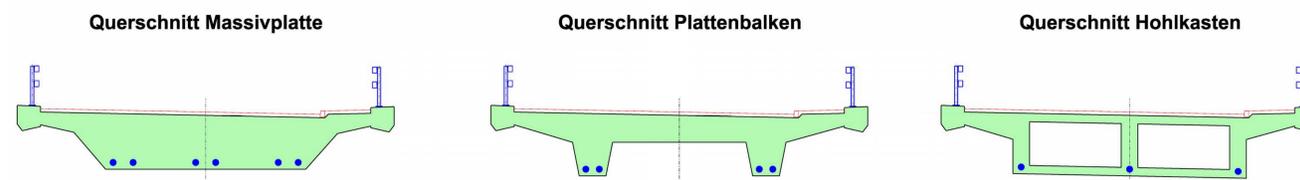


Abbildung 3: Querschnitte Variantenstudium

## Computer-Statikmodell

Auf Basis des Tragwerkskonzeptes und des Variantenstudiums wird, zur Berechnung der Schnittkräfte, ein Stabstatikmodell längs zur Brücke im Programm STATIK 9 verwendet.

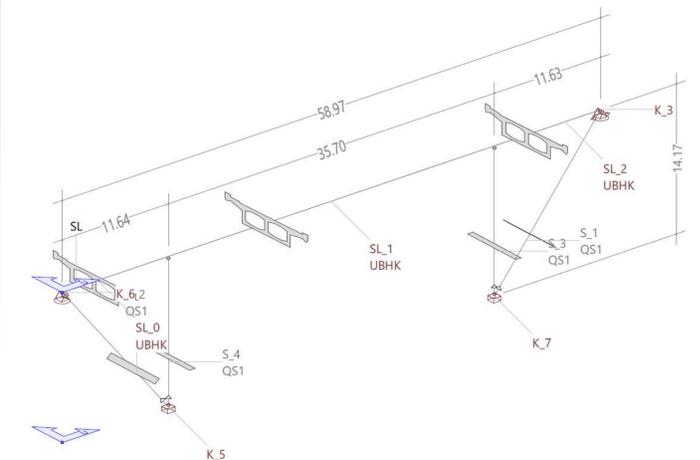


Abbildung 4: Stabstatikmodell Brücke längs im STATIK 9

## Bewehrungsplan

Im Bewehrungsplan sind alle aus der Nachweisführung hervorgegangenen Bewehrungsangaben enthalten. Exemplarisch dafür ist in Abbildung 5 ein Querschnitt des Bewehrungsplanes dargestellt.

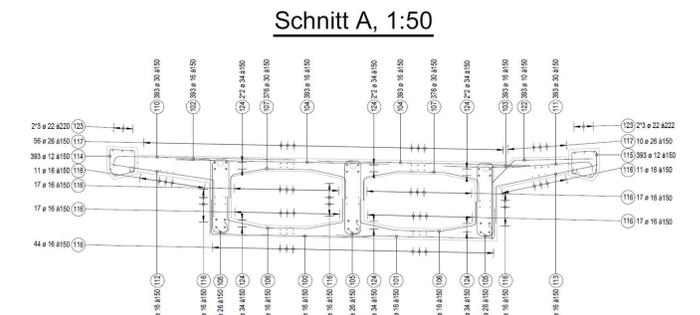


Abbildung 5: Ausschnitt Bewehrungsplan Überbau, Schnitt A

## Fazit

Im Rahmen dieser Bachelorarbeit wurde eine Bewehrung entwickelt und nachgewiesen. Diese kann allen zu erwartenden Gefährdungsbildern gerecht werden. Die erarbeitete Projektmappe bildet einen soliden Grundstein für die weitere Planung und Konstruktion der Brücke.



## Ausgangslage

Der 21,9 km lange Abschnitt der Nationalstrasse N01 zwischen Luterbach und Haerkingen, eröffnet 1966, ist regelmässig überlastet und erfüllt nicht mehr die heutigen gesetzlichen Anforderungen. Die zunehmende Verkehrsdichte führt zu häufigen Staus und unerwünschtem Ausweichverkehr auf kleinere Strassen. Um diese Engpässe zu beseitigen, soll der Abschnitt ab 2023 auf sechs Fahrstreifen erweitert werden.

Ein zentrales Bauwerk, die Überführung Gäustrasse Egerkingen (in Abbildung 1 rot markiert), wird den Anforderungen des erweiterten Ausbaus nicht gerecht und muss durch einen Neubau ersetzt werden. Dieser Neubau wird entlang der bestehenden Linienführung errichtet und ermöglicht eine Anpassung der Fahrspuren sowie der Anschlussgeometrie für den 6-Spur-Ausbau.

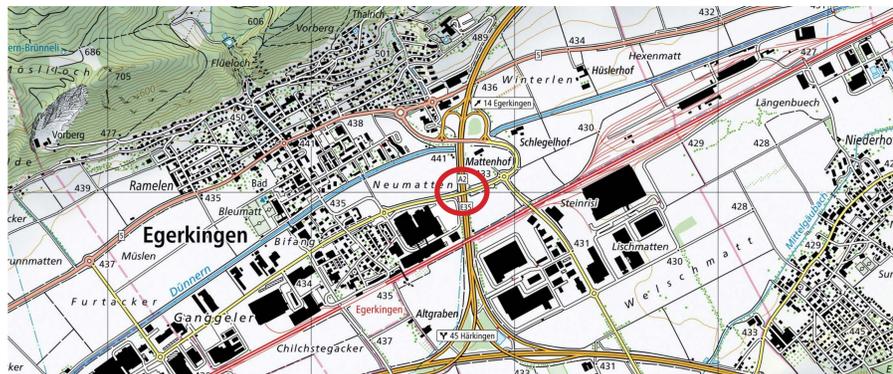


Abbildung 1: Übersichtskarte

## Tragwerkskonzept

Die Brücke wird aus Stahlbeton hergestellt und als Dreifeldträger konzipiert. Ihre Spannweite zwischen den beiden Stützen beträgt 35,70 m, die Gesamtlänge der Brücke 58,97 m (Abbildung 2). Die überführte Gäustrasse bleibt mit zwei entgegengesetzten Fahrstreifen und einem Gehweg unverändert, was eine Gesamtbreite von 10,90 m ergibt.

Die vertikalen Lasten werden durch zwei Stützen und Randaufleger in das Fundament und den Boden abgeleitet. Die eingespannten Stützen können auch horizontale Kräfte, wie Erdbeben, aufnehmen. Um Zwängungen durch Temperaturendehnungen zu vermeiden, ist die Brücke nur auf der linken Seite fest gelagert. Die übrigen Auflager sind horizontal verschieblich.

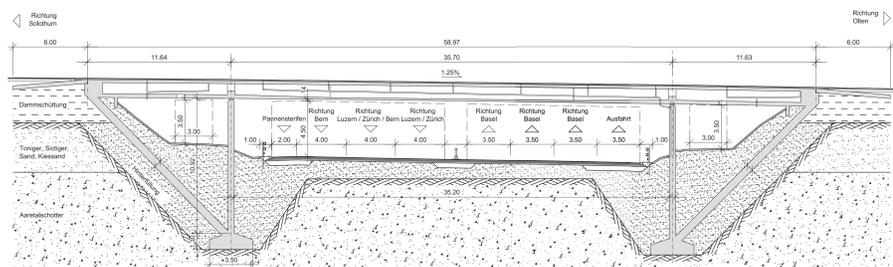


Abbildung 2: Längsschnitt Brücke

## Variantenstudium

Um den optimalen Querschnitt für die Brücke zu bestimmen, wurde ein Variantenstudium durchgeführt. Dabei wurden für die verschiedenen Querschnitte Biege- sowie Querkraftbemessungen durchgeführt. Zusätzlich wurde die Durchbiegung in Längs- und Querrichtung untersucht. In den Abbildungen 3-5 sind die Geometrien, die Vorspannkabel (orange) und die Schwerachsen (gestrichelt) dargestellt.

### Massivplatte

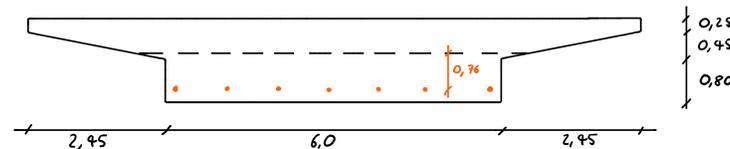


Abbildung 3: Querschnitt Variante Massivplatte

### Plattenbalken

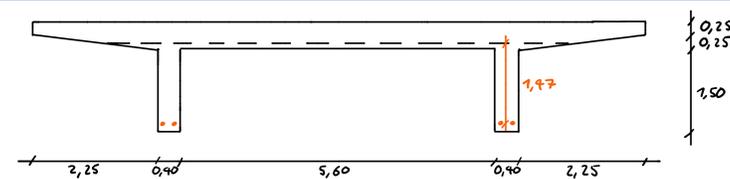


Abbildung 4: Querschnitt Variante Plattenbalken

### Hohlkasten

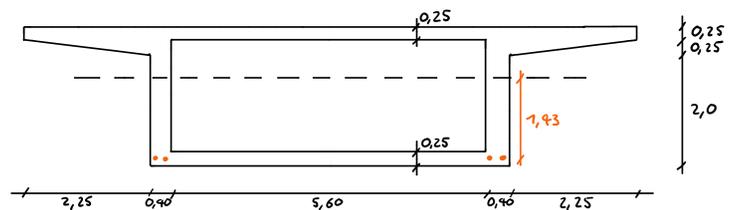


Abbildung 5: Querschnitt Variante Hohlkasten

### Bestvariante

Die drei Varianten wurden auf ihre Vor- und Nachteile untersucht. Als Bestvariante wählte ich den Hohlkastenquerschnitt, da dieser eine grosse statische Höhe aufweist und weniger Beton benötigt.

## Vorspannung

Durch die Vorspannung kann dem Biegemoment entgegengewirkt werden. Dies ist besonders bei grossen Spannweiten hilfreich, um eine wirtschaftliche Bauweise zu gewährleisten. In Abbildung 6 sind die Abstände zur Schwerachse eingezeichnet. Die Vorspannung wurde so dimensioniert, dass die Momente, die durch die ständigen Lasten entstehen, aufgenommen werden können.



Abbildung 6: Längsschnitt Brückenträger mit zwei Vorspannkabel

## Nachweisführung

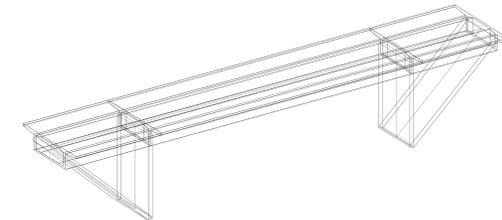


Abbildung 7: Cubus-Modell

### Tragsicherheit

Anhand des Cubus-Modells (Abbildung 7) wurden die Nachweise für Biegung, Querkraft und Torsion untersucht sowie die Ermüdung durch Verkehrsbelastungen analysiert. Der Quernachweis erforderte eine Erhöhung der oberen Platte des Hohlkastens von 0,25 m auf 0,40 m, während die übrigen Geometrien aus der Vordimensionierung übernommen wurden. Zur Dimensionierung der Stützen und Fundamente wurden Nachweise für Normalkraft und Biegung geführt, um die erforderliche Bewehrung an den verschiedenen Stellen zu ermitteln.

### Gebrauchstauglichkeit

Die Nachweise für die Gebrauchstauglichkeit wurden ausschliesslich für den Überbau untersucht. Dabei wurden die Durchbiegung sowie die Begrenzung der Rissbreiten analysiert und erfüllt.

## Bewehrungsskizze

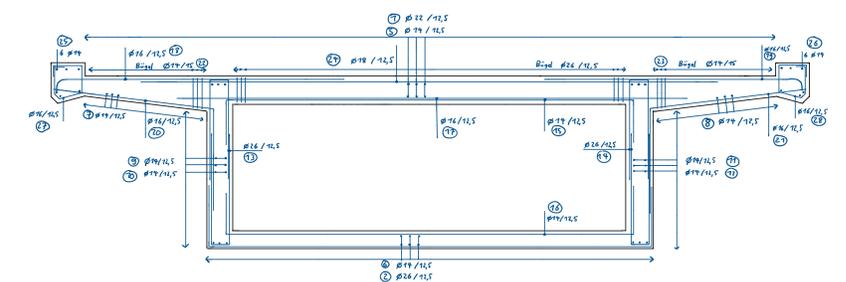


Abbildung 8: Bewehrungsskizze Querschnitt in Feldmitte

In der Bewehrungsskizze (Abbildung 8) ist die erforderliche Bewehrung in Feldmitte angegeben. Es wurde die minimal erforderliche Bewehrung gewählt, um alle Nachweise zu erfüllen. Zudem wurde überall die notwendige Mindestbewehrung eingelegt.

## Fazit

Es konnten alle Nachweise für die Tragsicherheit sowie auch für die Gebrauchstauglichkeit vollständig erfüllt werden. Es besteht jedoch noch Potenzial, den Querschnitt in Bezug auf Geometrie und Bewehrung zu optimieren. Durch eine solche Optimierung lässt sich eine nachhaltigere Bauweise realisieren.



# Seewasserwärme Lengg Baugrube Seewasserzentrale „Wässerig“



Bachelorarbeit → QR Code scannen  
Passwort: BA2024

## Projektbeschreibung

Im Zusammenhang mit dem geplanten Energieverbund Lengg für das Gesundheitscluster Lengg wird auf der Wässerig-Wiese eine Seewasserzentrale für Pumpen, Wärmetauscher etc. realisiert. Die Anlage wird im Endzustand vollständig unterirdisch sein. Um die Seewasserzentrale während dem Bau vor Einwirkungen aus dem Baugrund zu schützen, ist im Rahmen der Bachelorarbeit die Baugrube zu entwerfen und zu dimensionieren.



Abbildung 1: Übersichtsplan Energieverbund Lengg

## Baugrundmodell

Der seenahe Standort ist von schlecht tragfähigem und empfindlichem Baugrund (Künstliche Auffüllung, Seeablagerungen) geprägt. Darunter befinden sich tragfähigere Moräne- und Molasse-Schichten. Der Grundwasserspiegel liegt auf 406.00 m ü. M., ca. 2 m unter Terrain.

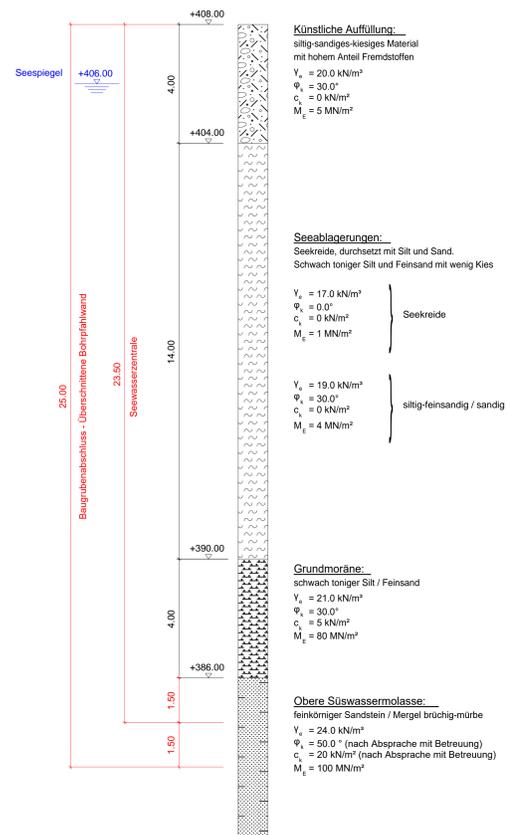


Abbildung 2: Baugrundmodell

## Variantenstudium

### Baugrubenform

Die geologischen Gegebenheiten und die Anforderungen der Bauherrschaft an die Seewasserzentrale sollen in einem Variantenstudium berücksichtigt und abgedeckt werden. Untersucht werden die Formen Quadrat, Rechteck, Kreis und Sechseck.

Die kreisförmige Baugrube wird als Bestvariante gewählt. Grund dafür ist insbesondere das statische Modell. Zudem kann auf innenliegende Abstützungen verzichtet werden, was günstig für den Bauablauf ist.

### Baugrubenabschluss

Als Bestvariante wird für den Baugrubenabschluss eine geschlossene Bohrpfahlwand gewählt. Die wesentlichen Vorteile sind:  
- Ausführbarkeit (Baugrubenform- und tiefe)  
- Eignung Boden  
- Wasserdichtigkeit  
- Statik  
- Deformationsarm

## Statisches Modell

Die runde Baugrubenform stellt statisch gesehen einen Druckring dar, der sich selbst abstützt und so ohne zusätzliche Verankerungen auskommt. Bei gleichmässiger Belastung resultieren keine Momente und Querkräfte und sämtliche Einwirkungen werden als Normalkräfte in der (Druck-) Ringebene abgetragen. Bei ungleichmässiger Belastung treten Momente und Querzugkräfte auf. Diese können durch den gewählten Baugrubenabschluss und dessen Steifigkeit aufgenommen werden.

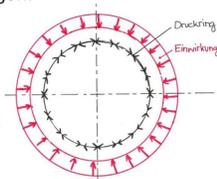


Abbildung 3: Statisches Modell

## Grundriss / Schnitt

### Grundriss:

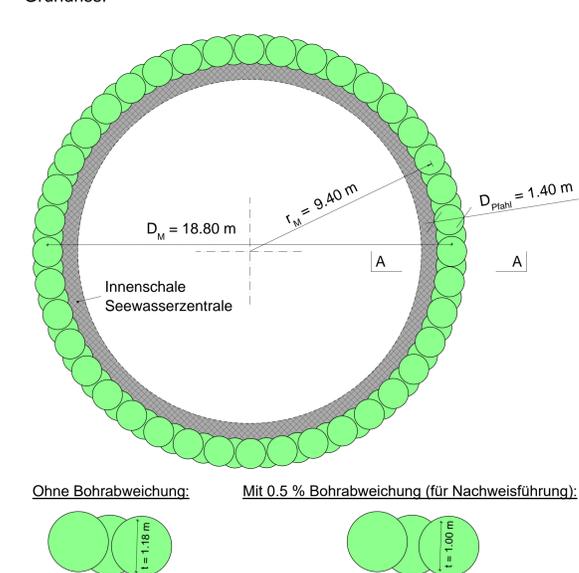


Abbildung 4: Grundriss + Schnitt Baugrubenabschluss und Seewasserzentrale

## Auftrieb

Für den Endzustand (Seewasserzentrale fertiggestellt) ist der Nachweis gegen Auftrieb gemäss SIA 267, Ziffer 13.5.1.1 zu erbringen.

Das Eigengewicht der Seewasserzentrale alleine ist für die Sicherheit gegen Auftrieb zu gering - der Nachweis ist nicht erfüllt.

Als Massnahme wird der Baugrubenabschluss als zusätzliches Gewicht aktiviert. Im Endzustand gibt es keine Anforderungen mehr an den Baugrubenabschluss, da die Seewasserzentrale als eigenständiges Bauwerk dimensioniert wird.

Die Bohrpfähle (rot) werden mit Betondübel (grün) (z.B. HILTI HIT RE 500) mit der Innenschale verbunden und so an die Seewasserzentrale „angehängt“. Durch die Massnahme kann das Eigengewicht deutlich erhöht werden und der Nachweis gegen Auftrieb ist erfüllt.

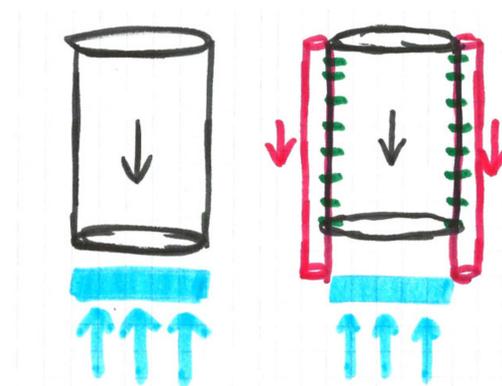


Abbildung 5: Skizzen Auftriebsnachweis

## Finite Element Berechnung - Plaxis 3D

Mit Plaxis 3D werden die von Hand bzw. mit Statik 9 ermittelten Kräfte und Resultate plausibilisiert. Durch die Eingabe der effektiv vorhandenen Boden- und Pfahlwandeigenschaften kann die Interaktion zwischen Bauwerk und Baugrund modelliert und berücksichtigt werden. Aus numerischen Gründen wird die Molasse-Schicht (unterhalb Moräne) vernachlässigt, da die Berechnungen zu Fehlern führen.

Die Pfahlwand wird als durchgehende Betonwand mit der Stärke des Pfahl-Überschnitts (Überschnitt = 1.00 m, Nachweisschnitt) modelliert.

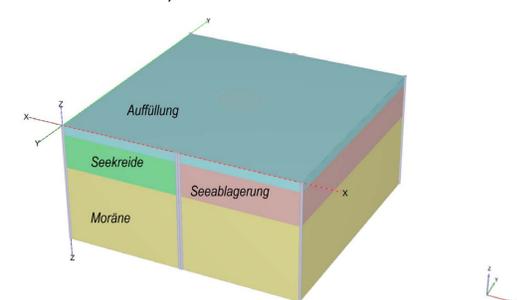


Abbildung 6: Plaxis 3D, Modellierung Baugrund

Infolge der asymmetrischen Belastung aus der Geologie ergeben sich ungleichmässige Kräfte.

Auf der Seite „Seekreide“ gibt es wegen der schlechten geologischen Eigenschaften einen grösseren Druckaufbau als auf der Seite „Seeablagerung“. Die Kräfte nehmen in der Moräneschicht aufgrund der besseren geologischen Eigenschaften wieder ab.

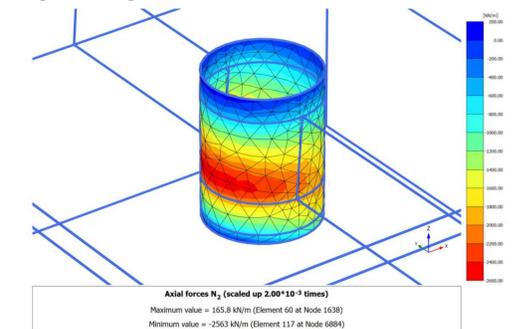


Abbildung 7: Plaxis 3D, Resultat Normalkraft N\_x (in Druckringebene)

Durch die ungleiche Einwirkung ergibt sich eine Momentenbeanspruchung im Baugrubenabschluss. Die Interaktion von Normalkraft und Moment ergibt eine Überdrückung des Querschnitts, sodass die Spannungen im Querschnitt aufgenommen werden können.

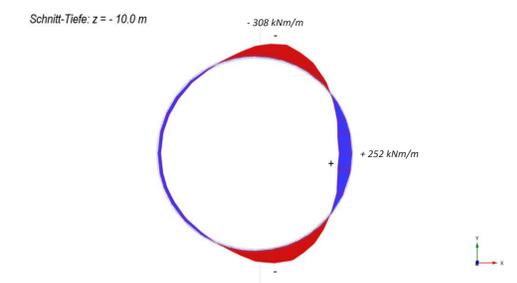


Abbildung 8: Plaxis 3D, Resultat Moment M\_x

Infolge der asymmetrischen Einwirkungen auf den Baugrubenabschluss deformiert sich dieser in Richtung „Seeablagerung“. Durch die Stauchung in X-Richtung ergibt sich ein Auseinanderdrücken in Y-Richtung, es entsteht Querzug im Querschnitt.

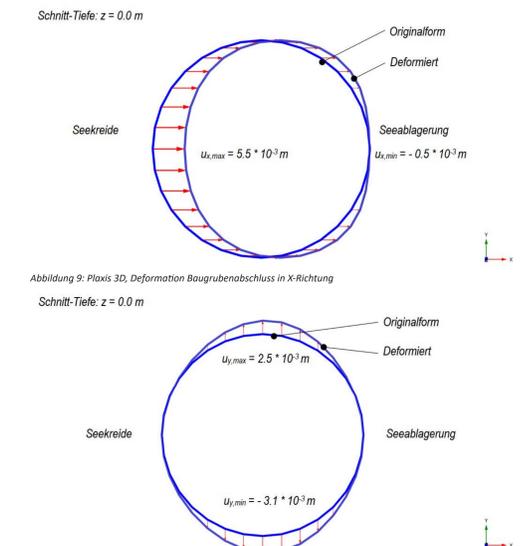


Abbildung 9: Plaxis 3D, Deformation Baugrubenabschluss in X-Richtung

Durch den entnommenen Aushub kommt das Erdreich aus dem Gleichgewicht. Der entstehende Auflockerungsdruck lässt die Baugrubensohle ca. 90 mm gegen Oben deformieren.

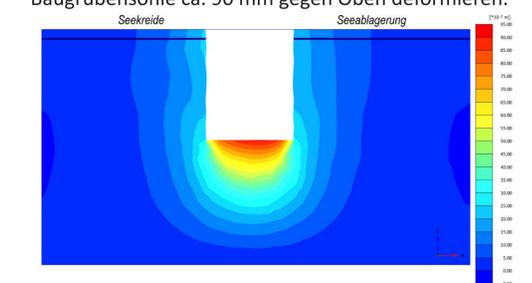


Abbildung 11: Plaxis 3D, Deformation Baugrubensohle

## Bauablauf

- Etappe 0: Ausgangszustand
- Etappe 1: Pfahlarbeiten
- Etappe 2-7: Aushub bis z = -23.50 m in Etappen
- Etappe 8-13: Realisierung Seewasserzentrale
- Etappe 14: Abschluss der Bauarbeiten / Übergabe

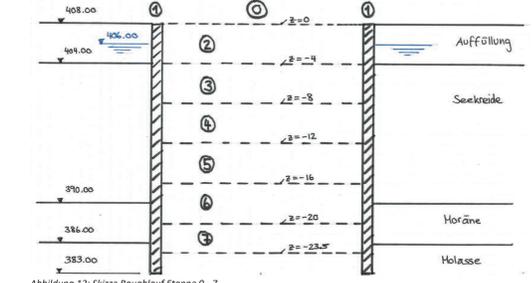


Abbildung 12: Skizze Bauablauf Etappe 0 - 7

Wörter gesamt: 551



# Entwicklung eines Analysetools für Y-förmige Hängeseilbrücken



Bachelorarbeit → QR Code scannen  
Passwort: BA2024

## Projekt

### Projektbeschreibung

In Zusammenarbeit mit einem Architekturteam wurde eine städtebauliche Studie, wie in Abbildung 1 und 2 ersichtlich, erarbeitet. Die Idee der Studie ist, bestehende Flachdächer im Stadtzentrum zu begrünen und benachbarte Dachflächen mit leichten, begehbaren Seilbrücken zu verbinden. Dafür soll eine Hängeseilbrücke in der Situation einer Einfeldbrücke mit 16 m Spannweite (siehe Abbildung 2 links) wie auch in der Form einer Y-förmigen Brücke mit je 8 m Länge pro Schenkel und 120° pro Winkel (siehe Abbildung 2 rechts) bemessen werden.

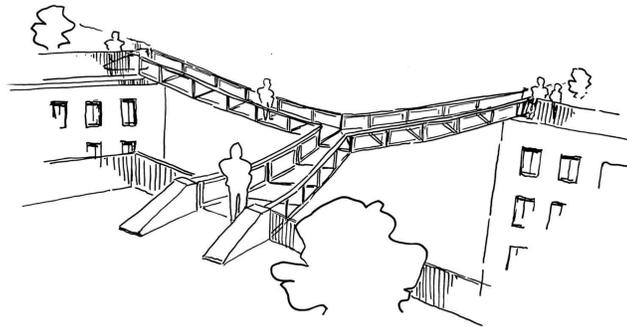


Abbildung 1: Visualisierung Y-förmige Brücke

### Ziel und Planungsrandbedingungen

Für die Berechnungen wurde ein Analysetool entwickelt. Ziel ist es, einen möglichst optimalen Durchhang unter Einhaltung von einem maximalen Längsgefälle von 6 % unter Gebrauchslast zu bestimmen. Der Durchhang soll ebenfalls so bemessen werden, dass die Horizontalkräfte auf die bestehenden Gebäude möglichst gering werden. Der Gehweg muss eine lichte Breite von 1.2 m haben, wobei der Querrahmen aus einer Referenz ausgewählt werden können. Das Schwingverhalten muss ebenfalls untersucht werden. Einwirkungen durch Wind, Temperaturunterschiede und Schnee müssen nicht berücksichtigt werden. Die Verankerung am Bestand ist nicht Teil der Arbeit.



Abbildung 2: Situation, nicht massstäblich

## Modellbildung

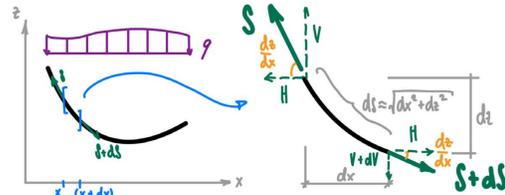


Abbildung 3: Seilsegment

Die Herausforderung bei Seilkonstruktionen ist das nichtlineare Verhalten des Tragwerkes. Die Form und die Steifigkeit sind je nach Einwirkung variabel. Die Nichtlinearität zeigt sich auch in der Tatsache, dass Seile nur Zugkräfte und keine Druckkräfte oder Momente aufnehmen können. Die Seilkraft  $S$  ist immer tangential zum Seil und lässt sich, wie in Abbildung 3 ersichtlich, in die Komponenten  $H$ ,  $V_y$  und  $V_z$  in die entsprechenden Raumachsen  $(x, y, z)$  zerlegen, wobei die Horizontalkraft  $H$  über der gesamten Spannweite konstant bleibt. Die Berechnungen wurden in Matlab R2023a und mit numerischen Methoden programmiert. Dabei wird mithilfe der unten ersichtlichen Gleichung die Horizontalkraft  $H$  berechnet. Die Schwingungsnachweise wurden linearisiert betrachtet mit geschlossenen Lösungen nach HIVOSS und der Fachliteratur „Cable Structures“ von M. Irvine durchgeführt.

$$\int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2} dx = L_0 + \frac{H}{EA} \int_0^l \left[1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2 + \left(\frac{dz}{dx}\right)^2\right] dx$$

Länge aus der Geometrie                      Länge aus der Mechanik

$$\int_0^l \sqrt{1 + \left(\frac{V_y'(x)}{H}\right)^2 + \left(\frac{V_z'(x)}{H} + \frac{h}{l}\right)^2} dx = L_0 + \frac{H}{EA} \int_0^l \left[1 + \left(\frac{V_y'(x)}{H}\right)^2 + \left(\frac{V_z'(x)}{H} + \frac{h}{l}\right)^2\right] dx$$

Gleichung für die Iteration

## Schematische Darstellung der Algorithmen

- Legende der In- und Outputs
- $L_0$  Anfangslänge des Seils                       $\omega_i$  Kreisfrequenz der Eigenform  $i$                        $\gamma$  Reduktionsbeiwerte mit dot-indexing
  - $d$  Seildurchmesser                       $sp$  Seilparameter mit dot-indexing                       $s$  Diverse Ergebnisse mit dot-indexing
  - $l$  Spannweite                       $rp$  Rahmenparameter mit dot-indexing                       $x$  Vektor x-Komponente
  - $h$  Höhendifferenz Auflager                       $n_{dis}$  Grösse Diskretisierung                       $y$  Vektor y-Komponente
  - $a$  Einheitsvektor für Belastung                       $q_x$  Vektor der Lasten mit dot-indexing                       $z$  Vektor z-Komponente

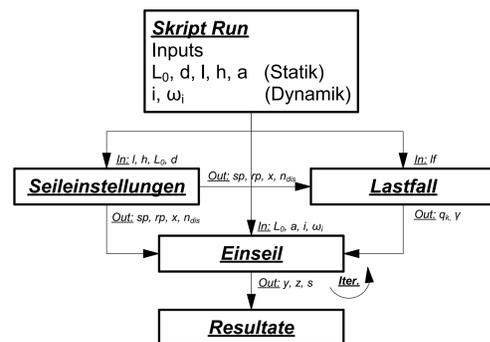


Abbildung 4: Algorithmus Einfeldbrücke

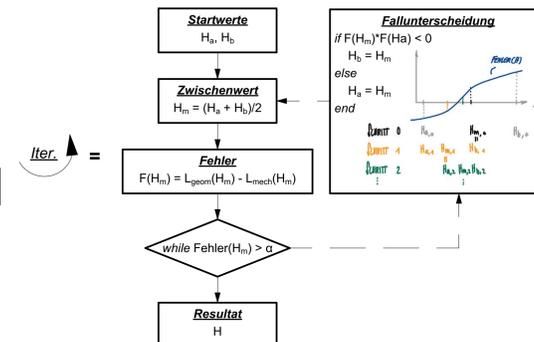


Abbildung 5: Iteration mit Bisektion

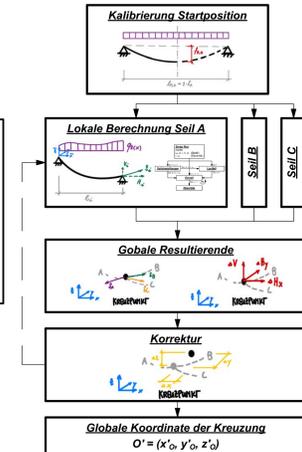


Abbildung 6: Algorithmus drei Seile

## Algorithmen

### Einfeldbrücke

Das Matlab-Programm beinhaltet ein Skript für die Eingabe der Parameter gemäss Ausgangslage der zu bemessenden Brücken. Im Skript werden die für die Berechnung programmierten Funktionen „Seileinstellungen“, „Lastfall“ und „Einseil“ ausgeführt. Die Kopplung der beiden Seile kann vernachlässigt werden. In der Abbildung 4 und 5 ist der Algorithmus schematisch dargestellt. Mit dem Bisektionsverfahren sowie mit der Gleichung für die Iteration wird die Horizontalkraft  $H$  berechnet, um beliebige Outputs und Plots zu generieren.

### Y-förmige Brücke

Wie in der Abbildung 6 zu sehen ist, werden die Berechnungen der drei Seile von einer Startposition  $O$  mit globalen Koordinaten von  $(x, y, z) = (l_x, 0, f_{z,0})$  ausgehend einzeln mit lokalen Koordinaten  $(\tilde{x}, \tilde{y}, \tilde{z})$  und dem Code der Einfeldbrücke durchgeführt. Die Kreuzung der Seile wird idealisiert als Auflager betrachtet. Die Berechnungen der drei einzelnen Seile A, B und C ergeben lokal jeweils eine Horizontalkraft  $H_i$  und eine Vertikalkraft  $V_i$ . Anschliessend werden die lokalen Kräfte am Kreuzpunkt in die globalen Komponenten  $(x, y, z)$  zerlegt und aufsummiert. Die Verschiebung des Kreuzpunktes geschieht in Richtung der Resultierenden. Dieser Prozess wird so lange durchgeführt, bis die Resultierende genügend klein ist. Die Kreuzung von drei Doppelseilen wird idealisiert als Kreuzung von drei einzelnen Seilen berechnet. Der Rahmen in der Mitte muss in allen Richtungen genügend steif sein.

## Bemessungsergebnisse

Die Berechnungsergebnisse in der Tabelle 1 der beiden Brücken beziehen sich auf den ausgewählten Seiltyp „Vollverschlossenes Spiralseil aus unlegiertem Stahl“ von Fatzer AG mit einem Durchmesser von  $d = 45 \text{ mm}$ . Der Durchhang der Seile beträgt bei Montage (ohne Rahmen)  $f_z = 119 \text{ mm}$ . Das Längsgefälle  $\theta_L$  wurde unter Gebrauchslast bestimmt. Die Ergebnisse beziehen sich auf ein Seil, denn die Einwirkungen wurden gleichmässig auf beide Seile aufgeteilt.

Brücke	$f_{z,max}$ [m]	$H$ [kN]	$S_k$ [kN]	$S_d$ [kN]	$\theta_L$ [%]
Einfeld	0.358	293	294	430	5.95
Y-förmige	0.357	293	293	428	6.00

Tabelle 1: Bemessungsergebnisse

Aus Symmetriegründen müssen die Ergebnisse in etwa gleich ausfallen. Rundungsfehler während der Iteration können leichte Abweichungen bewirken. In der Abbildung 7 sind der Durchhang sowie die Verformung der Y-förmigen Brücke ersichtlich.

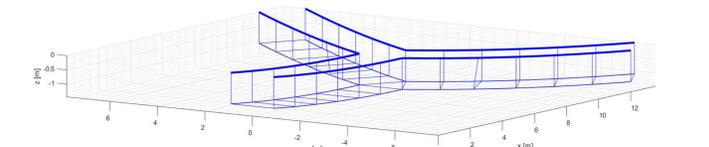


Abbildung 7: 3D Plot der Y-förmigen Brücke

## Schwingungen

Die Beschleunigungen der Vertikalschwingungen „in-plane“ überschreiten bei der ersten und zweiten Eigenform mit einem maximalen Wert von  $8.26 \text{ m/s}^2$  den Grenzwert von  $2.5 \text{ m/s}^2$  deutlich. Der Grenzwert ist jedoch für starre Tragwerke festgelegt. Bei Hängeseilbrücken werden intuitiv leichte Schwingungen erwartet. Also dürfte der Grenzwert leicht höher ausfallen. Zudem müsste die effektive Dämpfung am Objekt gemessen werden.

## Schlussbetrachtung

In einem weiteren Schritt kann das Programm weiterentwickelt werden, sodass Einwirkungen durch Wind oder Temperaturunterschiede miteinbezogen werden. Daraufaufgehend müsste aufgrund der Torsionswirkung durch Wind eine neue Beurteilung der Kopplung zweier Seile durchgeführt werden. Ebenfalls können die Berechnungen in Bezug auf die Schwingungen in allgemeiner Form ohne geschlossene Lösungen programmiert werden.



# Wehrrückbau des Kraftwerks Meyer-Mayor



Bachelorarbeit → QR Code scannen  
Passwort: BA2024

## Ausgangslage

Die Luterer, welche durch die Gemeinde Nesslau (SG) fliesst, soll im Zuge des geplanten Ausbaus der Kraftwerksanlage Herrenmühle revitalisiert werden. Hierzu soll die bestehende Wehranlage Meyer-Mayor rückgebaut werden und der Aufstieg von Fischen soll bis in die Laichgebiete wieder ermöglicht werden. Neben den ökologischen Aspekten soll die Gerinnkapazität der Luterer innerhalb des Siedlungsgebiets erhöht werden um ein hundertjähriges Hochwasserereignis (HQ100) schadensfrei abfliessen lassen zu können.

Um die Ziele für die Revitalisierung und den Wehrrückbau zu definieren, wird in einen ersten Schritt der Ist-Zustand des Flusses analysiert. Dies geschieht aufgrund einer Ortsbegehung und aufgrund von vorhandener Gefahrenkarten. Anhand der gewonnenen Erkenntnissen bezüglich den Schwachstellen und des Potentials des Gewässers werden anschliessend in einem zweiten Schritt drei Varianten ausgearbeitet. Die Bestvariante wird anschliessend auf Stufe Vorprojekt genauer ausgearbeitet. Hierzu gehören Nachweise der benötigten Bauwerke, sowie eine Aussage bezüglich der Kosten.

## Analyse Ist-Zustand

Um das Potential, sowie auch mögliche Schwachstellen, des Baches zu erkennen wird der Ist-Zustand der Luterer analysiert. Hierzu wurde durch eine Ortsbegehung eine visuelle Analyse durchgeführt. Somit können aktuelle Schwachstellen wie Schäden an bestehenden Bauwerken entlang des Bachs und natürliche Hindernisse für den Fischeaufstieg erkannt werden. Durch die Begehung wurde ausserdem ersichtlich, dass die Luterer auf weiten Strecken natürlich verläuft ohne künstlich begradigt worden zu sein, was in Abbildung 1 erkannt werden kann.

Um die bestehende Gerinnkapazität der Luterer abschätzen zu können wurde des Weiteren eine 1-D Staukurvensimulation mit dem Programm HEC-RAS durchgeführt. Anhand der Simulation wird ersichtlich, dass die Kapazität des Flusses oberhalb des bestehenden Wehrs, welches auf der Abbildung 2 ersichtlich ist, aktuell nicht ausreichend ist, um grössere Hochwassermengen abzuleiten. Somit kann es bei starken Regenereignissen in diesem Bereich zu einem Übertritt über die Ufer kommen, was zu Schäden innerhalb der Gemeinde Nesslau führt.

Um das Geschiebe des Baches abschätzen zu könne wurden zudem zwei Linienproben entnommen. Die Linienproben sind auf den Abbildungen 3 und 4 ersichtlich. Anhand dieser Proben kann die Geschiebefracht des Flusses ermittelt werden, was für mögliche Massnahmen von Bedeutung ist. So kann bestimmt werden in was für einem Maximalgefälle der Bach geführt werden kann, ohne dass es zu Geschiebetransport kommt.



Abbildung 1: Flusslauf Luterer



Abbildung 2: Wehr Meyer-Mayor



Abbildung 3: Probe 1



Abbildung 4: Probe 2

## Variantenstudium

Anhand der durchgeführten Analyse werden drei Varianten ausgearbeitet und anschliessend gemäss der Abbildung 5 verglichen. Hierbei werden die Grobkosten der Variante mit dem erhofften Nutzen verglichen. Die Variante 1 sieht minimale Anpassungen vor. Sie soll möglichst kostengünstig nur die notwendigen Ziele abdecken. Der Fischeaufstieg wird mit einem lokalen Schlitzpass ermöglicht. Bei der Variante 2 wird die Luterer auf längerer Distanz angepasst. Hierbei stehen ökologische Aspekte im Vordergrund. Die aktuelle Höhendifferenz der Wehranlage wird mittels Schwellen überwunden. Die Variante 3 ermöglicht den Fischeaufstieg durch abtragen der Flusssohle oberhalb der Wehranlage. Hierbei fallen Arbeiten im Fels an, was die Variante beinahe so teuer wie die Variante 2 ausfallen lässt. Durch den Vergleich wird die Variante 2 als Bestvariante gewählt und im Vorprojekt genauer ausgearbeitet.

	Hochwasserschutz	Ökologie	Raum	Total	Kosten
V 1	3.8	3.8	3.0	3.6	1'316'000 CHF
V 2	4.5	4.3	2.7	4.0	1'553'000 CHF
V 3	4.0	4.0	3.0	3.8	1'502'000 CHF

Abbildung 5: Vergleich Kosten/Nutzen Varianten

## Vorprojekt

Die baulichen Massnahmen der Variante 2 betreffen sowohl den Abschnitt oberhalb, wie auch unterhalb der bestehenden Wehranlage. In untenstehender Abbildung sind die einzelnen Massnahmen entlang der Luterer ersichtlich. Die Flusssohle wird auf gesamter Länge durch neu geplante Schwellen stabilisiert. Um den Fischeaufstieg zu ermöglichen sind Schwellen von maximal 10 cm Höhe vorgesehen. So ist es Fischen möglich die Höhendifferenz zu passieren. Damit bei Niedrigwasser eine ausreichende Wassertiefe für die Fische vorhanden ist wird eine Niedrigwasserrinne entlang der Luterer geplant. Die Niedrigwasserrinne wird durch das Platzieren von Strukturelementen wie Wurzelstöcken, Faschinen und Störsteinen gebildet. Durch die Strömung bildet sich hinter den Strukturelementen ein Kolk, welche die Flusssohle lokal vertieft und den Fischen auch bei wenig Wassern einen Lebensraum bietet.

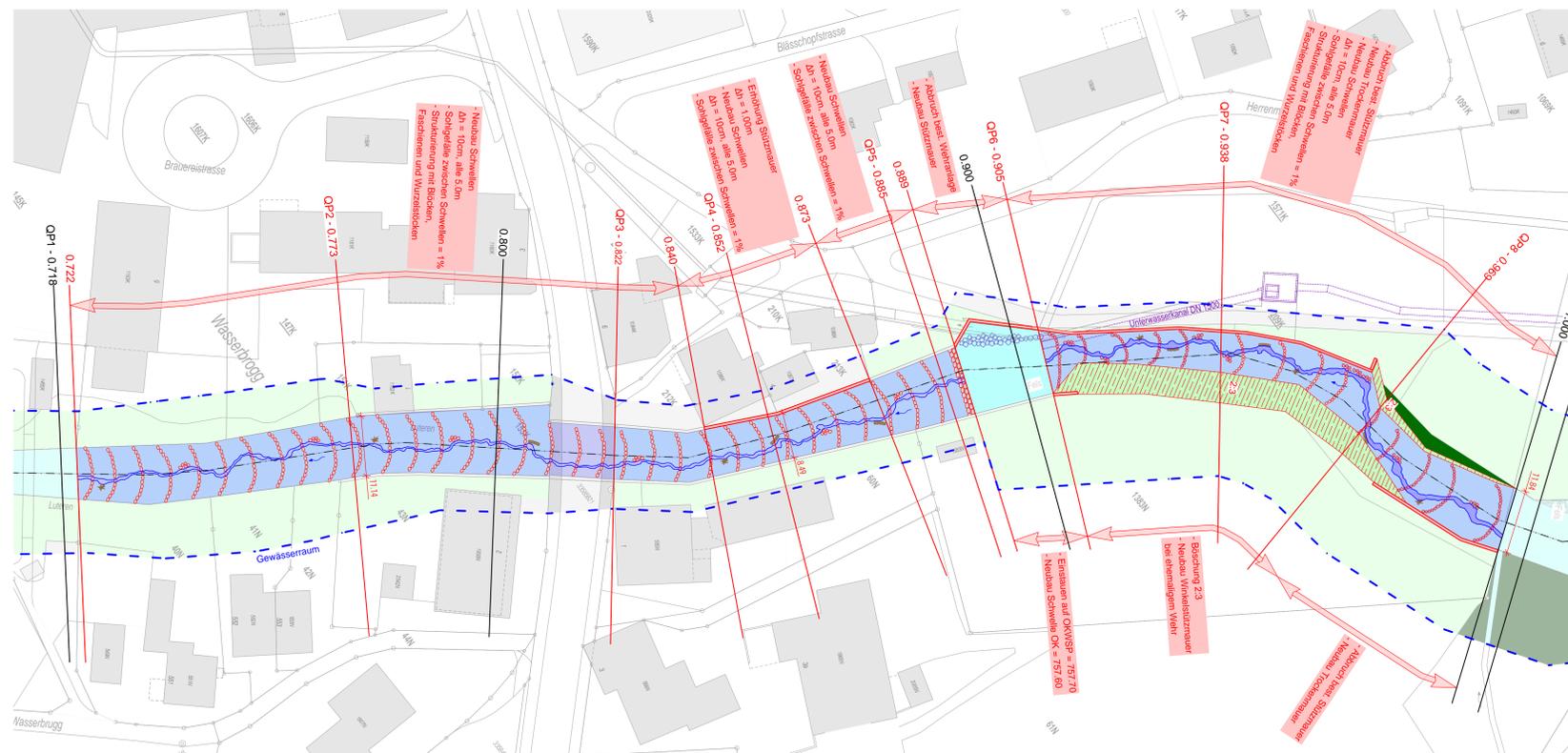


Abbildung 6: Auszug Situationsplan Bestvariante

## Ergebnisse

### Gerinnkapazität

Die geforderte Gerinnkapazität, um ein HQ100 schadlos ableiten zu können wurde durch ein Tieferlegen der Flusssohle erreicht. Durch das Tieferlegen der Flusssohle wurden weitere Massnahmen zum Stabilisieren der Uferböschungen erarbeitet, welche im nebenan abgebildeten Normalprofil ersichtlich sind. Durch die Anpassungen an der Flusssohle wird zudem auch der Fischeaufstieg ermöglicht, was den Zielen der ökologischen Aufwertung entspricht.

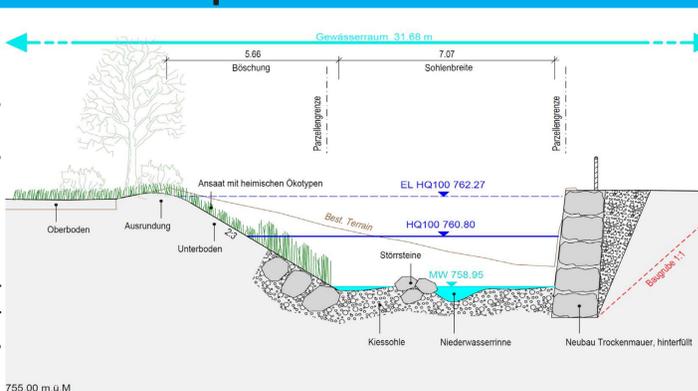


Abbildung 7: Normalprofil Luterer

### Kostenschätzung

Die Kostenschätzung, für die im Vorprojekt ausgearbeitete Variante, wurde mit einer Genauigkeit von ± 20% erstellt. Die Detailkosten der einzelnen Arbeiten sind in untenstehender Tabelle ersichtlich.

Baukostenart	Summe
1 Landerwerb	Fr. 73'000.00
2 Bauarbeiten	Fr. 1'261'000.00
3 Projekt- und Bauleitung	Fr. 210'000.00
4 Vermessung und Vermarchung	Fr. 15'000.00
5 Verschiedenes	Fr. 50'000.00
6 Unvorhergesehenes und Rundung	Fr. 140'000.00
<b>Gesamtkosten (exkl. MwSt.)</b>	<b>Fr. 1'749'000.00</b>
MwSt.	8.10% 142'000.00
<b>Gesamtkosten (inkl. MwSt.)</b>	<b>Fr. 1'891'000.00</b>

Abbildung 8: Zusammenstellung Kosten