

Geotechnischer Bericht zum Baugrund

**Neubau REGA Kägiswil
Flugplatz Kägiswil
Brünigstrasse/Schatzli, P. 444
6060 Sarnen OW**



Projekt-Nr.
2025 – 0210

Besteller / Bauherrschaft
Schweizerische Rettungsflugwacht
Rega-Center
Postfach 1414
8058 Zürich-Flughafen

Generalplaner
Strüby Konzept AG
Steinbislin 2
6423 Seewen SZ

Titelbild:
Blick nach Südwesten über den Projektperimeter mit Bagger bei Sondierung BS 3 (11.02.2025).

17. November 2025

Inhaltsverzeichnis

Zusammenfassung	3
1. Allgemeines	1
1.1. Bauvorhaben und Auftrag	1
1.2. Ausgeführte Felduntersuchungen	2
1.3. Verwendete Unterlagen	2
2. Geologisch-hydrogeologische Übersicht	2
3. Geologie und Baugrund im Detail	3
3.1. Ergebnisse der Sondierungen	3
3.2. SPT-Versuche und Auswertung	4
3.3. Bodenkennwerte (geschätzt)	5
3.4. Lokale Grundwasserverhältnisse	6
4. Bautechnische Folgerungen und Empfehlungen	7
4.1. Foundation Gebäude	7
4.2. Pfahlfundation	8
4.3. Baugrubenaushub und Wasserhaltung	9
4.4. Hinterfüllung und Wiederverwendung des Aushubmaterials	10
4.5. Allgemeine Hinweise und geologisch-geotechnische Restunsicherheiten	10
5. Diverses	11
5.1. Versickerung von Meteorwasser im Untergrund	11
5.2. Erdbebeneinwirkung	11
5.3. Naturgefahren	11
5.4. Nachweis der Erhaltung der Durchflusskapazität inkl. Interessenabwägung	13
5.5. Alternative Energienutzung aus dem Untergrund	13

Anhang

Anhang 1	Situation mit Lage der Sondierungen (M 1 : 2'000)
Anhang 2	Schematischer geologischer Profilschnitt A – A' (M 1 : 250)
Anhang 3.1 + 3.2	Schichtenverzeichnisse der Baggersondierungen BS 1 – 3
Anhang 4.1 + 4.2	Schichtenverzeichnisse der Kernbohrungen KB 1 und KB 2
Anhang 5	Elektrische Drucksondierungen (CPTU) (Bericht Geoprofile GmbH, Projekt-Nr. 60-3216, Bericht-Nr. 3216/1)
Anhang 6.1 – 6.2	Geophysikalische Untersuchungen und standortspezifisches Antwortspektrum (Bericht Geoprofile GmbH, Projekt-Nr. 60-3216, Berichts-Nrn. 3216/2+3)

Zusammenfassung

Baugrund Kap. 3.1	Ober-/Unterboden inkl. künstliche Auffüllungen	0.5 m
	See- und Deltaablagerungen	0.4 – 17/18 m
	Fluss-Schotter	ab 17/18 m bis >40 m u. OKT
Grundwasser Kap. 3.3	Gewässerschutzbereich	A _U
	in Deckschichten	nur Schichtwasser
	im Aquifer ab rd. 17 m u.OKT	Grundwasser, gespannt bis rd. 2-3 m u. OKT
Foundation Kap. 4.1	Fluss-Schotter	Pfahlfundation Vollverdränger-System mit Spitzendruck
Baugrube Kap. 4.2	See- und Verlandungssedi- mente (torfig)	- frei 1:1 (vertikal zu horizontal) - sonst. mit Geröllbeton, 3:1
Versickerung Kap. 5.1	nicht möglich	0.12 l/min·m ²
Erdbebensicherheit Kap. 5.2	Zone	Z 2
	Baugrundklasse	D
Naturgefahren Kap. 5.3	Naturgefahrenprozesse	Geringe bis Restgefährdung Wasser
	Oberflächenabfluss	bis 25 cm
Durchfluss- kapazität Kap. 5.4	Nachweis erforderlich	Wird auf Grundlage des definitiven Pfahl- plans in separatem Bericht abgehandelt.

1. Allgemeines

1.1. Bauvorhaben und Auftrag

In Sarnen soll beim Flughafen Kägiswil der neue Hauptsitz für die Schweizerische Rettungsflugwacht REGA realisiert werden. Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie wurden im Februar 2025 elektrische Drucksondierungen und Baggersondierung abgeteuf, auf dessen Grundlage das erste geotechnische Gutachten erstellt wurde (unser Bericht-Nr. 2025 – 0210 vom 27.02.2025). Allerdings bestanden noch diverse Unsicherheiten zum Baugrundmodell hinsichtlich Fundation, Erdbebensicherheit etc.

Im hier vorliegenden, aktualisierten Baugrundgutachten werden die Restunsicherheiten neu beurteilt. Es handelt sich dabei insbesondere um die Bestimmung der Mächtigkeit der Fluss-Schotter zur Beurteilung der Pfahlfundation (technisch bedingt konnte mit den Drucksondierungen nur knapp 50 cm tief in diese Einheit eingedrungen werden) sowie der seismischen Baugrundklasse.

Im Auftrag der Bauherrschaft, vertreten durch die Strüby Konzept AG, wurde die Durchführung der Baugrunduntersuchung an die Geologik AG übergeben. Grundlage und Umfang dieses Berichts sind in der Auftragsbestellung vom 05.02.2025 resp. vom 05.08.2025 für die zweite Sondierkampagne definiert.

Die nachfolgende Abbildung 1 zeigt den regionalen Standort des Bauprojektes in Sarnen OW.

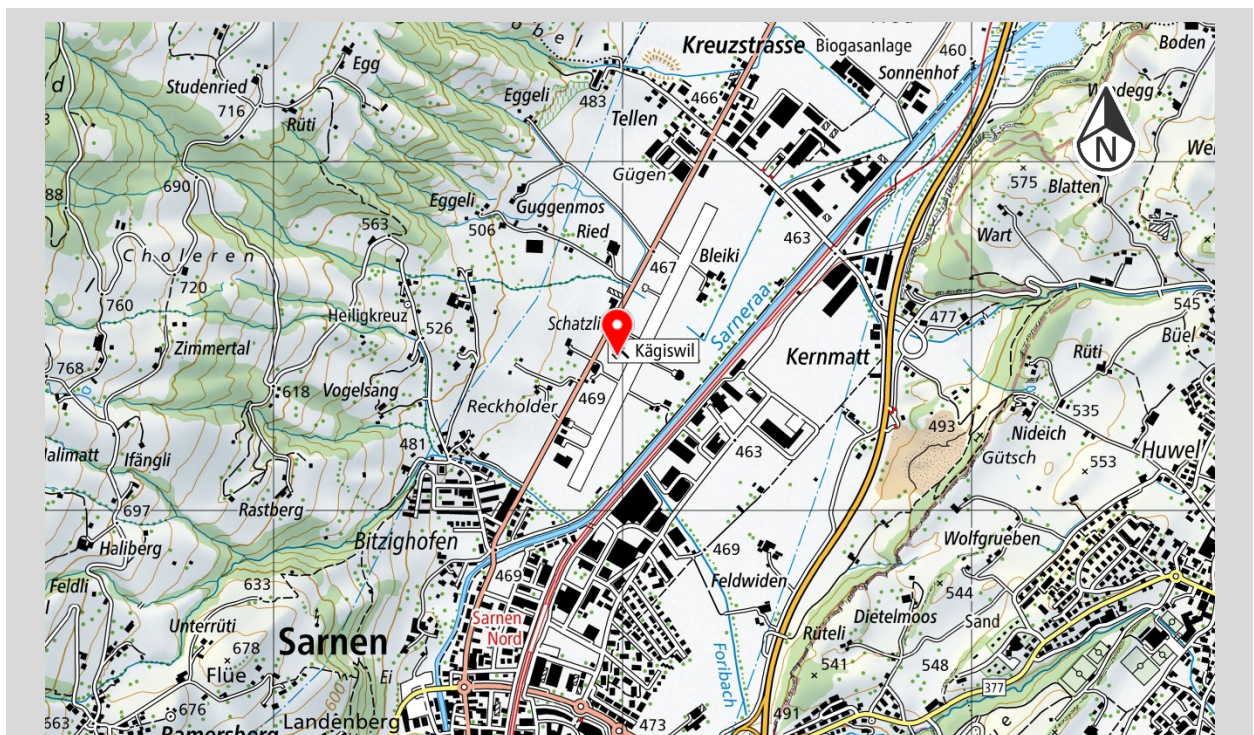


Abbildung 1: Ausschnitt aus der topographischen Landeskarte 1:25'000 (nicht massstäblich), mit der Lage des Projektstandortes (roter Pin); mittlere Koordinaten: 2'661'980 / 1'195'460.

Quelle: swisstopo. CH1903+ / LV95.

1.2. Ausgeführte Felduntersuchungen

Am 11.02.2025 wurden folgende Felduntersuchungen durchgeführt:

- 3 x Baggersondierungen (BS) in Tiefen bis maximal 3.5 m unter Oberkante Terrain (OKT)
- 1 x Versickerungsversuch in BS 3
- 3 x elektrische Drucksondierungen (CPTU) in Tiefen bis max. 19.45 m unter OKT

Am 01.08.10.2025 wurden die seismischen Untersuchungen mit 3 Profilen ausgeführt.

Im Zeitraum vom 02. – 08.10.2025 wurden zwei Kernbohrungen (KB) in Tiefen bis max. 33 m unter OKT abgeteuft und jeweils mit einem Piezometer (Durchmesser 2") ausgebaut.

In den Kernbohrungen wurde zudem jeweils ein SPT-Versuch in einer Tiefe von 21 m durchgeführt.

1.3. Verwendete Unterlagen

1. Pläne und Schnitte (Baueingabe): Stücheli Architekten AG, Zürich, Stand 10.10.2025
2. Geologischer Atlas der Schweiz, Blatt Alpnach, LK-Nr. 1170
3. Geoportal des Kantons Obwalden
4. Archiv Geologik AG, Luzern/Goldau

2. Geologisch-hydrogeologische Übersicht

Das Sarneraa-Tal ist ein stark vertieftes Tal, welches sich während der letzten Eiszeiten bildete. Die Tiefe dieses Sedimentbeckens kann aus dem «Mächtigkeitsmodell des Lockergesteins» von swisstopo auf zwischen rd. 75-100 m (süd-westlicher Bereich) und 100-150 m (nord-östlicher Bereich) abgeschätzt werden und deckt sich mit den geophysikalisch-seismischen Untersuchungen.

Der tiefere felsige Untergrund wird hier von Gesteinen der Drusbergdecke aufgebaut.

Im Laufe mehrerer Kälteperioden wurde das *Sarneraa-Tal* zuletzt vom *Brünig-Arm* des *Aaregletschers* modelliert, wobei in mehreren Vorstoss- und Rückzugsstadien ältere Ablagerungen ausgeräumt oder überprägt und neu aufgeschichtet wurden. Noch gegen Ende der letzten Kaltzeit (*Würm-Eiszeit*) bildete der *Sarnersee* mit dem *Alpnachersee* ein zusammenhängendes Becken, welches dann aber durch seitliche Schuttfächer eingengt und schliesslich abgetrennt wurde.

Die *Sarner Aa* füllte als (post-)glaziale Entwässerungsrinne den Talboden zunächst mit jungen Alluvionen aus weitgehend grobkörniger Schuttfracht (Fluss-Schotter) auf. Mit dem allmählichen Rückgang des Gletschers und der anschliessenden Einschnürung des Seebeckens folgten feinkörnige Ablagerungen bis hin zu (teilweise torfigen) Verlandungsbildungen.

Diese alluvialen Schuttfächer der *Sarner Aa* bilden innerhalb der grobkörnigen und gut durchlässigen Schichten einen ergiebigen Grundwasserkörper, welcher z.T. auch zur Wasserversorgung genutzt wird. Gemäss der kantonalen Gewässerschutzkarte wird das Baugebiet dem Gewässerschutzbereich **Au** zugewiesen, d.h. nutzbare unterirdische Gewässer sowie deren Randgebiete.

3. Geologie und Baugrund im Detail

3.1. Ergebnisse der Sondierungen

Mit den Baggersondierungen und Kernbohrungen wurden die Zusammensetzung und die Lagerungsverhältnisse der Lockergesteine auf und unter dem Fundationsniveau abgeklärt und beurteilt. Die Ergebnisse der Sondierungen sind in den Schichtenverzeichnissen detailliert aufgezeigt (siehe Anhang 3 & 4).

Zusätzlich wurden tief reichende elektrische Drucksondierungen (CPTU) durchgeführt, um die allfällige Pfahlfundation planen und dimensionieren zu können. Dabei wird während des Eindringens der Sonde fortlaufend und tiefenbezogen der Spitzenwiderstand, die Mantelreibung und der Porenwasserdruck aufgezeichnet. Eine detaillierte Zusammenfassung der Ergebnisse sowie technische Hintergrundinformationen zum Verfahren und der Auswertung sind dem Bericht des ausführenden Unternehmens Geoprofile GmbH zu entnehmen (vgl. Anhang 5).

Die elektrischen Drucksondierungen eignen sich in locker gelagerten, grobkörnigen Lockergesteinen oder feinkörnigen Sedimenten mit weichen bis halbfesten Konsistenzen. Ein Eindringen in dicht gelagerte Schichten ist aus technischen Gründen nicht möglich. Beim Überschreiten der Druckkraft von 51.9 MPa auf die Sonde besteht das Risiko, dass das Gestänge bricht, so dass dieser Wert auch gleichzeitig das Abbruchkriterium angibt.

Mit den seismischen Untersuchungen wurde der tiefe lokale Schichtaufbau bis auf den Fels sowie das standortspezifische Antwortspektrum zur Bestimmung der seismischen Baugrundklasse abgeklärt (siehe hierzu Berichte im Anhang 6).

Der Aufbau des natürlich gewachsenen Untergrundes beginnt mit dem humosen **Ober- und Unterboden** (Einheit 1), wo stellenweise auch **künstliche Auffüllungen** (< 1%) aus Steinen mit wenig Ziegelbruchstücken vorkommen. Darunter folgen rd. 16-20 m mächtige **See- und Deltaablagerungen** (Einheit 2) aus mehrheitlich schwach sandig-kiesigem Ton und Silt mit torfigen Zwischenschichten. Darin sind auch unregelmässig grobkörnige Linsen aus stark sandigem und steinigem Kies eingeschaltet. Die tiefste sondierte Einheit sind sehr harte **Fluss-Schotter** (Einheit 3) aus sandigem Kies: gemäss den Scherwellengeschwindigkeiten der Seismik sind diese bis in eine Tiefe von rd. 36-41 m (resp. bis 60 m mit dem Reflexionsmodell) dicht und bis 100-107 m (resp. 124 m) sogar sehr dicht und hart gelagert.

Ab einer Tiefe von 184-218 m unter Terrain konnte eine Einheit aus **Moräneablagerungen** (im Bericht der Geoprofile GmbH allerdings als *Flysch* bezeichnet) bestimmt werden, an die sich dann der **Fels** anschliesst. Diese beiden untersten Einheiten sind für die weiteren geotechnischen Betrachtungen nicht relevant und werden daher nicht weiter behandelt.

Gestützt auf diese Informationen können die einzelnen Schichten aus bautechnischer Sicht zu einem vereinfachten Baugrundmodell gemäss Tabelle 1 auf folgender Seite 4 zusammengefasst werden. Die geologischen Verhältnisse des Baugrundes sind im Anhang 2 graphisch dargestellt.

Tabelle 1: Schichtenverzeichnis

Einheit // Schicht	Schicht- mächtigkeit [m u. OKT]	Materialbeschreibung	Geologische Identifikation	Geotechnische Einstufung
1	0.0 – 0.5	Silt bis Ton , schwach sandig, schwach kiesig und Steine , tonig, siltig, mit wenig Ziegelbruchstücken, organisch, durchwurzelt, steife Konsistenzen, Brauntöne	Ober- und Unterboden inkl. künstliche Auffüllung	locker gelagert, grosses Setzungspotential
2	0.4 – 16 bis 20 m	Wechselschichtung aus Ton & Silt , schwach sandig, schwach kiesig, torfig bis reiner Torf , sehr weich bis steif, mit Kies , stark sandig, steinig, schwach tonig, schwach siltig, z.T. Schichtwasser Schwarz-, Braun- und Grautöne	See- und Deltaablagerungen mit Verlandungsbildungen	(sehr) locker gelagert, grosses Setzungspotential
3	ab rd. 16 bis 20	Kies , sandig, steinig, dicht bis sehr dicht gelagert, Grundwasser führend	Fluss-Schotter	hart bis sehr hart gelagert, geringes Setzungspotential
4	ab rd. 180	i.d.R. Kies , tonig-siltig, sandig, steinig	Moräne	dicht, hart
5	ab rd. 200	Mergel (Drusberg-Decke, Helvetikum)	Fels	praktisch inkompressibel

3.2. SPT-Versuche und Auswertung

In den beiden Kernbohrungen wurde je ein SPT-Versuch (*standard penetration test*) in den Fluss-Schotter durchgeführt: deren Auswertung ist in der Tabelle 2 auf folgender Seite 5 zusammengefasst.

Beim *SPT* handelt es sich um eine Rammsondierung (Rambbär 63.5 kg, Fallhöhe 76 cm, Spitzendurchmesser 50.5 mm), welche in der offenen Bohrung direkt auf der Bohrlochsohle durchgeführt wird, d.h. ohne Gestänge-/Mantelreibung. Gemessen werden die Schlagzahlen für 3 Stufen mit jeweils 15 cm (d.h. **N₀₋₁₅**, **N₁₅₋₃₀** und **N₃₀₋₄₅**) bei einer gesamthaften Eindringung von 45 cm.

Der Abschnitt von 0-15 cm kann durch den Bohrvorgang aufgelockert sein und wird nicht gewertet. Erst die Abschnitte 15-30 cm und 30-45 cm widerspiegeln die tatsächlich vorhandene Lagerungsdichte. Um das Werkzeug nicht über die Massen zu strapazieren, wird die Sondierung üblicherweise eingestellt, wenn pro 15 cm Eindringung mehr als 50 Schläge benötigt werden. Das war hier jedoch nicht der Fall.

Die *SPT* erfolgten jeweils in der ungefähren Tiefe der Pfahlfundation und charakterisieren somit die dortige Lagerungsdichte.

Für die Interpretation wird der N-Wert (N_{30}) herangezogen, der die Anzahl der Schläge im Abschnitt von 15-45 cm Eindringtiefe wiedergibt. Folgende Richtwerte werden angesetzt:

- bis 10 Schläge = lockere Lagerung
- bis 30 Schläge = mitteldichte Lagerung
- über 30 Schläge = dichte und harte bis sehr harte Lagerung

Tabelle 2: Ergebnisse/Zusammenstellung der SPT-Versuche

EINHEIT	Versuchstiefe im Bohrloch [m unter OKT]	Anzahl der Schläge [N] Abschnitt von x.00 – x.15 m	Anzahl der Schläge [N] Abschnitt von x.15 – x.30 m	Anzahl der Schläge [N] Abschnitt von x.30 – x.45 m	N-Wert
		N_{0-15}	N_{15-30}	N_{30-45}	N_{30}
3 Fluss-Schotter	KB 1 21.00 – 21.45	17	17	23	40
3 Fluss-Schotter	KB 2 21.00 – 21.45	24	17	30	47

Die dichte und harte Lagerung der Fluss-Schotter, wie sie bereits oberflächlich durch die elektrische Drucksondierungen dokumentiert ist, wird somit auch in den Rammwiderständen in etwas tieferen Lagen verdeutlicht resp. bestätigt.

3.3. Bodenkennwerte (geschätzt)

Für die oben genannten Einheiten können die bodenmechanischen Kennwerte auf charakteristischem (d.h. Bruch-) Niveau erfahrungsgemäss wie in unterer Tabelle 3 abgeschätzt werden. Die Extremwerte in Klammern grenzen den repräsentativen Schwankungsbereich ein. Als Eingabewert bei geotechnischen Berechnungen empfehlen wir, den geschätzten Erwartungswert (wahrscheinlicher Mittelwert ohne Klammern) zu verwenden.

Der natürliche Ober- & Unterboden sowie die künstlichen Auffüllungen (Einheit 1) müssen ohnehin abgeschoben werden und sind für die weiteren geotechnischen Betrachtungen nicht relevant.

Tabelle 3: Bodenkennwerte (geschätzte Erwartungswerte)

EINHEIT	FEUCHTRAUM-GEWICHT γ_f [kN/m ³]	RAUMGEWICHT u. AUFTRIEB γ' [kN/m ³]	REIBUNGS-WINKEL $\Phi'k$ [°]	KOHÄSION $c'k$ [kN/m ²]	ZUSAMMEN-DRÜCKUNGSMODUL $M_{E,k}$ [MN/m ²]
2 See- und Delta-ablagerungen	(16 – 20) 18	(6 – 10) 8	(24 – 30) 27	(4 – 8) 6	(5 – 15) 10 Torf: 0.5
3 Fluss-Schotter	(21 – 23) 22	(11 – 13) 12	(30 – 40) 35	(0 – 1) 0	(50 – 70) 60

3.4. Lokale Grundwasserverhältnisse

Gemäss der kantonalen Grundwasserkarte befindet sich das Bauareal in einem *kleinräumigen Vorkommen* (vgl. untere Abbildung 2), wo keine Grundwassermächtigkeiten und -höhen ausgeschieden sind (i.d.R. aufgrund fehlender Untersuchungen/Daten etc.). Die Durchlässigkeit wird als gering eingestuft: Dies kann mit den bindig-tonigen Seeablagerungen erklärt werden, die bis in eine Tiefe von rd. 17-18 m unter Gelände reichen und keine aktive Grundwasserzirkulation erlauben. In dazwischen eingeschalteten grobkörnigen Lagen/Rinnen/Bahnen kann sich zwar Wasser einstauen, ist aber in diesen «Wassertaschen» gefangen.

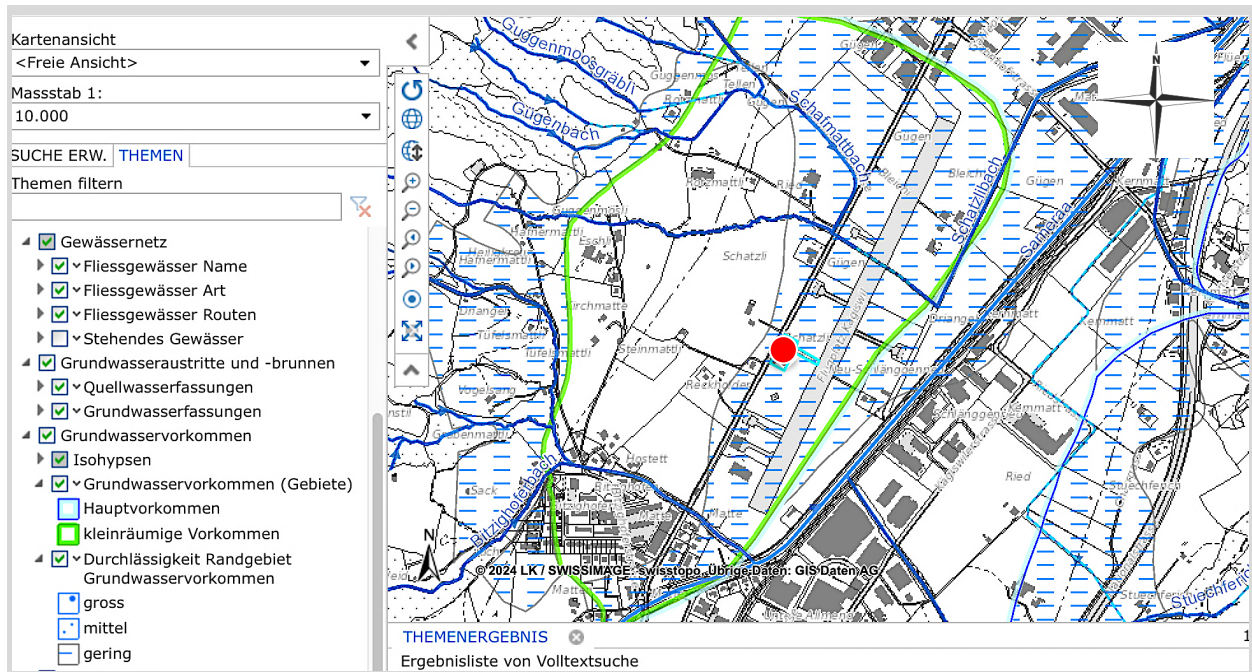


Abbildung 2: Grundwasserkarte im Umfeld vom Projektstandort (roter Punkt) / Quelle: GiS Kt. OW.

Anhand der neuen Sondierungen erweitern sich u.E. die Kenntnisse über das lokale Grundwasservorkommen: der eigentliche Aquifer beginnt hier erst mit den Schottern (sandige Kiese etc.) ab rd. 17/18 m unter Terrain, die sich bis in eine Tiefe von mindestens 40 m und weiter erstrecken. Deren Durchlässigkeit kann erfahrungsgemäss in einem Rahmen von rd. $10E-04$ – $10E-03$ m/s abgeschätzt werden, was einem mittleren bis guten Wert entspricht. Wie die noch tiefer liegenden, sehr dicht gelagerten Schotter auftreten, ist spekulativ. Eine direkte Korrelation mit benachbarten Bohrungen entlang der *Sarneraa* ist nicht möglich, da dort die Schotter/Flusskiese viel früher beginnen und eine viel stärkere Verzahnung mit Überschwemmungssedimenten entlang vom Flusslauf stattgefunden hatte.

Während den Baggersondierungen wurden nur einzelne vernässte und schichtwasserführende Bereiche angetroffen, ohne direkte Zuordnung eines Grundwasserspiegels. Hingegen konnte in den Piezometern der Kernbohrungen am 08.10.2025 ein Grundwasserspiegel im Rahmen von 2.7 bis 3.05 m unter Gelände gemessen werden, was einer Höhe von 462.3 bis 462.55 m ü. M. entspricht. Für längere Messperioden sollten die Piezometer mit einem automatischen Datenlogger ausgestattet werden, damit sich die Schwankungsbreite des Grundwasser(druck)spiegels für die Tiefbauarbeiten (Kanalisation, Leitungen, Schächte, Tank etc.) besser beurteilen lässt.

Wir gehen mit heutigem Kenntnisstand zunächst davon aus, dass es sich bei den Grundwasserhöhen generell um einen Druckspiegel handelt, der von den Schottern unterhalb der 17/18 m unter Terrain stammt. Die tonigen Deckschichten wirken wie ein dichter Deckel, so dass das Grundwasser nur dann aufsteigen kann, wenn diese durchstossen werden.

Im Zuge der Tiefbauarbeiten erwarten wir somit nur wenig Schichtwasser in den Baugruben, Kanalisationsgräben etc.

4. Bautechnische Folgerungen und Empfehlungen

4.1. Foundation Gebäude

Der Neubau umfasst das 6-stöckige Rega-Verwaltungsgebäude (zzgl. Aufbau Technik) sowie das Maintenance-Gebäude, welche mit einer unterirdischen Einstellhalle miteinander verbunden sind. Nordostseitig ist zudem ein Baufeld für ein noch nicht weiter konkretisiertes Bauvorhaben angedacht.

Das Baunull für das Rega-Projekt beträgt 469.90 m ü. M. und ist über die Oberkante Fertig Boden im Erdgeschoss (OK FB EG) definiert. Die Bodenplatte der Maintenance-Halle kommt ebenerdig zum bestehenden Terrain zu liegen, was für das Planum auf dem Untergeschoss-Niveau einer Höhe von rd. 464.25 m ü. M. entspricht.

Auf dem Fundationsniveau sind nach dem Abtragen des Ober- und Unterbodens durchgehend die See- und Deltaablagerungen mit Verlandungsbildungen (Einheit 2) anstehend (vgl. Anhang 2). Diese sind mehrheitlich sehr weich gelagert und nur die grobkörnigen Linsen weisen eine etwas höhere Lagerungsdichte auf. Da diese Linsen nur vereinzelt und nicht durchgehend vorkommen, spielen sie nur eine untergeordnete Rolle. Insgesamt birgt die Einheit 2 ein sehr grosses Risiko für Setzungen.

Dieser Zusammenhang ist auch in der nachfolgenden Tabelle 4 für die zulässigen Bodenpressungen verdeutlicht. Es handelt sich dabei um eine erfahrungsgemässe Abschätzung auf charakteristischem, d.h. Gebrauchs-Niveau, wobei diese Werte mit konkreten Setzungsberechnungen sowie definierten Fundamentabmessungen plausibilisiert werden müssten.

Tabelle 4: Geschätzte Erwartungswerte für die maximal zulässigen Bodenpressungen auf charakteristischem Niveau („aufnehmbarer Sohldruck“) bei Tolerierung von Setzungen bis max. 2 cm.

FOUNDATIONSART	Schicht 2
	See- und Deltaablagerungen [kN/m ²]
BODENPLATTE	40 ± 20
STREIFENFUNDAMENT	50 ± 20
EINZELFUNDAMENT	60 ± 20

Erst die darunter liegenden Fluss-Schotter (Einheit 3) ab rd. 16 m unter dem Planum sind ausreichend dicht gelagert und müssen als Zielhorizont für die Foundation angepeilt werden.

4.2. Pfahlfundation

Mit der Messsonde der Drucksondierung (CPTU) konnten die Fluss-Schotter (Schichteinheit 3) nicht durchdrungen werden bzw. musste das weitere Eindringen aufgrund des Abbruchkriteriums beendet werden. Die aufgezeichnete Mantelreibung weist für diese Einheit eine dichte bis sehr dichte Lagerung auf. Die laterale Ausbreitung der Oberkante der Fluss-Schotter ist sehr einheitlich und beginnt ab 16 bis 18 m unter Terrain.

Mit den Kernbohrungen konnten die Schotter bis in eine Tiefe von 33 m unter Terrain nachgewiesen werden; die seismischen Messungen zeigen, dass sie sogar bis 36-41 m unter Gelände reichen. (Eine weitere, sehr dicht gelagerte Einheit von Schottern wird mit der Seismik bis in über 100 m Tiefe beschrieben). Damit sind die Fluss-Schotter ausreichend mächtig und hart, dass die Pfähle als Standpfähle konzipiert werden können, d.h. deren Anzahl und Durchmesser müsste so gewählt werden, dass die Pfähle auf resp. nur wenig in den Fluss-Schottern aufstehen – ein Durchstanzen der Schotter ist somit auszuschliessen.

In den lehmigen bis torfigen See- und Deltasedimenten (Einheit 2) kann nur eine geringe Mantelreibung angesetzt werden. Die dicht und hart gelagerten Fluss-Schotter (Einheit 3) weisen die höchsten Werte für die Mantelreibung auf, wo dann der Spitzendruck aufgebaut werden kann. Die Pfähle sollten daher hart aufgesetzt werden, damit die Pfahlsetzungen geringstmöglich gehalten werden (d.h. <20mm).

Es stehen grundsätzlich verschiedene Pfahlsysteme zur Auswahl, sowohl im gebohrten als auch im gerammten und verdrängenden Verfahren. Aktuell sind **Vollverdrängerpfähle im Ortbetonverfahren** vorgesehen, welche einen Durchmesser von 520 mm und eine Länge von rd. 20 m aufweisen werden. Damit können die hohen Gebäude- resp. Stützenlasten aufgenommen werden.

Für die Herstellung dieser Pfahldimensionen muss ein ausreichend tragfähiges Planum für eine Maschinengrösse von >80-100 to aufgebaut werden. Dazu ist erfahrungsgemäss eine Kieskofferung (oder «Schroppen» etc.) von bis zu 80/100 cm erforderlich, welche über einem Geotextil geschüttet wird.

Aufgrund von Erfahrungen in Böden ähnlicher Zusammensetzung gehen wir von den in der Tabelle 5 (folgende Seite 9) genannten spezifischen äusseren Bruchwiderständen (d.h. Bruch des umgebenden Lockergesteins) für Mantelreibung und Spitzdruck auf charakteristischem Niveau aus.

Tabelle 5: Spezifische Bruchwiderstände (Erfahrungswerte auf charakteristischem Niveau)

Schicht / Einheit	effektiv wirksame Mantelreibung	durchschnittliche Mantelreibung $R_{a,s}$	maximaler Spitzendruck $R_{a,b}$
	<i>Länge [m]</i>	<i>[kN/m²]</i>	<i>[kN/m²]</i>
2 See- und Delta- ablagerungen	16 – 18	5 – 10	nicht relevant
3 Fluss-Schotter	rd. 2 oder >	140 – 180	4'000 – 5'000

Die Werte beziehen sich auf ein Verhältnis der Setzungen zum Pfahldurchmesser von s/D_s von 0.03 bei den o.g. Pfahlsystemen.

Nach der aktuell gültigen Norm SIA 267 berechnet sich der Bemessungswert für den äusseren Tragwiderstand wie folgt $R_{a,d} = \frac{\eta_a \cdot R_{a,k}}{\gamma_{M,a}}$

mit $\gamma_{M,a} = 1.3$ für Druckpfähle und $\eta_a = 0.7$ (Übertragung von vergleichbaren Erfahrungswerten) -> Bemessungswert $R_{a,d} = R_{a,k} / 1.85$.

Um die o.g. Annahmen zu verifizieren, sind Pfahlprüfungen vorzusehen – nicht zuletzt auch, um eine allfällige Anpassung der Längen vornehmen zu können, wobei die Mindestlänge mit dem Auftreten der Schotter vorgegeben ist.

Foundation Kanalisation und -schächte sowie Kraftstofftank

In den torfigen Schichten findet bereits geogen (d.h. ohne menschliche Einwirkung) eine kontinuierliche Konsolidation und Zersetzung der organischen Anteile statt, die mit langfristigen Setzungen einhergeht. Deren Gesamtausmass lässt sich nur schwer und ungenau abschätzen, da nicht alle Standortfaktoren beziffert werden können. Erfahrungsgemäss sind Setzungen im Rahmen von ca. 5 – 20 cm innerhalb von 10 Jahren nicht auszuschliessen resp. zu erwarten.

Die gebäudenahen Kanalisationsleitungen können an die Bodenplatte angehängt werden. Leitungen in der freien Wiese sind so anzulegen, dass sie stabil einbetoniert verlaufen und ein nicht zu flaches Gefälle aufweisen, damit es keine Ausbauchungen gibt und sie nicht «durchhängen» können. Alternativ ist, je nach Grösse/Durchmesser/Gewicht, eine Pfahlfundation zu prüfen, wobei mit den geringen Lasten auch Mikropfähle im Injektions- Ramm- oder -Bohrverfahren geeignet sind.

Der Tank sowie die Kanalisationsschächte müssten, abhängig von Grösse und Gewicht, entweder auf einer verbreiteten Bodenplatte oder dann ebenfalls auf Pfählen abgestellt werden, wobei die Auftriebssicherheit gewährleistet sein muss. Die Pfähle können wegen der starken Sättigung des Untergrundes auch aus Holz sein (max. Lastaufnahme rd. 200 kN), wobei die obersten 2-3 mit einem Betonaufsatz zu versehen sind, damit sie permanent im Wasser stehen.

4.3. Baugrubenaushub und Wasserhaltung

Beim Baugrubenaushub entlang der Brünigstrasse entstehen die grössten Böschungshöhen bis zu rd. 2.5 m, welche sich im Bereich der Liftgruben – ab Aushubplanum – auf rd. 1.5 m verringern. Der Aushub umfasst nach dem Abtrag des Ober- und Unterbodens inkl. künstlichen Auffüllungen die See- und Deltaablagerungen.

Der weiche und stellenweise durchnässte Aufbau dieser Ablagerungen begünstigt sehr langsame Kriechbewegungen, wodurch sie resp. die Böschungen generell nur schlecht standfest sind. Freie Böschungen sind im Neigungsverhältnis von 1:1 möglich. Mit einer zusätzlichen stützenden Sicker-/Geröllbetonwand inkl. 0.5 m Fusseinbindung kann dieses Verhältnis auf 3:1 (vertikal zu horizontal) gesteigert werden.

Es sind die gültigen Vorschriften zur Arbeitssicherheit (BauAV und SUVA) zu berücksichtigen: ab Höhen von 4 m und einem Neigungsverhältnis von grösser 2:1 muss die Stabilität der Baugrubeneinschnitte (rechnerisch) nachgewiesen werden.

Wasserhaltung

Da der eigentliche Grundwasserbereich in den tief auftretenden Schotter mit den flachen Bauwerken nicht tangiert wird, ist insgesamt mit nur wenig Schichtwasser entlang besser durchlässiger Zonen/Rinnen zu rechnen. Die See- und Deltaablagerungen sind sehr schlecht durchlässig, so dass sich anfallendes Schicht- und Regenwasser in der Baugrube ansammeln wird. Die Wasserhaltung in der Tiefbauphase kann mit einer offenen Haltung mittels umlaufender Gräben und Pumpensumpf bewältigt werden.

Bei Bedarf muss ein Absetzbecken gestellt werden. Sobald Betonwasser anfällt, muss eine Neutralisationsanlage vorgeschaltet werden, welche den pH-Wert reguliert.

4.4. Hinterfüllung und Wiederverwendung des Aushubmaterials

Zum Wiedereinbau (Hinterfüllung) oder für Aufschüttungen muss in erster Linie sickerfähiges Material verwendet werden, das sich gut verdichten lässt und zudem die Anforderungen an die Frostsicherheit erfüllt (bis in rd. 0.8 m Tiefe).

Beim Aushub fallen mehrheitlich bindige, z.T. torfige Seeablagerungen an, welche die o.g. Kriterien nicht erfüllen. Sie können nur wiederverwendet werden, wenn langfristige Konsolidationssetzungen tolerierbar sind. Abhängig vom Gehalt an organischem Material (Holz- und Pflanzenreste sowie Torf) ist der Aushub als Typ E einzustufen.

Die künstlichen Auffüllungen weisen nur geringe Fremdstoffanteile (Ziegel, < 1%) auf, sodass diese vermutlich auf eine Deponie Typ B abgeführt werden müssten.

4.5. Allgemeine Hinweise und geologisch-geotechnische Restunsicherheiten

Generell muss darauf geachtet werden, dass das Planum während den Tiefbauarbeiten nicht unnötig aufgelockert wird und aufweichen kann. Besonders bei instabilen Witterungsverhältnissen sollten die letzten 20 cm erst kurz vor dem endgültigen Aushubniveau abgezogen werden und das Planum gleich anschliessend mit einem Geotextil/-vlies bedeckt werden sowie mit dem gut verdichtbaren Kieskoffer (Pfahlplanum) aufgebaut werden.

Sofern im Rahmen der Bauarbeiten Abweichungen gegenüber den hier dargestellten Untersuchungsergebnissen und Kenntnissen resp. Unsicherheiten jeglicher Art betreffend Tragfähigkeit, Böschungsstabilität etc. auftreten, ist eine Beratung mit dem Berichtverfasser oder einer sonstigen geotechnischen Fachperson unerlässlich.

Geotechnische Restunsicherheiten ergeben sich mit dem tatsächlich nötigen Umfang von Böschungssicherungsmassnahmen und dem saisonalen Wasserandrang, welche sich aber erst im Rahmen vom Tiefbau genauer beurteilen lassen. Generell ist der Baugrund sehr gut untersucht; lediglich in der Einschätzung der Kennwerte für die Pfahlbemessung ist ein grösserer Spielraum möglich, da selbst die tragfähigen Schotter heterogen aufgebaut sind (vgl. Bohrprofile Anhang 5).

5. Diverses

5.1. Versickerung von Meteorwasser im Untergrund

Eine konzentrierte und effiziente Versickerung von sauberem Regen- und Dachwasser im Untergrund ist an durchlässige und zusammenhängende Schichten gebunden, die das Wasser zügig ableiten können. Am Sondiertag wurde in der Baggersondierung BS 3 die Sickerfähigkeit der See- und Deltaablagerungen untersucht.

Es wurde ein sogenannter Absenkversuch ausgeführt: dabei wird die *Spezifische Sickerleistung* über die Absenkung des Wasserspiegels im Zeitintervall, ohne weitere Wasserzufuhr und in Bezug auf die Versickerungsfläche, bestimmt. Der Wert dient als Grundlage für die Dimensionierung einer Versickerungs-/Retentionsanlage.

Im Messzeitraum von rd. 20 Minuten konnte auf einer Grundfläche von 2.55 m² keine nennenswerte Absenkung beobachtet werden. Die **Spezifische Sickerleistung** ($S_{\text{spezif.}}$) berechnet sich daraus zu rd. **0.12 l/min·m²**, was einer sehr geringen Versickerungsrate entspricht und praktisch undurchlässig ist. (Zum Vergleich: einem humosen Oberboden wird eine $S_{\text{spezif.}}$ von rd. 2 - 3 l/min·m² zugesprochen).

Eine Versickerung des anfallenden Regenwassers ist somit nicht möglich – auch wegen dem zu hohen Grundwasserspiegel –, so dass es erfahrungsgemäss über eine Retentionsanlage gedrosselt und zeitlich verzögert an ein Kanalisationssystem oder lokalen Vorfluter etc. abgegeben werden muss. Details hierzu liefert der örtliche GEP-Planer.

5.2. Erdbebeneinwirkung

Die Kriterien für eine erdbebengerechte Projektierung von Tragwerken richten sich nach der Beurteilung der Erdbebeneinwirkungen gemäss der SIA-Norm 261, Kap. 16 (Ausgabe 2003 resp. der revidierten Fassung von 2014) und nach dem Bundesamt für Umwelt (BAFU) in der Niederschrift „Erdbeben: Karten der Baugrundklassen“, Umwelt-Wissen Nr. 1603 von 2016.

Im Rahmen der geophysikalischen Untersuchungen wurde eine örtliche seismische Mikrozonierungsstudie erstellt, auf deren Grundlage der Neubau erdbebensicher und gemäss gültiger Norm konzipiert werden kann (Tabelle 6). Die Erläuterungen zur Untersuchung sind im Anhang 6.2 ersichtlich.

Tabelle 6: Auswahl relevanter Parameter zur erdbebengerechten Projektierung

		SIA 261
seismische Baugrundklasse	D	gemäss Anhang F und BAFU 2016
Erdbebenzone	Z 2	
Bauwerksklasse (BWK)	III	

5.3. Naturgefahren

Gemäss der kantonalen Naturgefahrenkarte besteht am Projektstandort eine geringe Gefährdung (gelbe Zone) bis Restgefährdung durch (Hoch-)Wasser (vgl. Abbildung 3 auf folgender Seite 12). Es handelt sich dabei um eine schwache Intensität mit Häufigkeiten von 100-300 resp. 30-100 Jahren.

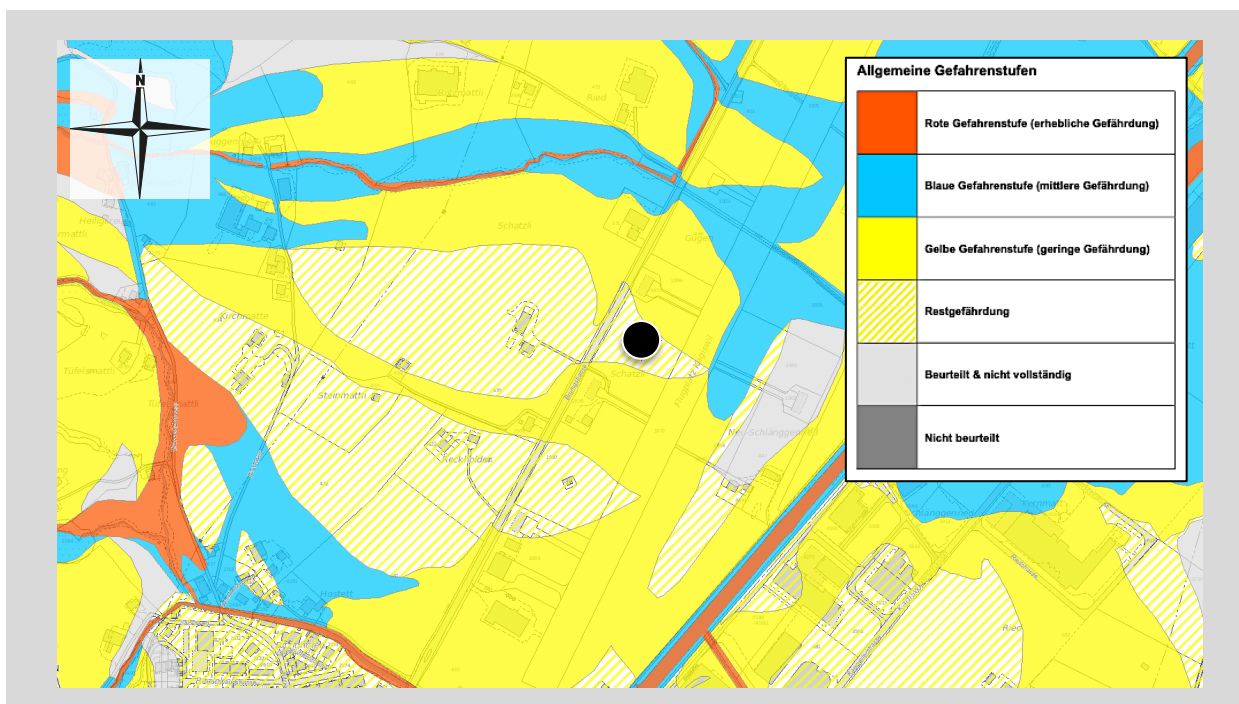


Abbildung 3: Ausschnitt aus der kantonalen Naturgefahrenkarte mit der Lage des Projektstandortes (schwarzer Punkt). Quelle: GIS Kt. OW.

Die Gefährdungskarte «Oberflächenabfluss» (GOA) des Bundesamts für Umwelt zeigt lokal mögliche Fliesstiefen/Überschwemmungshöhen von bis zu 25 cm (vgl. Abbildung 4).



Abbildung 4: Ausschnitt aus der Gefährdungskarte Oberflächenabfluss mit der Lage des Projektstandortes (roter Punkt). Quelle: BAFU.

Für diese Naturgefahrenprozesse sind i.d.R. keine Auflagen oder Vorsorgemassnahmen obligatorisch gefordert, da Personen kaum gefährdet sind und «nur» mit geringen Schäden an Gebäuden bzw. Behinderungen zu rechnen ist.

Da es sich beim REGA Hauptsitz um eine lebenswichtige Infrastruktur handelt, gelten hier aber besondere Vorschriften.

Diesbezüglich liegt ein «Naturgefahrennachweis Neubau Helimaintenance, Flugplatz Kägiswil» vor. Der Bericht Nr. 2501.12 der belop gmbh vom 25.09.2025 ist bei der Strüby Konzept AG hinterlegt.

5.4. Nachweis der Erhaltung der Durchflussskapazität inkl. Interessenabwägung

Da sich das Areal im Gewässerschutzbereich **A_U** befindet, können gemäss der Gewässerschutzverordnung (GSchV) vom 28.10.1998 (Anhang 4, Ziffer 2) Anlagen resp. Bauten (inkl. Pfähle), die unter den mittleren Grundwasserspiegel zu liegen kommen, nur mit Ausnahme-Genehmigung der Behörden erstellt werden. Aufgrund der Rechtsprechung (BGE 1C_460/2020) muss zusätzlich auch eine Interessenabwägung geführt werden, die das Für und Wider gegen den Einbau unter den mittleren Grundwasserspiegel aufführt. Um die Bewilligungsaufgaben zu erfüllen, darf die Durchflussskapazität des Grundwassers gegenüber dem unbeeinflussten Zustand um höchstens 10% vermindert werden. Fallweise könnte entschieden werden, ob auch Kompensationsmassnahmen noch zulässig wären.

Erst auf der Grundlage der definitiven Projekt-/Pfahlpläne kann dieser Nachweis der Erhaltung der Durchflussskapazität geführt werden. Hierbei wird dargelegt, dass erst die Schotter (Schichteinheit 3) zum aktiv durchströmten Aquifer zählen und die Pfähle erst in diesem Abschnitt die Durchflussskapazität einschränken. Demzufolge sollte der Grundwasserspiegel ins Niveau der Schotter gelegt werden und nicht im hohen Druckniveau innerhalb der überlagernden Deckschichten mit sehr schlechter Durchlässigkeit, weil die Vollverdrängerpfähle mit dem eng anliegenden Pfahlschaft in den umgebenden lehmigen Schichten keinen hydraulischen Kurzschluss herstellen können.

Dieser Nachweis dient dann als Grundlage für die kantonalen Fachstellen in der Beurteilung für die o.g. Ausnahme-Genehmigung. Vorbehaltlich der externen hydrogeologischen Einschätzung müsste der Nachweis u.U. auch mit einem (sehr) hohen Grundwasserdruckspiegel geführt werden. Diesbezügliche Vorabklärungen haben beim Kanton schon stattgefunden.

5.5. Alternative Energienutzung aus dem Untergrund

Gemäss der kantonalen Erdwärmenutzungskarte resp. Auskunft der Fachstelle sind im Projektgebiet thermische Nutzungen des Untergrundes durch ein geschlossenes System (Erdwärmesonde) auch im Gewässerschutzbereich **A_U** zulässig, jedoch an spezifische Auflagen gebunden: diese werden im Rahmen des Baugesuchs genauer definiert (da abhängig von Anzahl, Tiefe etc.).

Demgegenüber könnte eine Grundwassernutzung nur nach umfangreichen Vorabklärungen in Erwägung gezogen werden, d.h. Bohrung von Grossfilterbrunnen bis mindestens 30 m Tiefe, Bestimmung der Ergiebigkeit des Aquifers etc., wonach dann erst deren Machbarkeit inkl. Risiken beurteilt werden kann.

Luzern, 17. November 2025



Wolfgang Richter, Geologe CHGEOL
Qualitätssicherung
Tel. direkt: 041 375 61 04
mail: wolfgang.richter@geologik.ch



Stefan Schunck, Geologe
Sachbearbeitung