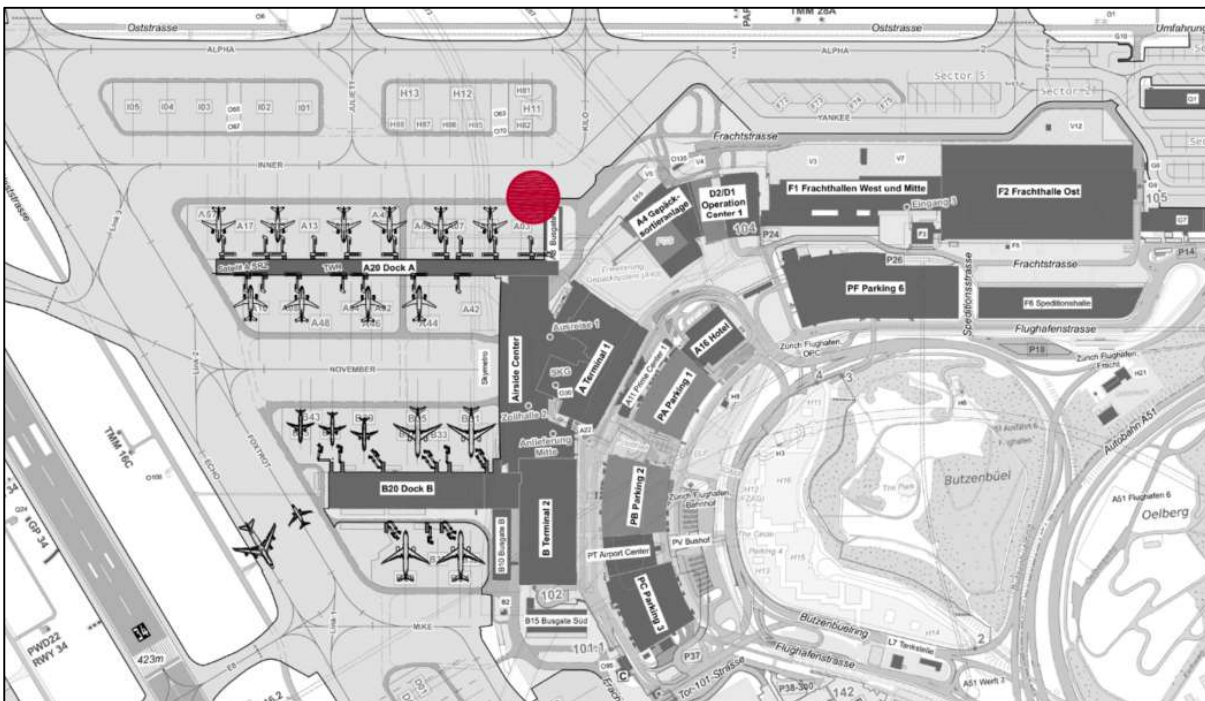


NEUBAU ZRH TOWER

B06 Beschrieb Baugrubenkonzept, Foundation und Entwässerung

ZUR PROJEKTÄNDERUNG
VPK-NR. 23-02-002



Projektbezeichnung	Projektänderung Neubau ZRH Tower
Projektnummer	P19AA534
Bauherrschaft	Flughafen Zürich AG
Generalplaner	Planergemeinschaft Raumfachwerk
Erstellt durch	
Datum	30.01.2026

Inhaltsverzeichnis

1	Ausgangslage	3
1.1	Relevante Differenzen zum PGG 2023	3
2	Geologische und hydrogeologische Verhältnisse	4
2.1	Geologie und Grundwasser	4
2.2	Grundwasserschutz	4
2.3	Dazugehörige Pläne	5
3	Baugrubensicherung	5
3.1	Spundwand	6
3.2	Mixed-in-Place – Verfahren (MIP)	6
3.3	Bauen im Nahbereich von Treibstoffleitungen	7
3.4	Böschung	8
3.5	Jet-Grouting (HDJ) oder Betonunterfangungen	8
3.6	Dazugehörige Pläne	10
4	Auftriebssicherung Tunnelröhren der Skymetro	11
4.1	Dazugehörige Pläne	11
5	Konzept Baustellenentwässerung	11
5.1	Wasserhaltung Hauptbaugrube und Medienkanäle	11
5.2	Ableitung Wasser aus Grundwasserabsenkung	12
5.3	Konzept und Ableitung Wasser aus Oberflächenentwässerung	13
5.4	Ableitung Wasser aus offener Wasserhaltung	14
5.5	Dazugehörige Pläne	14
6	Konzept Foundation	14
6.1	Pfahlgründung	15
6.2	Schlitzwand	16
6.3	Dazugehörige Pläne	16
7	Grundlagen	16
8	Beilagen / dazugehörige Pläne	17

1 Ausgangslage

Die Baugrube für das Projekt Neubau ZRH-TOWER kommt im Umfeld von wichtigen und sensiblen Infrastrukturbauten des Flughafen Zürich – wie Dock A (FiDo A) mit Tower / Gepäcksortierkeller im Dock A / Tunnelröhren Skymetro zu Dock E / Verbindungsbauwerke von Dock A zu Terminal 1, zu GSA-Hauptgebäude (A40) / Medienkanäle – zu liegen. Demzufolge gelten hohe betriebliche Anforderungen, welche zu erfüllen sind. Die Einflüsse und Auswirkungen durch Baugrubenarbeiten auf den Betrieb sind auf ein Minimum zu beschränken.

Die bestehenden Tunnelquerschnitte liegen vollständig unter der künftigen Baugrubensohle. Die vorhandene Erdüberdeckung (Masse) über den beiden Tunnelröhren gewährleistet die Auftriebssicherheit. Durch Baugrubenarbeiten darf die Auftriebssicherheit der Tunnelröhren nicht beeinträchtigt werden.

Folglich sind als Konzepte schonende und nachhaltige Bauweisen zu bestimmen, welche die Risiken, insbesondere infolge von Setzungen, Erschütterungen und dgl. bei den Bauwerken im Umfeld der Baugrube, einschränken.

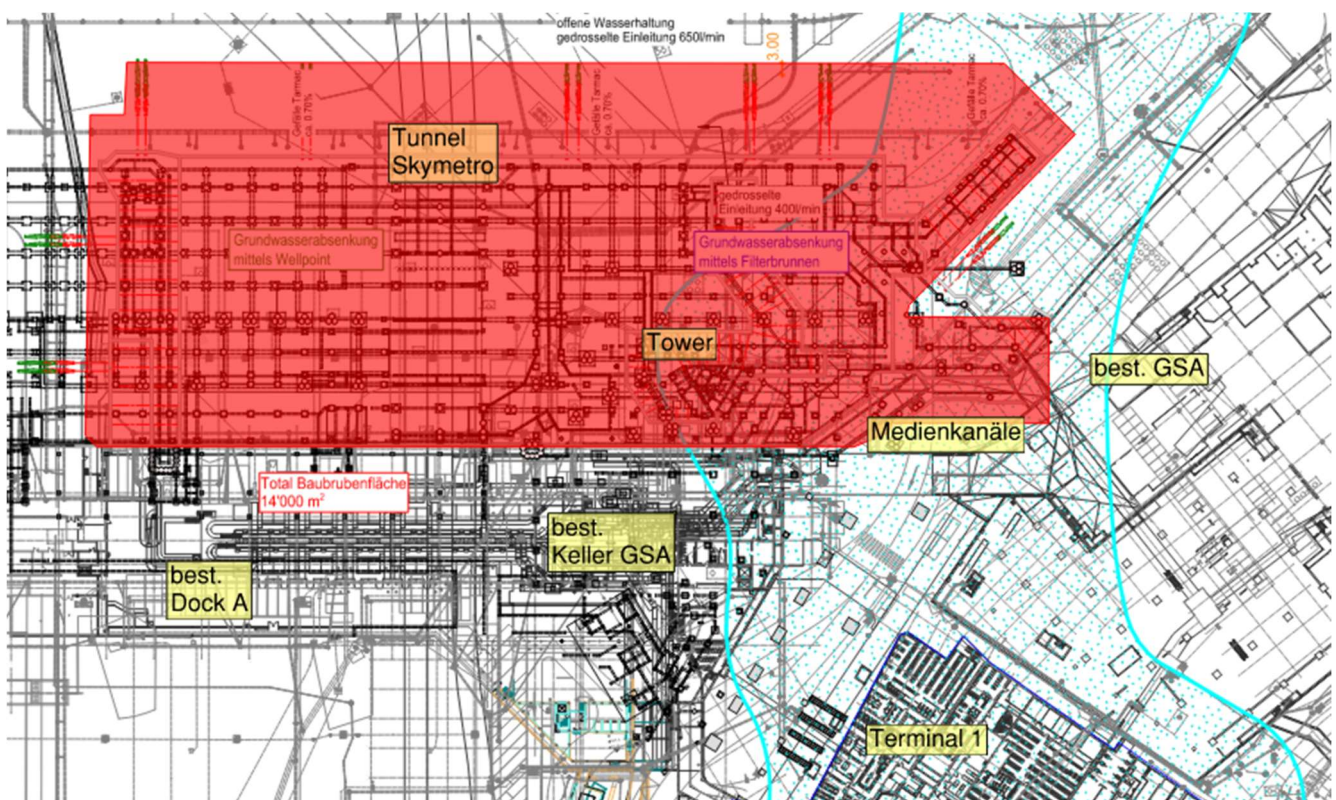


Abbildung 1: Übersicht

1.1 Relevante Differenzen zum PGG 2023

- Abschnitt 2.2:
 - Neu: Die Raumhöhe einzelner Technikräume musste erhöht, die Sohle in diesen Bereichen um ca. 2.2m abgesenkt werden. Um den Umriss nicht weiter zu vergrössern, wurden niedrigere Räume übereinandergestapelt. Das Raumlayout konnte dadurch optimiert werden.
 - Neu: Ergänzungen zum tieferen Grundwasservorkommen.
- Abschnitt 3:
 - Neu: Grössere Baugrubentiefe aufgrund abgesenkter Bodenplatte.
 - Baugrubensicherungsarten:
 - Im Nahbereich Dock A / Skymetro: Neu HDJ (statt MIP)

- Anschluss FIDO A / Gepäckkeller: Neu HDJ / Betonunterfangungen (statt NDJ / Betonunterfangungen)
- Geringe Höhenunterschiede innerhalb Hauptbaugrube: Neu geböscht (statt MIP)
- Abschnitt 4:
 - Neu: Keine Abschottung und Absenkung des GWSP erforderlich
- Abschnitt 5.3:
 - Neu: Kein Retentionskanal mehr, Retention erfolgt auf Installationsfläche
- Abschnitt 6.1:
 - Neu: Integration Erkenntnisse Pfahlvorversuche

2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

2.1 Geologie und Grundwasser

Gegen Ende der letzten Eiszeit brachten die Schmelzwässer des sich zurückziehenden Gletschers in der Talung von Bassersdorf-Kloten einen sandig-kiesigen Rückzugs-Schotter zur Ablagerung. Dieser jüngere Schotter keilt im Gebiet des Flughafenkopfes über den darunterliegenden, sandigen bis sandig-siltigen Seeablagerungen vollständig aus und erreicht einzig in rinnenartigen Vertiefungen lokal eine grössere Mächtigkeit. Eine solche Nord-Süd verlaufende Schotterrinne zieht sich vom Terminal 2 über das Terminal 1 bis in das Vorfeld nördlich vom Dock A.

Die spät- bis nacheiszeitlichen Seeablagerungen zeigen mit zunehmender Tiefe einen Wechsel von sandiger, über siltig-feinsandiger bis zu tonig-siltiger Zusammensetzung. Unter den Seeablagerungen folgt in rund 17–34 m Tiefe die kompakte Moräne der letzten Eiszeit. Unter der Moräne ist teilweise noch der ältere Schotter des Hardwaldes anzutreffen, welcher sich nach Westen vermutlich bis zum Dock Midfield erstreckt.

Der Neubau ZRH-TOWER bedingt eine Baugrube mit Aushubtiefen von bis rund 7.50 m. In diesem Fall sind mehrheitlich die Seeablagerungen und im ostseitigen Teilbereich die Schotterschicht die massgebenden Baugrundsichten.

Das auf dem Projektareal vorhandene Grundwasser weist generell eine Fliessrichtung in westlich-nordwestlicher Richtung auf. Durch die permanenten Wasserhaltungen beim Operation Center (OPC) und dem Parkhaus B sind die Fliessverhältnisse jedoch gestört.

Der ungestörte mittlere Grundwasserspiegel (MWS) liegt ungefähr auf einer Höhe von 423.50 m ü. M. Der Hochwasserspiegel (HWS) wird mit einer Höhe von 425.00 m ü. M. angenommen (siehe Grundlage [a]).

Detailliertere Angaben zu den geologischen und hydrogeologischen Verhältnissen sind dem geologischen Gutachten [a] zu entnehmen.

2.2 Grundwasserschutz

Das Projektareal liegt gemäss der Gewässerschutzkarte des Kantons Zürich im Gewässerschutzbereich A_u. Dieser Bereich umfasst nach Definition der Eidg. Gewässerschutzverordnung GSchV «die nutzbaren unterirdischen Gewässer sowie die zu ihrem Schutz notwendigen Randgebiete».

Gemäss Vorgabe der GSchV dürfen im Gewässerschutzbereich A_u keine Anlagen erstellt werden, welche unter den mittleren Grundwasserspiegel reichen (Anhang 4 Abs. 211 Ziff. 2 GSchV). Die Behörde kann Ausnahmen bewilligen, soweit die Durchflussskapazität gegenüber dem unbeeinflussten Zustand um höchstens 10% vermindert wird. Die Erteilung einer Ausnahmegewilligung setzt gemäss aktueller Rechtsprechung des Bundesgerichts (BGE 1C_460/2020) eine Interessenabwägung voraus.

Die Nachweisführung hinsichtlich Grundwasserdurchströmung und Ersatzmassnahmen sind dem Bericht B03 des Geologen (Grundlage [d]) zu entnehmen.

Es folgt eine kurze Erläuterung der Ersatzmassnahmen bzw. Massnahmen für Grundwasserdurchströmung:

Die Unterkante der Bodenplatte von G02 kommt auf einer Höhe von ca. 418.1 m ü. M. zu liegen. Somit taucht das Untergeschoss ca. 6.4 m unter den ungestörten mittleren Grundwasserspiegel ein. Lokal liegt die Bodenplatte noch tiefer (Geschoss G03). Infolgedessen sind Ersatzmassnahmen erforderlich.

Als Ersatzmassnahme wird, wo dies von der baulichen Ausführung her möglich ist, eine gut durchlässige, kiesige Hinterfüllung bis auf Höhe des HWS vorgesehen. Vertikale Baugrubenabschlüsse werden als temporäre Konstruktionen vorgesehen, die nach Fertigstellung des G01 zur Wiederherstellung der geforderten Durchlässigkeit zurückgezogen (Spundwänden) bzw., falls zurückziehen unmöglich, entsprechend perforiert (MIP, NDI) werden. Zusätzlich wird unter der Bodenplatte flächig ein gut durchlässiger Materialersatz resp. ein Kieskoffer eingebracht. Damit wird gewährleistet, dass das zuströmende Grundwasser ohne Rückstau unter dem Gebäudekörper hindurchfliessen und über die Hinterfüllung auf der Abströmseite wieder in den Grundwasserleiter austreten kann. Neben dem oberen Grundwasserspeicher beherbergt der unter der Moräne liegende, ältere Schotter ein tieferes Grundwasservorkommen. Die Durchflussskapazität darf auch in dieser Schicht um nicht mehr als 10% verringert werden. An gewissen Stellen, wo die Moräne eine nur geringe Mächtigkeit aufweist, erreichen die Pfahlspitze auch die ältere Schotterschicht. Aufgrund der Erkenntnisse aus den Pfahlversuchen (Grundlage Bericht [c]) wird davon ausgegangen, dass der ältere Schotter im gesamten Projektperimeter eine minimale Mächtigkeit von 13 m aufweist. Aufgrund der geringen Einbindetiefe der Pfähle in dieser Schicht (generell <2m) wird sie nicht komplett durchbohrt und die 10%-Bedingung wird für das tiefer liegende Grundwasser ohne Ersatzmassnahmen eingehalten (siehe auch Bericht B03, Grundlage [d]).

2.3 Dazugehörige Pläne

- 603 Übersichtsplan Ersatzmassnahmen Grundwasser
- 604 Übersichtsplan und Systemschnitte Durchströmungsberechnung

3 Baugrubensicherung

Grundsätzliches zur Baugrubensicherung der Hauptbaugrube, Medienkanäle und Unterfangungen

Die Baugrubentiefe beträgt ca. 9.70 m, innerhalb der «Hauptbaugrube» befinden sich weitere lokale Baugruben für Medienkanäle sowie Bereiche mit drei Untergeschossen.

Aufgrund der Sensibilität von bestehenden Infrastrukturbauten, der Bewilligungsfähigkeit hinsichtlich des Grundwasserschutzes sowie im Sinne von nachhaltigen Konzepten muss die Art der Baugrubensicherung folgende Kriterien erfüllen:

- schonende Bauweise bzw. geringe Auswirkungen auf bestehende Bauwerke (geringe Erschütterungen und Setzungen)
- Möglichkeit für Grundwasserdurchfluss, im Bereich sowie unterhalb des Neubaukörpers
- Nachhaltige Lösungskonzepte
- den Möglichkeiten entsprechend rasche Bauweise

Basierend auf diesen Kriterien wurden verschiedene Lösungsansätze und Varianten überprüft. Folgende Sicherungsarten erfüllen die Anforderungen am besten, siehe auch Abbildung 2:

- In Bereichen mit Grundwassermächtigkeit mehr als 2m und grossem Abstand zu best. Dock A / Sky-metro: **rückziehbare Spundwände**
- Anschluss FIDO A / Gepäckkeller: Unterfangungen mit **Jet-Grouting (Hochdruckjetting, HDJ) oder Betonunterfangungen**
- Im Bereich Sky-metro-Tunnel: **Hochdruckjetting**
- Lokale Vertiefungen für Medienkanäle: **Geböschter Baugrubenabschluss**

Die entsprechende Ausbildung der Baugrubensicherungen wird in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben. Während der Ausführung ist ein Überwachungskonzept vorzusehen.

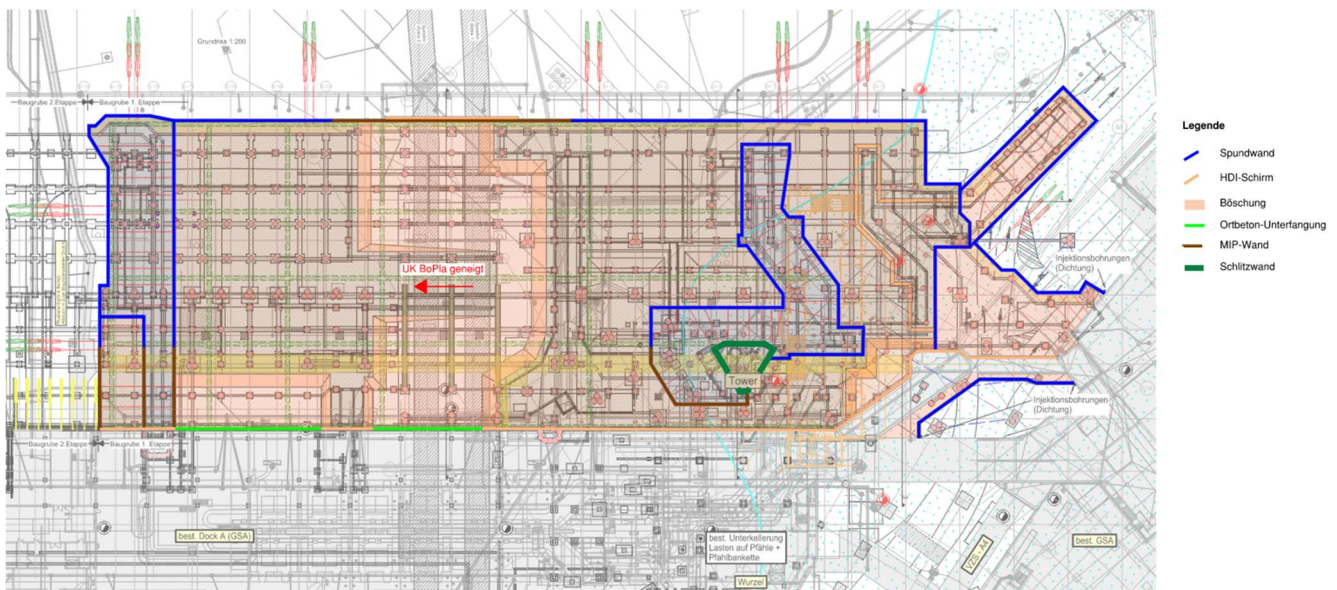


Abbildung 2: Übersicht Sicherungsarten

3.1 Spundwand

In Bereichen, wo die Mächtigkeit des Grundwasserträgers mehr als 2m beträgt und die einen ausreichend grossen Abstand zum bestehenden Dock A / Skymetro (20 - 30m) aufweisen, werden die Baugrubensicherungen der Hauptbaugrube sowie der Vertiefungen für das Geschoss G03 mit Spundwänden ausgeführt.

Nach Fertigstellung der Arbeiten unter Terrain werden die Spundbohlen wieder gezogen. Somit wird die Durchflusskapazität des Grundwassers langfristig nicht gestört. Durch die Bedingung von ausreichend grossen Abständen zu Dock A / Skymetro wird den Risiken von Setzungen (infolge Erschütterungen) Rechnung getragen.

Als statisches Auflager und zur Verhinderung eines hydraulischen Grundbruchs durch die Umströmung der Spundwand wird diese genügend tief unter der Baugrubensohle eingebunden. Nach dem Einvibrieren der Spundbohlen wird das Grundwasser mittels Filterbrunnen oder Wellpoint-Anlage abgesenkt (siehe Kapitel 5 Konzept Baustellenentwässerung). Die Spundwände der Hauptbaugrube werden mit Ankern rückverankert. Kommt der Anker in der Schottererschicht zu liegen, wird er zum Grundwasserschutz als Sackanker ausgebildet, in den Seeablagerungen wird auf diese Massnahme verzichtet. Die Spundwände der Medienkanäle werden nach innen gespritzt.

3.2 Mixed-in-Place – Verfahren (MIP)

Im Nahbereich des best. Dock A sowie der Tunnelröhren Skymetro wird die Baugrubensicherung der Hauptbaugrube sowie der Medienkanäle mit MIP-Verfahren ausgeführt. Beim MIP-Verfahren handelt es sich um ein sehr schonendes und nachhaltiges Bauverfahren, welches nur sehr geringe bzw. vernachlässigbare Erschütterungen verursacht (betriebliche Randbedingungen).

Die MIP-Wand wird als dichte Baugrubensicherung vorgesehen. Die Sicherung wird den statischen Anforderungen entsprechend steif ausgebildet. Um nach der Bauzeit den Grundwasserdurchfluss zu gewährleisten, muss die Wand, nach Abschluss der Hinterfüllungsarbeiten, durch von oben erstellte Auflockerungsbohrungen durchlässig gemacht werden.

Als statisches Auflager und zur Verhinderung eines hydraulischen Grundbruchs durch Umströmung der MIP-Wand wird diese genügend tief unter der Baugrubensohle eingebunden. Nach der Herstellung der MIP-Wand wird das Grundwasser mittels Filterbrunnen oder Wellpointanlage abgesenkt (siehe Kapitel Konzept Baustellenentwässerung). Die MIP-Wand der Hauptbaugrube wird mit Ankern (analog zu Spundwänden teilweise als Sackanker ausgebildet) rückverankert, im Bereich der Medienkanäle wird nach innen gespritzt.

Nach Abschluss der Bauarbeiten werden die MIP-Wände mittels Austauschbohrungen perforiert. Dabei wird bei einer Kernbohrung der Erdbeton entfernt und durch gut durchlässiges, kiesiges Material ersetzt. So werden hydraulische Fenster erstellt, die Durchflusskapazität des Grundwassers wird langfristig nicht gestört.

3.3 Bauen im Nahbereich von Treibstoffleitungen

Entlang der Nordseite der Baugrube wurde eine Treibstoffleitung (TSL) für den späteren Betrieb erstellt. Während der Bautätigkeit wird diese Leitung nicht mit Treibstoff, sondern mit Stickstoff (Korrosionsschutz) gefüllt sein. Die nördlichen Baugrubenabschlüsse kommen ausserhalb des 10m-Sicherheitsbereichs der TSL zu liegen. Jedoch wird die Baugrube rückverankert. Diese Anker werden den Sicherheitsbereich der TSL durchqueren. Um Erschütterungen und Setzungen bei der Treibstoffleitung zu verhindern, werden die Winkel sämtlicher Anker auf der Nordseite auf 30° erhöht (von standardmässig 20 – 25°). Ausserdem wird die freie Ankerlänge der obersten Ankerlage auf ca. 18.5 m verlängert (von standardmässig 16 m). Durch diese Massnahmen werden sämtliche Verpresskörper einen radialen Abstand von mindestens 10 m zur Treibstoffleitung haben.

Die Freie Ankerlängen werden einen minimalen Achsabstand von 5.0 m nicht unterschreiten. Entlang der Freien Ankerlänge werden keine Kräfte in den Erdkörper eingeleitet.

Die verbleibenden Risiken werden in Tabelle 1 zusammengefasst. Die für die TSL verbleibenden Risiken werden aufgrund des grossen Abstands (Verformungen aufgrund Injektion und Spannen) bzw. aufgrund des gewählten Verfahrens (Ankerbohrung) als gering beurteilt. Während und nach der Bauzeit ist die Unversehrtheit der TSL mit einem geeignetem Überwachungskonzept zu prüfen, bevor sie in Betrieb geht.

Tabelle 1: Übersicht der Arbeitsschritte und zugehöriger Risiken

Arbeitsschritt	Risiken	Beurteilung
1. Einbau Spundwände	Setzungen durch Vibrationen und Erdverschiebungen	Gering (Abstand > 10m)
2. Ankerbohrung	Setzungen durch Vibration, Ausspülung des Untergrunds	Gering (verrohrte Bohrung, keine Ausspülung)
3. Injektion Verpresskörper	Hebungen	Gering (Abstand > 10m)
4. Spannen der Anker	Verformungen wegen Krafteinleitung	Gering (Abstand > 10m)
5. Entspannen und Ausbau der Anker	Verformungsrückgang nach Bodenentlastung	Gering (Abstand > 10m)
6. Ausbau Spundwände	Setzungen durch Vibrationen und Erdverschiebungen	Gering (Abstand > 10m)

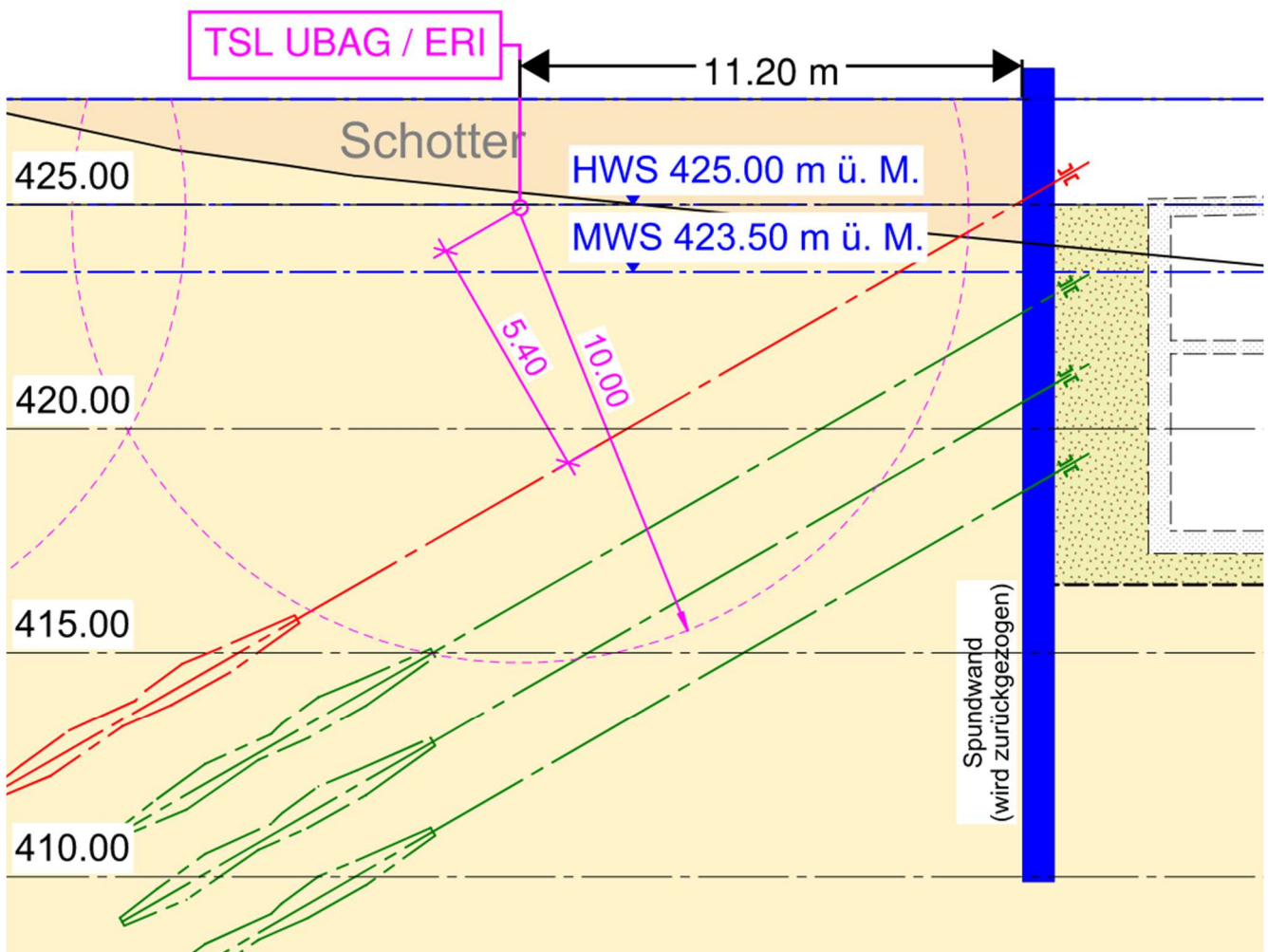


Abbildung 3: Schnitt durch Baugrubensicherung Seite Nord mit dahinterliegender Treibstoffleitung und Sperrzone.

3.4 Böschung

Die geringeren Höhenunterschiede innerhalb der Hauptbaugrube (Vertiefungen für die Medienkanäle) werden mittels Böschungen erstellt. Dank der ausreichenden Platzverhältnisse kann die Neigung der Böschung den Eigenschaften des Bodens entsprechend definiert werden. Für die zusätzlichen Auffüllungen wird gut durchlässiges, kiesiges Material verwendet. Diese Volumina können entsprechend auch den für den Grundwasserschutz erforderlichen Ersatzmassnahmen angerechnet werden. Damit erfüllt der geböschte Baugrubenabschluss die Anforderungen an die Nachhaltigkeit.

Die Höhen der Böschungen betragen maximal ca. 2.50 m, weshalb auf Bermen verzichtet werden kann.

Unmittelbar nördlich und nordwestlich des Towers sind Bereiche ohne G02 projektiert (siehe Abbildung 2). Aufgrund der für den Grundwasserschutz erforderlichen Ersatzmassnahmen wird der Baugrund jedoch auch hier bis auf Kote UK Bodenplatte G02 ausgehoben und nach Erstellung der angrenzenden Wände des G02 mit kiesigem Material aufgefüllt.

3.5 Jet-Grouting (HDJ) oder Betonunterfangungen

Anschlussbereiche an Dock A in der Seeablagerung

Durch den ebenerdigen Zugang zum bestehenden Dock A (GSA-Keller) sind hier lediglich geringe Abgrabungen nötig, Ausnahmen bilden die Bereiche der Medienkanäle.

Der Grundwasserspiegel wird im Zuge der Aushubarbeiten bis unter die Baugrubensohle abgesenkt. Folglich können die geringen Höhendifferenzen konstruktiv mit Beton unterfangen werden. Falls sich die

Seeablagerungen nicht entwässern lassen, kann keine konstruktive Unterfangung erstellt werden. In diesem Falle würden die wassergesättigten Seeablagerungen laufend in die Baugrube hineinbrechen und zufließen. Unter diesen Umständen müssten die Anschlussbereiche mit HDJ-Verfahren unterfangen werden.

Dieses Konzept stellt eine Veränderung im Vergleich zum Stand PGG 2023 dar. Damals wurde die Unterfangung im Anschlussbereich Dock A mit dem NDJ-Verfahren projektiert. Nach Gesprächen mit spezialisierten Unternehmen wird heute das HDJ-Verfahren bevorzugt: Aufgrund des grösseren Durchmessers der HDJ-Säulen werden viel weniger Bohrungen für die Abdichtung benötigt und die Erfolgschance auf komplette Abdichtung ist höher. Ausserdem würde sich die Ausführung von ca. vier hintereinander liegenden NDJ-Säulen im Anschlussbereich Dock A als sehr schwierig erweisen, da die Säulen von einer höheren Ebene aus unter dem Bestand erstellt werden müssen (siehe Abbildung 4). Die Stärke des Abdichtungskörpers wäre im Endzustand mit beiden Verfahren ungefähr dieselbe. Aus diesen Gründen wird das HDJ-Verfahren bevorzugt.

Im Bereich, wo die Medienkanäle oder tiefere Geschosse an das bestehende Dock A anschliessen, ist aufgrund der Tiefe (bis ca. 2.5m ab UK bestehender Bodenplatte) und oben erwähnten Risiken von einer Unterfangung mit HDJ-Verfahren auszugehen. Das entsprechende Erstellungskonzept ist in Abbildung 4 dargestellt.

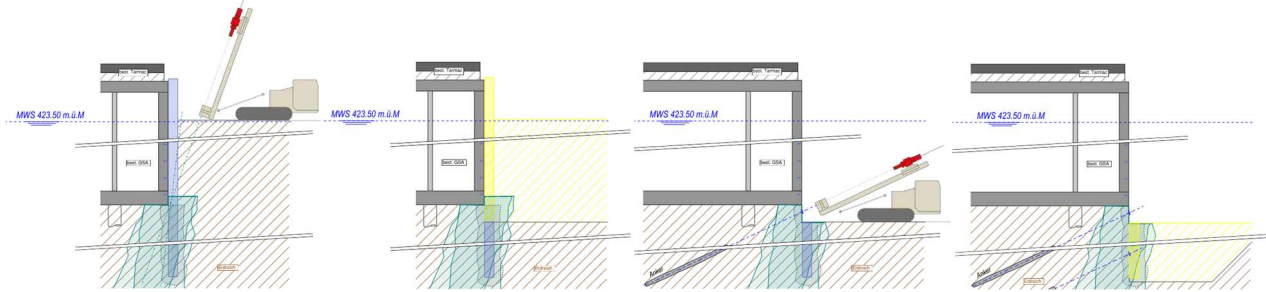


Abbildung 4: Konzept zur Erstellung der Baugrubensicherung beim Anschluss Dock A mittels HDJ

Anschlussbereiche an Dock A in der Schotterschicht

Wie oben erwähnt sind hier nur geringe Abgrabungen nötig. Ausnahmen bilden auch hier die Bereiche der Medienkanäle und tieferer Geschosse.

Durch die Grundwasserabsenkung innerhalb der Baugrube besteht in Bereichen mit einer Schotterschicht als Baugrund (durchlässige hydraulische Verbindung) die Gefahr, dass ausserhalb der Baugrube eine Grundwasserabsenkung stattfindet. Um dies zu verhindern, muss im Anschlussbereich eine dichte Unterfangung mit HDJ-Verfahren erstellt werden (siehe roter Pfeilbereich in Abbildung 5). Um Kurzschlüsse zu vermeiden, wird die Dichtwand (HDJ) bis an die Spundwand gezogen. Aus betrieblichen und logistischen Gründen kann die Dichtwand nicht über den kürzesten Weg mit der Spundwand auf der Ostseite des Medienkanals verbunden werden: Der

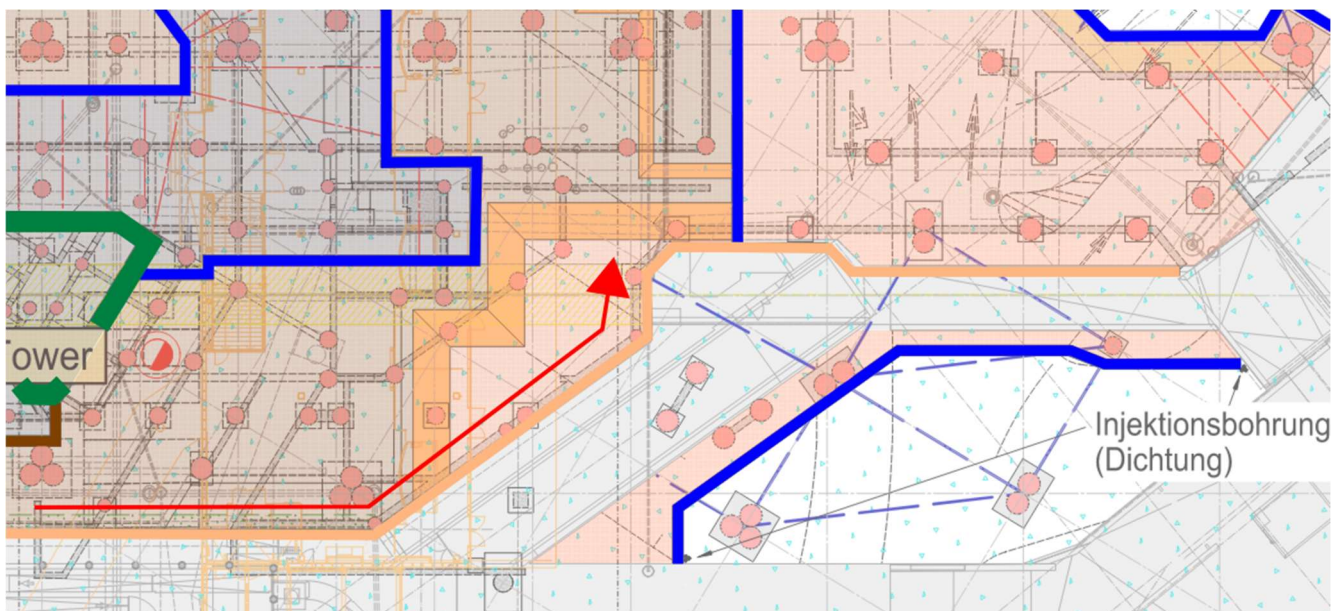


Abbildung 5: Abdichtung im Anschlussbereich Dock A im Schotter

Medienkanal ist dicht belegt mit Medienleitungen, weshalb innerhalb des Medienkanals die Platzverhältnisse nicht ausreichen, um von dort aus Jettingbohrungen zu erstellen. Aus betrieblichen Gründen kann der Medienkanal für Bohrarbeiten nicht ausser Betrieb gesetzt werden.

Beim HDJ-Verfahren handelt es sich um ein sehr schonendes Bauverfahren. Aus technischen Gründen können die HDJ-Unterfangungen für die Gewährleistung von hydraulischen Fenstern (GW-Durchströmung) nicht durchbohrt werden, da sie sich unter dem bestehenden Bauwerk befinden und nach Erstellung der Bodenplatte und der Wände nicht mehr zugänglich sind.

Überprüfung Variante Baugrundvereisung im Schotterbereich

Anstelle einer Dichtwand mittels Jetting wurde eine temporäre Abdichtung mittels Baugrundvereisung erwogen. Die Vereisungswand soll dabei im Bereich des durchlässigen Schotters die Baugrube abdichten. Dazu muss die Frostwand in die darunter anstehenden, weniger durchlässigen Seeablagerungen einbinden. Dadurch, dass die bestehenden Medienkanäle flach fundiert wurden, müssen die geringen Abgrabungen für die neue Baugrube statisch unterfangen werden. Da die Vereisungskörper primär eine dichtende Funktion haben, muss die Frostwand in Teilbereichen mit statischen Jettingpfählen ergänzt werden.

Für die Betrachtung der Vereisung wurden die Kenntnisse aus dem Projekt Erweiterung Gepäcksortieranlage im Flughafen Zürich hergezogen. Gemäss diesen Erkenntnissen liegt die Grundwasserfliessgeschwindigkeit zwischen 0.8 bis 3.5 m/d. Dieser Wert ist für eine Solekühlung hoch, üblicherweise führt eine Strömungsgeschwindigkeit zwischen 0.5 m/d und 1 m/d bereits zu verlängerten Gefrierzeiten, der Grenzwert für Solevereisungen liegt bei ca. 2 m/d.

Aufgrund der dichten Überbauungen im Bereich des Flughafens und der Wärmeabgabe über die Untergeschosse und Leitungen liegt die mittlere Grundwassertemperatur bei ca. 13.0°C, was tendenziell eher als erhöht einzuordnen ist.

Die Grundwasserfliessgeschwindigkeit sowie die erhöhte Grundwassertemperatur sind sehr ungünstige Voraussetzungen für eine Baugrundvereisung. Aus diesem Grund wurde die Baugrundvereisung nicht weiterverfolgt.

3.6 Dazugehörige Pläne

- 600 Konzept Baugrube und Foundation, Grundrisse
- 601 Konzept Baugrube und Foundation, Schnitte

4 Auftriebssicherung Tunnelröhren der Skymetro

Die Tunnelquerschnitte liegen vollständig unter der Baugrubensohle. Die vorhandene Erdüberdeckung über den beiden Tunnelröhren gewährleistet deren Auftriebssicherheit. Durch die Aushubarbeiten der Baugrube wird die Erdüberdeckung teilweise entfernt. Mit einer Mindestüberdeckung von $h_i = 3$ m ist die Auftriebssicherheit gemäss der entsprechenden Studie (Grundlagenbericht [b]) gewährleistet (siehe Abbildung 6). Diese Überdeckung kann während dem gesamten Bauvorgang gewährleistet werden, weshalb keine weiteren Massnahmen für die Auftriebssicherheit erforderlich sind.

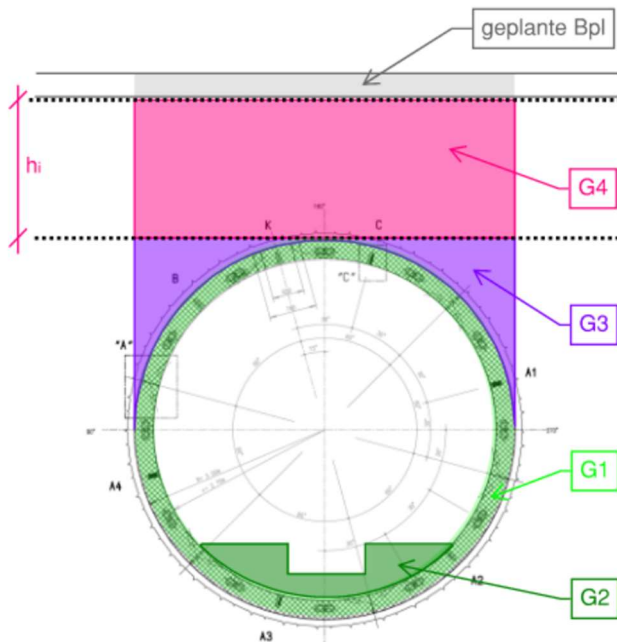


Abbildung 6: Schemaschnitt im Bereich Skymetro

4.1 Dazugehörige Pläne

- 600 Konzept Baugrube und Foundation, Grundrisse
- 601 Konzept Baugrube und Foundation, Schnitte

5 Konzept Baustellenentwässerung

5.1 Wasserhaltung Hauptbaugrube und Medienkanäle

Der mittlere Grundwasserspiegel liegt im Bereich des Bauprojektes etwa 6.40 m über der Hauptbaugrubensohle. Gemäss den vorliegenden geologischen Erkenntnissen stehen in grossen Bereichen der Baugrubenfläche die wasserundurchlässigen Seeablagerungen an und reichen wesentlich tiefer als die Baugrubensohle. Im östlichen Teil der Baugrube kommt die Sohle in der Schotterschicht zu liegen, deren Unterkante in Richtung Osten steil abfällt. Wie bereits erwähnt kommt die Baugrubensohle unterhalb des Grundwasserspiegels zu liegen. Um die Auswirkungen auf die Umgebung so gering wie möglich zu halten, wird das Grundwasser nur innerhalb der Baugrube abgesenkt.

Gestützt auf die geologischen Randbedingungen werden folgende Methoden zur Grundwasserabsenkung bevorzugt:

- Im Bereich der Seeablagerung: Wellpoint-System (WP)
- Im Bereich der Schottersicht: Filterbrunnen

Zusätzlich zur Grundwasserabsenkung muss die Baugrube für grosse Regenereignisse mittels einer offenen Wasserhaltung entwässert werden. Spezifische Mengen und die entsprechenden Ableitungen der Wasserhaltungen werden in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben.

Für die Realisierung des Projektes wird eine grosse Bauinstallationsfläche benötigt. Die Entwässerung dieser Fläche und die Ableitung des anfallenden Wassers wird in Kapitel 5.3 beschrieben.

Das Entwässerungskonzept basiert auf Norm SIA 431 sowie den aktuellen Vorgaben des AWEL.

Während der Ausführung ist ein Überwachungskonzept vorgesehen.

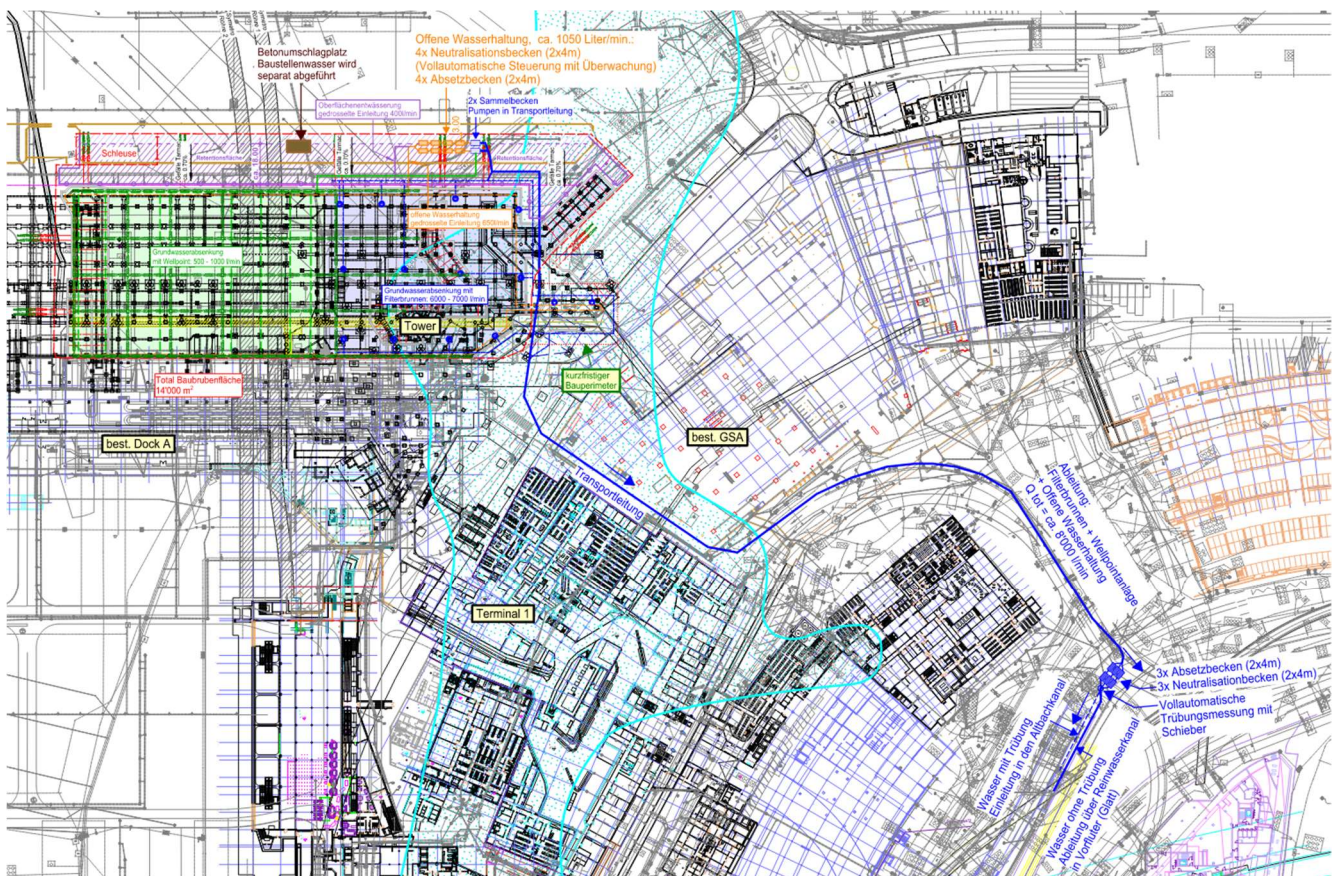


Abbildung 7: Gesamtübersicht Wasserhaltung

- 602 Entwässerungskonzept Baugrube

5.2 Ableitung Wasser aus Grundwasserabsenkung

Das Wasser aus der Grundwasserabsenkung – Filterbrunnen und Wellpoint-Anlage – wird über Absetz- und Neutralisationsbecken sowie über den Reinwasserkanal im Altbach in den Vorfluter (Glatt) eingeleitet. Dazu wird eine Transportleitung zwischen Bauperimeter und der Einleitstelle in den Altbach (unter Vorfahrtsbrücken/westlich der Trasse VBG) erstellt. Vor der Ableitung in den Reinwasserkanal wird die Trübung vollautomatisch gemessen. Sollte das Wasser eine Trübung aufweisen, wird es über eine vollautomatische Steuerung (Schieber) in den Altbachkanal umgeleitet. Vom Altbachkanal gelangt das Wasser in die Retentionsfilterbecken des Flughafens. Durch die dort stattfindende oberflächliche Versickerung gelangt das Wasser gefiltert und verzögert in den Vorfluter (Glatt, siehe auch Abbildung 7 + Abbildung 8).

Die kontinuierlich gemessenen Trübungs- und pH-Daten werden monatlich dem AWEL zugestellt.

Berechnete Pumpmenge aus der Grundwasserabsenkung:

1. Bereich Filterbrunnen: ca. 6'000 - 7'000 l/min
2. Bereich Wellpoint-Anlage: ca. 500 - 1'000 l/min

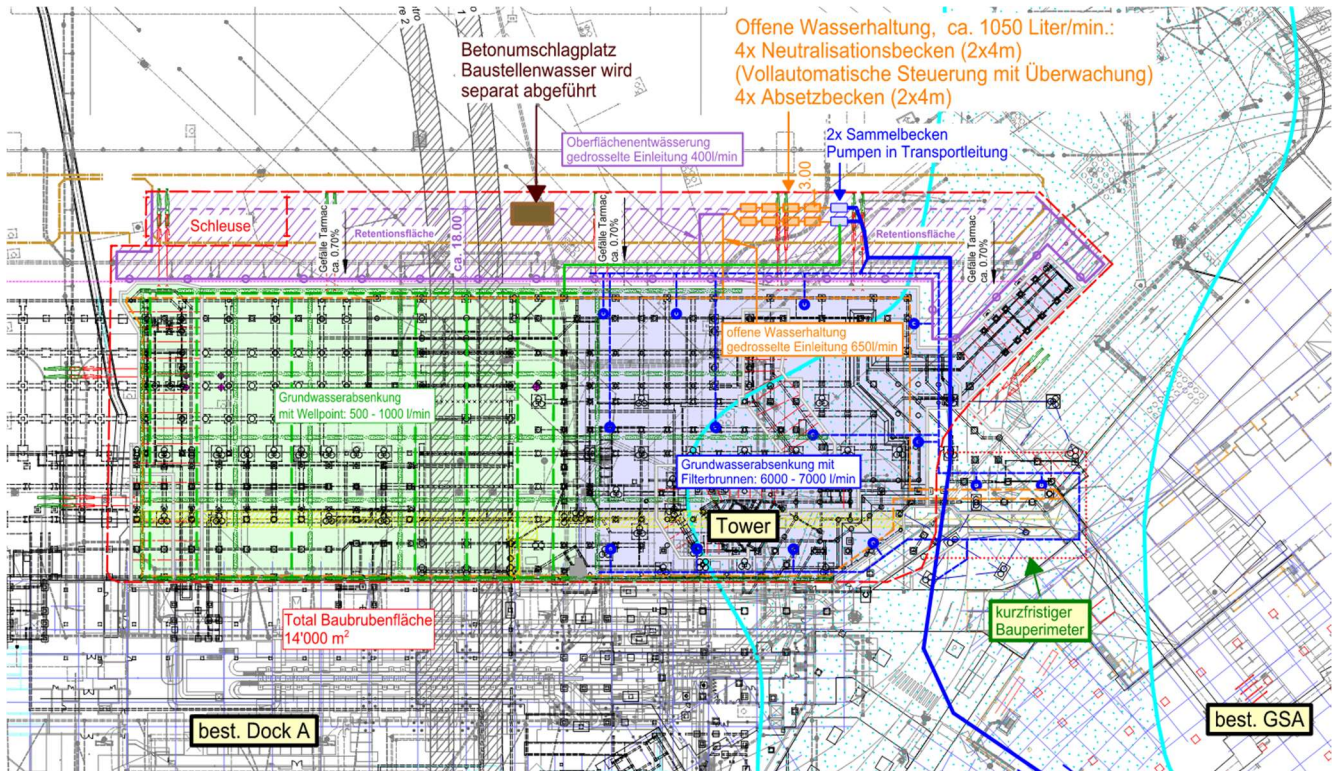


Abbildung 8: Übersicht Baustellenentwässerung

5.3 Konzept und Ableitung Wasser aus Oberflächenentwässerung

Das anfallende Wasser im Installationsbereich (Fläche des Bauperimeters abzüglich der Fläche der Baugrube) wird über die ACO-Rinne entwässert, die am tiefsten Punkt des Installationsplatzes liegt. Entsprechend dem Gefälle des Geländes fließt das Regenwasser in die ACO-Rinne, von wo es über Pumpensümpfe abgeleitet wird (siehe Abbildung 9). Aufgrund der Anforderungen des AWEL bezüglich der Trübung sowie des pH-Werts des Wassers wird dieses in Absetz- und Neutralisationsbecken geleitet. Diese Becken befinden sich innerhalb des Baustellenperimeters. Da im Bereich des Bauperimeter keine Möglichkeit besteht, um die anfallende Wassermenge in eine Schmutzwasserkanalisation einzuleiten, wird das Wasser in dieselbe Leitung eingeleitet, in der das Wasser der Grundwasserabsenkung abgeleitet wird (Transportleitung). Von dort wird es Richtung Vorfluter (Glatt) abgeleitet.

Die für die Entwässerung des Installationsbereichs benötigte Pump- und Transportleistung wurde anhand des Niederschlags über 24 h mit einer Wiederkehrperiode von 10 Jahren bestimmt. Das bei einem solchen Ereignis anfallende Wasser wird laufend abgeführt.

Die Fläche des Betonumschlagplatzes wird für die Berechnung der Oberflächenentwässerung nicht berücksichtigt. Das anfallende Baustellenwasser wird separat abgeführt.

Berechnete Einleitung in Absetzbecken und Neutralisation aus Oberflächenentwässerung des Installationsbereichs: max. 400 l/min.

Zum Vergleich wurde auch ein 15-minütiges Starkregenereignis mit einer 10-jährigen Wiederkehrperiode betrachtet. Das in einem solchen Ereignis auf dem Installationsplatz anfallende Wasser (ca. 184 m³) kann mit der definierten Pumpleistung über einen Zeitraum von knapp 8 h abgeleitet werden (siehe Beilage B07). Während dieser Dauer wird das Wasser auf dem Installationsplatz gesammelt (flächige Retention): Mittels einer Belagswulst entlang der Entwässerungsrinne wird das Regenwasser aufgestaut und auf dem Installationsplatz

retentiert. Die entstehende Pfütze erstreckt sich über eine Breite von ca. 15 m ab der Entwässerungsrinne auf den Installationsplatz (siehe Abbildung 9).
 Für aussergewöhnliche Ereignisse (grösser als 10-jähriges Regenereignis) wird ein Überlauf in Richtung Baugrube geplant.

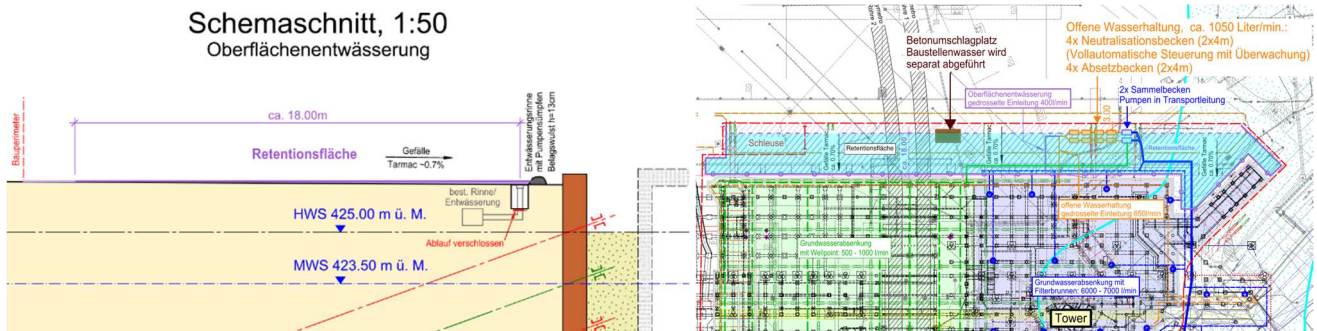


Abbildung 9: Skizze Entwässerung und Retention Installationsplatz: Schemaschnitt (links) und Übersicht (rechts)

5.4 Ableitung Wasser aus offener Wasserhaltung

Die Baugrube wird mittels einer offenen Wasserhaltung entwässert. Das gefasste Wasser wird in die Absetzbecken und Neutralisationsanlagen eingeleitet, die auch für die Oberflächenentwässerung des Installationsplatzes verwendet werden. Von dort gelangt es analog zur Oberflächenentwässerung über die Transportleitung in den Vorfluter.

Wie bereits bei der Ableitung der Grundwasserabsenkung erwähnt, wird das Wasser bei auftretender Trübung über eine vollautomatische Steuerung (Schieber) in den Altbachkanal umgeleitet. Vom Altbachkanal gelangt das Wasser in die Retentionsfilterbecken des Flughafens. Durch die dort stattfindende oberflächliche Versickerung gelangt das Wasser gefiltert und verzögert in den Vorfluter (Glatt, siehe auch Abbildung 7+Abbildung 8).
 Anfallendes Wasser aus der offenen Wasserhaltung bei Trockenwetter:

Baugrubensicherungs- / Ankerarbeiten:	Ca. 100 l/min
Pfähle:	Ca. 100 l/min (pro Pfahlbohrgerät)
Betonumschlagplatz / Waschen von Betonkübel etc.:	Wird jeweils separat abgeführt / Wird nicht ins Absetzbecken der offenen Wasserhaltung eingeleitet.

Maximal berechnete Pumpmenge aus offener Wasserhaltung: 650 l/min

Mit dem aus der Oberflächenentwässerung anfallenden Wasser ergibt sich eine totale Pumpmenge von 1050 l/min aus der offenen Wasserhaltung.

5.5 Dazugehörige Pläne

- 602 Entwässerungskonzept Baugrube

6 Konzept Foundation

Die Bodenplatte des Neubaus kommt mehrheitlich in der Seeablagerung, in einem Teilbereich (Ostseite) in der Schotterschicht zu liegen. Die Seeablagerung ist nicht konstant mächtig und nicht dicht gelagert und dadurch setzungsempfindlich. Auch verfügt die Seeablagerung nicht über genügend gute Eigenschaften hinsichtlich Mantelreibung (massgebend für schwimmende Pfähle). Die Schotterschicht ist ebenfalls nicht konstant mächtig, die Unterkante der Schicht ist zudem in Richtung Osten steil abfallend. Grundsätzlich ist die Schotterschicht tragfähig.

Folglich kommt die Bodenplatte auf zwei Baugrundarten mit unterschiedlichen Trag- und Setzungsverhalten zu liegen. Zudem wirken im Projekt, aufgrund von Einwirkungen und Spannweiten, hohe Punktlasten. Bei einer Flachfundation oder einer kombinierten Pfahl-Platten-Fundation (KPP) besteht die Gefahr von differenziellen Setzungen. Differenzielle Setzungen können zu verschiedenen Problemen führen, wie z.B. die Entstehung von ungewollten Zwängungskräften (Einfluss auf das Tragverhalten), Setzungs- und Dichtigkeitsprobleme im Anschlussbereich an Bestandsbauten, Risse im Neubau und dgl.

Basierend auf den erwähnten Risiken und den hohen Projektanforderungen kann bei den vorliegenden geologischen Randbedingungen keine sinnvolle Flachfundation oder eine kombinierte Pfahl-Platten-Fundation geplant werden.

Bei den Seeablagerungen ist zu beachten, dass sie nicht über eine hohe, eiszeitliche Vorbelastung verfügen und entsprechend als locker gelagert bezeichnet werden müssen. Dies ist ein grosser Nachteil insbesondere im Falle einer Erdbebeneinwirkung. Die Einwirkung würde in den locker gelagerten Seeablagerungen zu einer Nachverdichtung führen, welche wiederum zu hohen und unberechenbaren Setzungen führen würden. Dieses Szenario kann die Tragsicherheit des Bauwerks gefährden.

Gestützt auf die oben erwähnten Erläuterungen und Überlegungen werden die Gebäudelasten über eine Tiefen Gründung (Pfähle / teilweise Schlitzwände) auf die sehr gut tragfähige Moräne beziehungsweise in den älteren Schotter abgetragen. Die tragfähige Moräne befindet sich in einer Tiefe von ca. 9 bis 26 m unterhalb der Baugrubensohle. Die Bereiche mit Pfählen und Schlitzwänden sind in Abbildung 10 dargestellt.

Die entsprechende Ausbildung der Fundation wird in den nachfolgenden Abschnitten beschrieben.

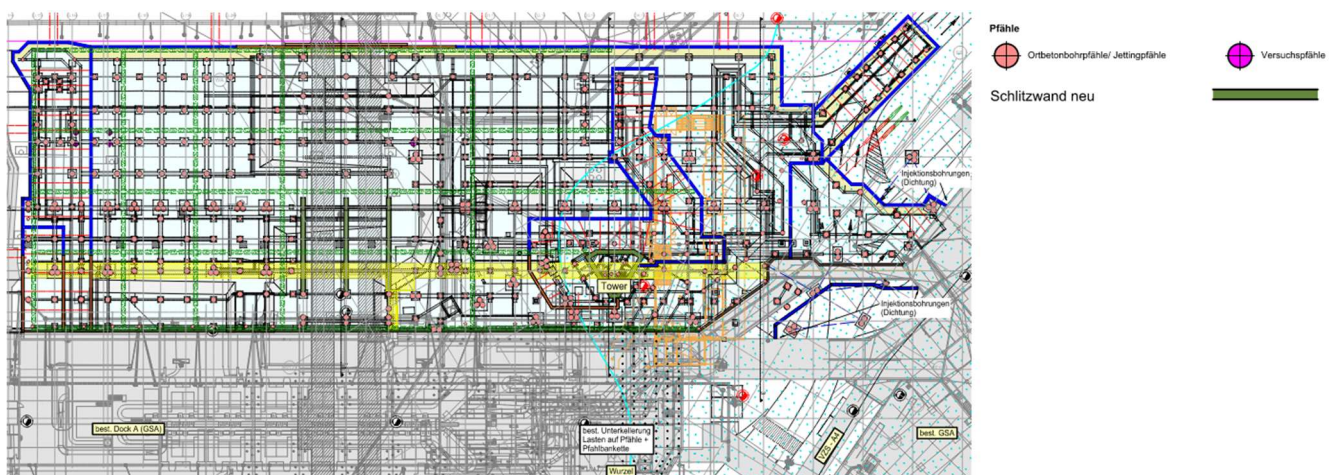


Abbildung 10: Übersicht Fundationsarten

6.1 Pfahlgründung

Von Mai bis Juni 2025 wurden Pfahlvorversuche vor Ort durchgeführt (Grundlage Bericht [c]). Die für die Bemessung der Pfähle und Schlitzwände angesetzten Bodenkennwerte und Widerstände entstammen diesen Vorversuchen. Aufgrund der Erkenntnisse aus den Vorversuchen wird bei der Bemessung der Pfähle der Spitzenwiderstand und die Mantelreibung im Bereich der Moräne als auch die Mantelreibung in der Seeablagerung betrachtet –im Stand PGG 2023 wurde die Seeablagerung vernachlässigt. Weitere mögliche Optimierungen der Pfahlfundation aufgrund der Ergebnisse der Pfahlvorversuche werden in der Ausführungsplanung geprüft.

Grundsätzlich werden die hohen Gebäudelasten (mehrheitlich Punktlasten) über Grossbohrpfähle in die tragfähige Moräne abgetragen. Je nach Lasten und Einflussfläche werden drei Typen von Grossbohrpfählen verwendet: Durchmesser 0.90 m, 1.20 m und 1.50 m. Diese werden ca. 3.0 m in die Moräne eingebunden, um einen sicheren Abtrag der Lasten gewährleisten zu können. Lokal begrenzt kann die Stärke der Moräne weniger als 3.0 m betragen. In diesem Fall erreicht die Pfahlspitze die ältere Schotterschicht. Ebenfalls basierend auf den Vorversuchen wird davon ausgegangen, dass die ältere Schotterschicht innerhalb des Projektperimeters eine minimale Mächtigkeit von 13 m aufweist (UK älterer Schotter > 41 m unter OKT). Anders als in früheren Phasen

angenommen wird daher davon ausgegangen, dass die Schicht bei der Erstellung der Pfähle nicht vollständig durchbohrt wird.

Die Bodenplatten G01 und G02 (Medienkanäle) stehen unter Auftrieb. Folglich müssen im Bauzustand die Pfähle als Zugpfähle ausgebildet werden. Bei einem Grossteil der Pfähle wirken im Endzustand genügend Druckkräfte, sodass die Auftriebskräfte überdrückt werden. In Bereichen, wo nur die Lasten aus unterirdischen Geschossen auf die Pfähle wirken, verbleiben auch im Endzustand Zugkräfte wegen Auftriebs.

6.2 Schlitzwand

An einigen Stellen, vor allem im Bereich des Towers und der PTS-Röhren, sind anstelle von Grossbohrpfählen Schlitzwände als Tiefenfundation erforderlich. Durch die Einwirkung von sehr hohen Lasten in diesen Bereichen auf kleine Flächen kann keine statisch sinnvolle Anordnung der Pfähle gefunden werden. Zudem wirken im Bereich der Fundation des Towers Horizontalkräfte, welche über eine Schlitzwand sauber in den Baugrund abgetragen werden können.

Die Schlitzwände werden mit einer Breite von 1.5m vorgesehen und reichen, wie die Pfahlgründung, bis in die Moräne. Für die Lastenabtragung wird lediglich die Moräne angesetzt.

6.3 Dazugehörige Pläne

- 600 Konzept Baugrube und Fundation, Grundrisse
- 601 Konzept Baugrube und Fundation, Schnitte

7 Grundlagen

Pläne

- Bestandspläne (Architektur- und Ingenieurpläne)
- Architekturpläne Neubau, Planungsphase Plangenehmigungsgesuch, Stand 30.09.2025

Normen

- SIA-Norm 260:2013 Grundlagen der Projektierung von Tragwerken
- SIA-Norm 261:2020 Einwirkungen auf Tragwerke
- SIA-Norm 262:2013 Betonbau
- SIA-Norm 263:2013 Stahlbau
- SIA-Norm 267:2013 Geotechnik
- SIA-Norm 269:2011 Grundlagen der Erhaltung von Tragwerken
- SIA-Norm 269/1:2011 Erhaltung von Tragwerken – Einwirkungen
- SIA-Norm 269/2:2011 Erhaltung von Tragwerken – Betonbau
- SIA-Norm 269/3:2011 Erhaltung von Tragwerken – Stahlbau
- SIA-Norm 272:2024 Abdichtung und Entwässerungen von Bauten unter Terrain und im Untertagebau
- SIA-Norm 431:2022 Entwässerung von Baustellen

Berichte

- [a] Neubau DTW und Dock A - Geologische Baugrunduntersuchungen (Sondierkampagne 2024), Jäckli Geologie AG, 15.01.2025
- [b] Ertüchtigung PTS-Tunnel, Beilage B01 – Technischer Bericht, INGE PAKOHA / Amberg Engineering AG, 03.11.2023
- [c] Entwicklung Flughafenkopf (EFHK), Ersatzneubau Dock A und Anschlussbauten DTW – Pfahl- und Ankerversuche – Dokumentation der Pfahlbohrungen, Jäckli Geologie AG, 30.06.2025

[d] B30 - Einbauten ins Grundwasser – Konzept zur Erhaltung von Speichervolumen und Durchflusskapazität des Grundwasserleiters, Jäckli Geologie AG, 15.12.2025

8 Beilagen / dazugehörige Pläne

600 Konzept Baugrube und Foundation, Grundrisse

601 Konzept Baugrube und Foundation, Schnitte

602 Entwässerungskonzept Baugrube

603 Übersichtsplan Ersatzmassnahmen Grundwasser

604 Übersichtsplan und Systemschnitte Durchströmungsberechnung

B03 Bericht «Einbauten in Grundwasser – Konzept zur Erhaltung von Speichervolumen und Durchflusskapazität des Grundwasserleiters»

B07 Berechnung Regenwasseranfall