

11. Baugrunduntersuchung, Dr. von Moos AG vom 26. August 2025

15182

Allreal Generalunternehmung AG, Lindbergh-Allee 1, 8152 Glattpark

**Parzelle Nr. 16953, Sonnentalsstrasse 8,
8600 Dübendorf**

BAUGRUNDUNTERSUCHUNG

vm **Dr. von Moos AG**
Geologie + Geotechnik

Inhaltsverzeichnis

1	Auftrag	3
2	Unterlagen	3
2.1	Karten und geologisch-hydrologische Unterlagen	3
2.2	Archivunterlagen	4
2.3	Plangrundlagen	4
3	Ausgeführte Arbeiten	4
4	Sondierungen	5
5	Geologie und Wasserverhältnisse	5
5.1	Aufbau des Baugrundes	5
5.2	Wasserverhältnisse	6
5.3	Geologische Standortrisiken	7
5.4	Belastungen in Boden und Untergrund, Neophyten	8
5.5	Wissenslücken	8
6	Bautechnische Folgerungen	9
6.1	Bauvorhaben	9
6.2	Foundation	9
6.3	Baugrube	10
6.4	Abbau und Verwendung des Aushubmaterials	11
6.5	Immissionsrisiken	11
6.6	Hinweise zum Kontrollplan	12
6.7	Endzustand	12
6.8	Alternative Wärmenutzung	13
6.9	Erforderliche spezielle Bewilligungen	14
7	Schlussbemerkungen	14

Anhänge

A1.1 + A1.2	Baugrundwerte
A2	Elektrische Drucksondierungen (Bericht Geoprofile GmbH)

Beilagen

1	Situation 1:500
2 + 3	Geotechnische Profile 1:200/100, Nr. 1 + 2
4.1 + 4.2	Bohrprofile 1:100, B1/25 + B2/25

1 Auftrag

Auftraggeber:	Allreal Generalunternehmung AG Lindbergh-Allee 1, 8152 Glattpark zuständig Frau Kim Lips
Bauherrschaft:	s. Auftraggeber
Architekt:	Piet Eckert und Wim Eckert Architekten AG Buckhauserstrasse 34, 8048 Zürich
Auftrag:	Baugrunduntersuchung gemäss unserem Arbeitsprogramm und Angebot vom 26. Februar 2025
Auftragserteilung:	Mit Schreiben vom 6.5.2025
Bearbeitung:	Geologie: Chris Seitz Geotechnik: Dr. Emma Pooley Projektleitung: Dr. Dominik Letsch Korreferat: Dr.-Ing. Martin Wittlinger / Dr. Dominik Letsch
Projektareal:	Parzelle Kat.-Nr. 16953 an der Sonnentalsstrasse 8 in Dübendorf. Die Landeskoordinaten in der Arealmitte betragen ca. 2'687'840 / 1'250'375. Das Gelände ist eben (ca. 434 m ü.M.).

2 Unterlagen

2.1 Karten und geologisch-hydrologische Unterlagen

GIS- und Internetabfragen: Stand August 2025

- Geologischer Atlas der Schweiz, 1:25'000, Nr. 90, 1091 Zürich, 1992, Erläuterungen 2015
- Gewässerschutzkarte des Kantons Zürich
- Grundwasserkarte des Kantons Zürich
- Radonkarte der Schweiz, Bundesamt für Gesundheit
- Kataster der belasteten Standorte des Kantons Zürich
- Hinweiskarte Neophytenverbreitung im Kanton Zürich
- Prüfperimeter für Bodenverschiebungen des Kantons Zürich
- Naturgefahrenkarte des Kantons Zürich
- Wärmenutzungsatlas des Kantons Zürich
- Gefährdungskarte Oberflächenabfluss, Bundesamt für Umwelt

2.2 Archivunterlagen

Im Rahmen der Baugrunduntersuchung und der Ausarbeitung des Berichts konnten verschiedene ältere Sondierungen unseres Baugrundarchivs aus der unmittelbaren Nachbarschaft mit in die Auswertung einbezogen werden. Wir konnten uns dabei insbesondere auch auf unsere bereits bestehende Ersteinschätzung der geotechnisch-hydrogeologischen Situation stützen:

- "Parzelle Nr. 16953, Sonnentalsstrasse 8, 8600 Dübendorf – Hydrogeologisch-geotechnische Prognose", Aktennotiz Nr. 12909 vom 23. Mai 2023, Dr. von Moos AG

2.3 Plangrundlagen

Der Architekt stellte uns folgende Studienauftragspläne zu (E-Mail vom 18.02.2025):

- Studienauftrag Sonnentalsstrasse 8 - E2A Piet Eckert und Wim Architekten AG, Zürich, Pläne AO_ 1 bis AO_10, ohne Datum

Vom Auftraggeber erhielten wir folgende Planunterlagen (E-Mail vom 14.05.2025):

- Werkleitungspläne (Swisscom, Sunrise, Abwasser, Wasser, Elektrizität, Erdgas, Öltanks)

3 Ausgeführte Arbeiten

Im Rahmen der Baugrunduntersuchung wurden folgende Arbeiten ausgeführt:

- Auswertung von Archivunterlagen
- Ausarbeitung eines phasenbezogenen Untersuchungsprogramms
- Organisation und Leitung der Sondierarbeiten
- Absteckung und Vermessung der Sondierstellen
- Geologische Aufnahme der Bohrungen
- Wasserspiegelmessungen
- Feldversuch (Art: Kurzpumpversuch)
- Recherchen bezüglich Grundwassersituation
- Recherchen bezüglich Altlasteneintrag
- Recherchen bezüglich Prüfperimeter für Bodenverschiebungen
- Recherchen bezüglich alternativer Wärmenutzungsmöglichkeiten
- Einschätzung Standortrisiken bezüglich Naturgefahren und Radonbelastung
- Auswertung der Sondierungen in 2 geotechnischen Profilen
- Erstellen eines Baugrundmodells
- Berichterstattung

4 Sondierungen

- 2 Kernbohrungen: B1/24 + B2/25 mit Tiefen von 36 m bis 35 m, abgeteuft in der Zeit vom 20. – 26.06.2025; mit SPTs und Pumpversuch
Ausbau: B1/25 und B2/25 mit Filterrohr Ø 4.5"
Bohrfirma: Geocontrol AG, Dorfstr. 25, 8332 Rumlikon
- 2 Drucksondierungen: DS1/25 + DS2/25 mit Tiefen von je 35 m, abgeteuft am 11.06.2025;
Bohrfirma: Geoprofile GmbH, Ebikonstr. 75, 6043 Adligenswil
- Vermessung: Die Sondierpunkte wurden von unserem Büro nach Lage und Höhe per GPS eingemessen (Messgenauigkeit ± 5 cm).

Die Sondiererergebnisse sind in der Situation (Beilage 1) und den geotechnischen Profilen (Beilagen 2 + 3) dargestellt und ausgewertet. Eine detaillierte geologische Aufnahme der Kernbohrungen findet sich in Beilage 4; die Resultate der Drucksondierungen (Bericht der Geoprofile GmbH) liegen als Anhang A2 bei.

5 Geologie und Wasserverhältnisse

5.1 Aufbau des Baugrundes

Das Projektareal liegt im westlichen Randbereich des Glattdales. Infolge glazialer Tiefenerosion liegt der Fels in grosser, im Detail nicht bekannter Tiefe von vermutlich deutlich mehr als 60 m. Er wurde somit erwartungsgemäss auch nicht mit den neuen Sondierungen erreicht. Darüber lagerte der Walensee-Linthgletscher eine im Detail komplex gebaute Lockergesteinsabfolge ab, welche gegen oben fliessend in nacheiszeitliche Ablagerungen übergeht. Konkret können im Projektareal die folgenden projektrelevanten Baugrundsichten unterschieden werden:

Eiszeitliche Seeablagerungen bilden bis in mindestens 36 m Tiefe den tieferen Baugrund. Vermutlich folgt darunter noch eine Lage aus Grundmoräne, welche direkt dem Felsen aufliegen dürfte, ihre Tiefenlage ist aber nicht bekannt und dürfte nach derzeitiger Kenntnis erst in Tiefen von > 60 m zu erwarten sein. Die eiszeitlichen Seeablagerungen wurden in einem ausgedehnten Gletscherrandsee beim Rückzug des Gletschers abgelagert und sind somit, insbesondere in tieferen Partien, partiell glazial vorbelastet. Materialmässig handelt es sich hierbei zum grössten Teil um meist feingeschichteten bis laminierten tonigen Silt mit Feinsandlagen. Insbesondere in tieferen Abschnitten können die Seeablagerungen lagenweise vorherrschend fein- bis mittelsandig, und sogar bis lokal feinkiesig, und dann wenig bindig ausgebildet sein. Vereinzelte Grobkomponenten (Kies, Steine, ggf. auch Blöcke) sind überall in den eiszeitlichen Seeablagerungen möglich; lokal können diese auch gehäuft auftreten und es kann zu Übergängen in moränenartige Lockergesteine kommen. In oberen Abschnitten weisen die eiszeitlichen Seeablagerungen eine steife bis feste, gegen unten zunehmend

eine feste Konsistenz auf. Fein- bis mittelsandige und nicht bindige Abschnitte sind mitteldicht bis dicht gelagert.

Über den eiszeitlichen Seeablagerungen folgen **späteiszeitliche Deltaablagerungen**. Diese wurden im ehemaligen Gletschersee durch Gletscherschmelzwasser und / oder durch einen Vorläufer der heutigen Glatt abgelagert und führten zur Verlandung des Sees. Diese Ablagerungen können intern zusätzlich grob in zwei Teile aufgeteilt werden: eine sandig bis siltige unten und eine kiesig bis sandige oben (sog. **Übergusssschichten**). Insbesondere für die tieferliegenden sandigen Partien ist mit weitverbreiteter Schräg- oder Deltaschichtungen zu rechnen, die aber in den Bohrkernen erwartungsgemäss (zu kleiner Aufschluss) nicht ersichtlich waren. Die Lagerungsdichte schwankt zwischen mitteldicht bis dicht (in den Übergusssschichten oben) und mitteldicht bis locker (in den sandigen Partien unten). Auf eine räumliche Unterteilung der späteiszeitlichen Deltaablagerungen wurde im Baugrundmodell aber verzichtet, da mit fliessenden Übergängen zu rechnen ist und die punktuellen Sondierungen keine belastbare Differenzierung erlauben.

Der natürliche Geländeabschluss wurde einst im gesamten Projektareal durch nacheiszeitliche **Sumpf- und Überschwemmungsablagerungen** gebildet. Heute dürfte diese Schicht aber vermutlich – infolge Aushub – nur noch sporadisch erhalten geblieben sein. In den neuen Sondierungen wurde sie nur in den zwei Drucksondierungen angetroffen. Sie besteht aus locker gelagertem bzw. weichem sandig-tonigem Silt mit reichlich organischem Material und dm-mächtigen Torflagen. Es ist zu erwarten, dass die Schicht gegen Westen leicht an Mächtigkeit gewinnt.

Künstliche Aufschüttung (Geländeanpassungen, Strassenkoffer, Gebäudehinterfüllungen etc.) dürfte heute über weite Strecken den Geländeabschluss im Projektareal bilden. Sie sind heterogen zusammengesetzt und wurden in den Sondierungen als Silte, Sande und Kiese angetroffen. Es wurden auch Fremdkomponenten (Ziegelbruch, alte Baugrubensicherung) angetroffen. Es ist nicht auszuschliessen, dass lokal stärkere Verschmutzungsherde bestehen.

5.2 Wasserverhältnisse

Das Projektareal befindet sich im Grundwassergebiet g1 (Grundwasserströme von Dübendorf und Fällanden) und ist demgemäss dem **Gewässerschutzbereich A_u** zugeteilt. Als Grundwasserträger fungieren die späteiszeitlichen Deltaablagerungen und es ist gemäss kantonaler Grundwasserkarte von einem geringmächtigen (meist weniger 2 m) bzw. gering durchlässigem Vorkommen auszugehen (sog. Randbereich, beige). Das Grundwasser fliesst von ca. Süden nach Norden, und der mittlere Grundwasserspiegel wird in der kantonalen Grundwasserkarte mit ca. 431.5 m ü.M. im Süden und ca. 431.0 m im Norden angegeben, was mit den aus älteren Sondierungen bekannten momentanen Wasserspiegeln gut übereinstimmt. In den neuen Sondierungen wurden die momentanen Wasserspiegel, vermutlich aufgrund der langen Trockenperiode, leicht tiefer angetroffen (ca. 430.0 bis 431.0 m).

In vorherrschend sandigen Bereichen in den eiszeitlichen Seeablagerungen können gemäss älteren Bohrungen subartesisch (grundsätzlich auch artesisch) gespannte Bereiche auftreten (vermutlich linsenförmige und nicht bzw. nur wenig zusammenhängende Körper); In den neuen Bohrungen wurden jedoch keine solche Körper oder Hinweise auf gespannte Wasserhältnisse angetroffen.

Bezüglich der **hydraulischen Durchlässigkeit** sind die Schichten wie folgt zu taxieren: Die eiszeitlichen Seeablagerungen und die Sumpf- und Überschwemmungsablagerungen sind gesamthaft als schlecht durchlässig bis wasserstauend zu taxieren. Wobei die sandigeren Bereiche der eiszeitlichen Seeablagerungen örtlich auch mässig bis gut durchlässig sein können. Die späteiszeitlichen Deltaablagerungen sind als mässig bis gut durchlässig einzustufen; im Kurzpumpversuch in B2/25 wurde eine hydraulische Durchlässigkeit von 1.9×10^{-4} gemessen. Grundsätzlich sind die besten Durchlässigkeiten in den horizontal geschichteten und generell grob-körnigeren Übergusschichten zu erwarten. Aufgrund der mutmasslichen Deltaschichtung in den sandigen Bereichen unterhalb der Übergusschichten ist dort mit anisotropen Verhältnissen (gute Durchlässigkeit entlang geneigter Schichten bei gleichzeitig nur mässiger Durchlässigkeit in sowohl horizontaler als auch vertikaler Richtung) zu rechnen. In der künstlichen Aufschüttung ist mit heterogenen Verhältnissen zu rechnen; gute Durchlässigkeiten in den kiesigen-sandigen Partien und schlechte in den siltigen Teilen.

5.3 Geologische Standortrisiken

Bezüglich **Erdbeben** gehört das Projektareal zur Gefährdungszone Z1a, Baugrundklasse C (SIA Norm 261: Einwirkungen auf Tragwerke, Ziff. 16 "Erdbeben" und Anhang F "Gefährdungszonen für Erdbeben", Stand 2020).

Gemäss **Radonkarte der Schweiz** des Bundesamts für Gesundheit liegt die Wahrscheinlichkeit, dass der Referenzwert von 300 Bq/m^3 (Radonkonzentration in Gebäuden) überschritten wird, bei $< 1 \%$. Dabei wird die Verlässlichkeit (Vertrauensindex) als mittel eingestuft.

Teile des Baugeländes sind in der **Naturgefahrenkarte** bezüglich Hochwasser der gelben Zone (geringe Gefährdung, Hinweisbereich) zugewiesen. Die entsprechend zu erwartenden Gefahrenauswirkungen sind im technischen Bericht zur Naturgefahrenkarte erläutert. Hinweise zu baulich möglichen Objektschutzmassnahmen sind in den Wegleitungen der Kantonalen Gebäudeversicherungen "Objektschutz gegen gravitative Naturgefahren" (2005) zu finden. Die projektspezifische Umsetzung muss im Detail geplant werden.

Gemäss der **Gefährdungskarte Oberflächenabfluss** ist für das heutige Baugelände mit Fliesshöhen von 10 – 25 cm zu rechnen.

5.4 Belastungen in Boden und Untergrund, Neophyten

Der Bereich des Bauvorhabens ist nicht im **Kataster der belasteten Standorte** des Kantons Zürich eingetragen. Obwohl in den beiden Bohrungen nur eine alte Baugrubensicherung angetroffen wurde, kann nicht ausgeschlossen werden, dass im Projektareal in der künstlichen Aufschüttung (z.B. Gebäudehinterfüllungen, überdeckte Altbauten, Werkleitungsgräben, Geländeanpassungen) Bereiche auftreten können, welche mit Fremdkomponenten durchsetzt sein können oder chemisch belastet sind. Solches Material muss während der Aushubarbeiten triagiert, beprobt und VVEA-konform entsorgt werden.

Der Bereich des Bauvorhabens ist im **Prüfperimeter für Bodenverschiebungen** des Kantons Zürich unter den Belastungshinweisen "Ausgewählte Bauzone" eingetragen. Dort ist mit Belastungen des Bodens zu rechnen. Falls Bodenmaterial aus dem Areal verschoben wird, ist dieses im Hinblick auf dessen Verwertung chemisch zu untersuchen und die Bodenverschiebung ist von einer Fachperson begleiten zu lassen. Bei der Verschiebung von mehr als 50 m³ (fest) ist das Meldeblatt zu Bodenverschiebungen zusammen mit den übrigen Baugesuchsunterlagen bei der Gemeinde einzureichen.

Im Bereich des Bauvorhabens sind gemäss **Hinweiskarte Neophytenverbreitung** des Kantons Zürich keine Belastungen bekannt. Eine Überprüfung vor Ort ergab ebenfalls keine Hinweise.

Gemäss der Verordnung über die Vermeidung und die Entsorgung von Abfällen (VVEA) müssen bei Bauarbeiten, bei denen umwelt- oder gesundheitsgefährdende Stoffe zu erwarten sind, oder wenn voraussichtlich mehr als 200 m³ fest Bauabfälle anfallen, Angaben über die Art, Qualität und Menge der anfallenden Abfälle sowie über die vorgesehene Entsorgung gemacht werden (Entsorgungskonzept, Gebäudecheck).

5.5 Wissenslücken

Es ist nicht auszuschliessen, dass die künstliche Aufschüttung örtlich Fremdkomponenten und / oder chemische Verschmutzungen aufweist, was erhöhte Entsorgungskosten mit sich führen kann.

Die lokale Verbreitung der Sumpf- und Überschwemmungsablagerungen ist im Detail nicht bekannt und Torfschichten können lokal angetroffen werden.

Die Tiefe der Felsoberfläche und ob sie mit Moräne bedeckt ist, ist nicht bekannt.

Der Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels auf dem Projektareal ist mangels weiterer Messungen nicht exakt bekannt. Es läuft derzeit aber eine manuelle Überwachung (monatliche Messung in den beiden Piezometern) während 6 Monaten.

Es ist zudem nicht bekannt, ob punktuell mit gespannten Wasserverhältnissen in den eiszeitlichen Seeablagerungen zu rechnen ist.

6 Bautechnische Folgerungen

6.1 Bauvorhaben

Das Projekt sieht auf der Parzelle Kat.-Nr. 16953 an der Sonntalstrasse 8 in Dübendorf nach partiellem Rückbau der bestehenden Maag-Fabrik den Neubau von drei 8 – 9-geschossigen Gebäuden vor (Grundfläche insgesamt 80 x 135 m², Gebäude werden auf der Situation der Einfachheit halber mit 1, 2 und 3 bezeichnet). Gemäss vorliegenden Projektplänen (Phase Machbarkeitsstudie) wird ein Teil des Bestandsbaus im Bereich der alten Lagerhalle erhalten und umgebaut. Es ist eine Mischnutzung vorgesehen, wobei das Gewerbe entlang der Sonntalstrasse über drei Geschosse konzentriert wird; darüber sind vier Geschosse für Wohnungen geplant (Gebäude 1). Die fünf bestehenden Geschosse der Lagerhalle werden teils erhalten und mit weiteren zwei Geschossen aufgestockt (Gebäude 2, Wohnnutzung). Auf dem südlichen Teil der Parzelle entsteht ein 8-geschossiges Wohngebäude (Gebäude 3).

Die Neubauten sind als leichte Konstruktionen (Holzbauweise) mit betonierten vertikalen Erschliessungskernen konzipiert. Für das gemeinsame Untergeschoss (Tiefgarage) ist eine Aussteifung des bestehenden Untergeschosses mittels zusätzlichen Betonwänden vorgesehen. Auf der Nordseite – zur Industriestrasse hin – und Westseite – zur Querstrasse hin – wird das Untergeschoss lateral erweitert. Generell sollen die bestehenden Bodenplatten möglichst erhalten werden, wobei die Fassaden der Neubauten teilweise über den Perimeter des Bestandes des Untergeschosses bzw. über den neuen Grundriss des Untergeschosses hinausragen. Gemäss vorliegenden Projektplänen (Machbarkeitsstudie) ist eine durchgehende Flachfundation mit lokalen Vertiefungen unter den neuen Stützen geplant. Lokal sind in Teilbereichen unter den neuen Stützen Verstärkungen mittels Mikropfählen vorgesehen. OK Bodenplatte kommt auf 431.85 m ü.M. (UK-Bodenplatte ca. 431.5 m ü.M.) zu liegen.

Neben den Hauptgebäuden sind zusätzlich 2 Pergolen sowie ein Pavillon-Café vorgesehen, alle eingeschossig (ohne Untergeschoss).

6.2 Foundation

Das Konzept einer **Flachfundation** mitsamt Wiederverwendung der bestehenden Bodenplatte (auf den Übergusschichten der späteiszeitlichen Deltaablagerungen liegend) ist mit Setzungsabschätzungen unter Berücksichtigung der anfallenden Lasten, der Entlastungswirkung infolge Rückbau (Wiederbelastungsanteil) sowie der tolerierbaren Setzungen und Setzungsdifferenzen zu überprüfen bzw. nachzuweisen. Die massgeblichen **Baugrundwerte** sind im Anhang A1 angegeben.

Sollten die zu erwartenden Setzungen bzw. Differenzsetzungen die zulässigen Grenzwerte überschreiten, sind gezielte Ertüchtigungsmassnahmen erforderlich. Falls **vertiefte Einzel- oder Streifenfundamente** geplant werden, ist ihre Tragfähigkeit mittels **Fundamentprobelastungen** zu testen. Die Lastübertragung hat dabei in die kiesig bis sandigen

Übergusschichten zu erfolgen (vermutlich bis ca. 2 – 3 m unter UK Bodenplatte). Gemäss Aufschluss der Bohrkern- und Drucksondierungen weist der untere, sandig bis siltige Teil der späteiszeitlichen Deltaablagerungen eine geringere Tragfähigkeit und zudem eine mögliche Schrägschichtung auf.

Sollten die Lasten unter den neuen Stützen und/oder im Bereich der aussteifenden Kerne zu nicht-tolerierbaren Setzungen führen, sind Verstärkungen mittels Mikropfählen vorgesehen. Für die Bemessung einer allfälligen Pfahlfundation sind im Anhang A1 **Baugrundwerte** für verpresste **Mikropfähle** sowie für **Vollverdrängungspfähle** angegeben. Dabei sollten die Pfähle bis in die gut tragfähigen sandig-kiesigen Schichten der eiszeitlichen Seeablagerungen einbinden (voraussichtliche Pfahllängen ca. 23 – 26 m ab UK Bodenplatte, vgl. auch SPT-Resultate in den Bohrprofilen in Beilagen 4.1 + 4.2 sowie Resultate Drucksondierungen im Anhang A2). Bei grossen Lasten weisen eventuell Vollverdrängungspfähle Vorteile in Bezug auf die Herstellung und einer höheren Einzelpfahltragfähigkeit auf. Die Befahrbarkeit der Bodenplatte mit einem schweren Bohrgerät sowie die mögliche Hebungswirkung der Pfähle auf die bestehende Bodenplatte ist allerdings zu prüfen.

Sowohl ein Pfahlsystem wie auch jegliche vertieften Fundamente würden bis unter den mittleren Grundwasserspiegel greifen. Einbauten ins Grundwasser sind nur unter speziellen Bedingungen bewilligungsfähig (vgl. Abschnitte 6.7 und 6.9).

Aufgrund der hohen Geschosshöhe der Neubauten ist mit erhöhten Punkt- und Linienlasten unter Stützen, tragenden Wandscheiben und Aussenwänden zu rechnen, weshalb die geplante Aussteifung des Untergeschosses nachvollziehbar ist. Unter Umständen könnte auch eine **Verstärkung der Bodenplatte mittels Unterzügen** diskutiert werden.

Die Balkone weisen bereichsweise eine eigene Holzkonstruktion mit Stützen auf, welche nicht auf dem Untergeschoss abgestellt sind. Die Stützenfundamente müssen bis in die gut tragfähigen eiszeitlichen Deltaablagerungen reichen. Hier sind auch Fundamentprobelastungen empfehlenswert.

Die Pergolen befinden sich im Innenhof über dem Untergeschoss bzw. teilweise über dem ehemaligen Untergeschoss des Bestands. Der Pavillon kann in Kombination mit einem Materialersatz der künstlichen Aufschüttung und der evtl. noch vorhandenen Sumpf- und Überschwemmungsablagerungen (falls örtlich vorhanden) flach fundiert werden. Allenfalls könnten auch übertiefte Streifen- und Einzelfundamente bis in die gut tragfähigen eiszeitlichen Deltaablagerungen zur Ausführung kommen.

Die durch den projektierenden Ingenieur vorgegebenen Anforderungen an das Planum sind durch entsprechende Versuche nachzuweisen.

6.3 Baugrube

Dort wo das Bauvorhaben über die alte Bodenplatte hinausreicht, wird eine ca. 2.5 – 3.0 m tiefe Baugrube erforderlich. Aufgrund der Grundwasserverhältnisse (Baugrubensohle im

Bereich des mittleren Grundwasserspiegels) sowie der begrenzten Platzverhältnisse und zur Vermeidung von Setzungswirkungen auf den Strassen entlang der Parzellengrenzen empfehlen sich abgestützte bzw. verankerte Rühlwände als Baugrubensicherung; allenfalls könnte auch eine Baumeisterrühlwand zur Ausführung kommen, wenn gewisse Deformationen toleriert werden (dabei ist auf Risse in Gehweg und Strasse sowie auf Werkleitungen zu achten). Dort wo der Perimeter des neuen Untergeschosses mit dem Bestandsbau übereinstimmt, können die bestehenden Aussenwände mittels Abstützungen in das Untergeschoss als Baugrubensicherung eingesetzt werden.

Je nach Witterung und inwieweit die bestehende Bodenplatte erhalten wird, ist mit wenig bis mässigem Wasserzufluss zur Baugrube zu rechnen. Dieser muss zusammen mit dem anfallenden Meteorwasser gefasst und abgeleitet werden (**offene Wasserhaltung** mit Baudrainagen und Pumpensämpfen). Das um die Baugrube herum anfallende Meteorwasser ist auf geeignete Weise von der Baugrube fernzuhalten. Für die Bemessung ist der maximale Niederschlag massgebend. Die Baustellenentwässerung hat nach der Empfehlung SIA 431 (Entwässerung von Baustellen, 2022) und dem Merkblatt "Umweltgerechte Entwässerung von Baustellen" (AWEL) zu erfolgen.

Für geotechnische Nachweise sind im Anhang A1 **Baugrundwerte** zusammengestellt.

6.4 Abbau und Verwendung des Aushubmaterials

Die Baugrube stimmt mehrheitlich mit dem Untergeschoss des Bestands überein, weshalb mit lediglich bescheidenem Aushubvolumen zu rechnen ist. Die anstehenden Lockergesteine sind grundsätzlich gut baggerfähig.

Die Sumpf- und Überschwemmungsablagerungen sowie die künstlichen Aufschüttungen (überwiegend Gebäudehinterfüllungen entlang der Quer- und Industriestrasse) können – soweit diese gemäss VVEA unverschmutzt oder schwach verschmutzt sind – im erdfeuchten Zustand nur als Massenschüttgut mit geringen Anforderungen als Hinterfüllmaterial bis max. 2 m über dem höchsten Grundwasserspiegel vor Ort wieder verwendet werden.

Material (voraussichtlich Gebäudehinterfüllungen), das mit mineralischem Bauschutt oder anderen Fremdkomponenten durchsetzt ist bzw. chemisch verschmutzt ist, muss während den Aushubarbeiten triagiert, beprobt und VVEA-konform verwertet/entsorgt werden. Dies gilt auch für das allfälliges mit Pfahlbohrungen geförderttes Bohrgut.

6.5 Immissionsrisiken

Immissionen in Form von Deformationen treten hauptsächlich beim Erstellen der Baugrube auf (evtl. Böschungsverformungen, Etappierung von Rühlwandausfachungen, etc.). Weitere Immissionen in Form von Lärm sowie leichten Erschütterungen und Körperschall sind bei Rühlwandträger-, Anker- oder Pfahlbohrungen, sowie bei Verdichtungsarbeiten (Materialersatz, Hinterfüllung) zu erwarten.

6.6 Hinweise zum Kontrollplan

Aus geotechnischer Sicht sind bestehende Bauten, Infrastrukturen und Leitungen generell dort zu überwachen, wo diese im Einflussbereich der Bauarbeiten liegen. Die möglichen Auswirkungen der baulichen Eingriffe, d.h. vor allem der Baugrube, sind bei Vorliegen des Baugrubenkonzepts ausgerichtet auf den Bauablauf zu diskutieren.

Aus Sicherheitsgründen und nachbarrechtlichen Rücksichten sind die Auswirkungen des Rückbaus sowie des Aushubs (Baugrubenabschluss) mit auf den Bauablauf ausgerichteten **Kontrollmessungen** – Zustandsaufnahmen und Nivellements von Nachbarbauten (Rissaufnahmen, geodätische Punkte) bzw. Werkleitungen (Kanalfernsehen) und Strassen/Gehwege, evtl. Deformationskontrollen des Baugrubenabschlusses (geodätische Punkte), ggf. Erschütterungsmessungen – zu überwachen.

6.7 Endzustand

Das Untergeschoss der Neubauten kommt im Bereich des mittleren Grundwasserspiegels zu liegen, weshalb die erdbedeckten Bauteile eine **wasserdichte Bauweise** erfordern. Bodenplatten und Aussenwände müssen auf **Wasserdruck und Auftrieb** bemessen werden. Um Vernässungserscheinungen zu verhindern, sind entsprechende Massnahmen erforderlich. Für die Wasserdichtigkeit der Untergeschosse sind generell die Empfehlungen der SIA 272 zu befolgen.

Für die Entwässerung in der Nutzungsphase müssen die Gebäudehinterfüllungen gut wasserdurchlässig sein. Evtl. ist im Bereich der Untergeschosserweiterungen ein flächiger Materialersatz mit gut durchlässigem Material unter der Bodenplatte vorzusehen (Anpassung an Bestand, Ersatzmassnahmen Grundwasser, vgl. auch Abschnitt 6.9). Für das anfallende Grund- und Meteorwasser müssen die ursprünglichen Abflussverhältnisse wieder gewährleistet werden.

Versickerungsmöglichkeiten

Das auf den Dachflächen, Plätzen und Gehwegen anfallende Meteorwasser muss prinzipiell gemäss den Vorgaben im Generellen Entwässerungsplan (GEP) der Gemeinde entsorgt werden. Generell darf der Abfluss von Wasser gemäss ZGB Art. 689 und 690 nicht zum Schaden der Nachbargrundstücke beeinflusst werden; deren Eigentümer haben das natürlicherweise auf und im Untergrund zirkulierende Wasser jedoch zu übernehmen. Die gesetzlichen Grundlagen zur Definition von Meteorwasser und dessen Verschmutzungsgrad resp. Zulässigkeit zur Versickerung finden sich in der Gewässerschutzverordnung GSchV (insbesondere Art. 3) und der VSA-Richtlinie "Abwasserbewirtschaftung bei Regenwetter".

Wie aus den vorstehenden Erläuterungen hervorgeht, **eignen sich** die aufgeschlossenen geologischen Schichten aufgrund ihrer mässig bis guten Durchlässigkeit und der Hochwasserspiegel in ca. 3.5 Metern Tiefe generell **für die Versickerung von Meteorwasser**. Die effektive Schluckfähigkeit muss mit Versickerungsversuchen am geplanten Standort der

Anlage noch geklärt werden und die exakte Tiefe des Hochwasserspiegels muss genau abgeklärt werden (halbjährliche Grundwasserüberwachung läuft bereits); dabei sind auch die durch den Neubau selbst und die benachbarten Bauwerke gegebenen Randbedingungen zu berücksichtigen (Lage Untergeschosse und deren Dichtigkeit, Bemessung Wasserdruck/Auftrieb etc.).

Ein Teil des bestehenden Untergeschosses zwischen Gebäude 2 und 3 wird nicht mehr als Untergeschoss genützt. Sollte das Untergeschoss in diesem Bereich zurückgebaut werden, muss auch die Bodenplatte entfernt bzw. grossflächig perforiert werden, damit Oberflächenwasser im Innenhof versickern kann.

Oberflächenabfluss

Die **Gefährdungskarte Oberflächenabfluss** sowie die lokalen Gefällsverhältnisse und potenziellen Konfliktstellen (Lichtschächte, Tiefgarageneinfahrten etc.) sind bei der Planung zu berücksichtigen.

Radonrisiko

Gemäss Kap. 5.3 wird die Wahrscheinlichkeit, mit der am Projektstandort eine Radonkonzentration über 300 Bq/m³ in der Raumluft von Gebäuden auftreten kann, als < 10 % und somit das sog. **"Geologische Radonrisiko"** als gering bis mittel eingeschätzt.

Gemäss Art. 163 Abs. 2 StSV müssen bei Um-/Neubauten dem Stand der Technik entsprechende präventive bauliche Massnahmen getroffen werden, um eine Radongaskonzentration zu erreichen, die unter dem oben genannten Referenzwert nach Art. 155 Abs. 2 StSV liegt. Die erforderlichen Massnahmen zum Radonschutz sind abhängig vom Personenaufenthalt in den erdberührenden Räumen anhand von definitiven Projektplänen (Dichtigkeitsklasse/Materialisierung der erdberührenden Wände sowie Belüftungskonzept etc. sind bekannt) festzulegen.

6.8 Alternative Wärmenutzung

Auf der Projektparzelle sind Erdwärmesonden bis 274 – 280 m Tiefe unter speziellen Auflagen (Grundwassergebiet) grundsätzlich zulässig. Dies gilt ebenso für thermoaktive Elemente, Erdregister, Energiekörbe etc. Grundwasserwärmenutzungen sind ebenfalls grundsätzlich zulässig, wobei die eher geringe nutzbare Grundwassermächtigkeit einer solchen aber Grenzen setzen dürfte. Für eine bessere Einschätzung wären Versuchsbohrungen mit weiteren Pumpversuchen nötig, die Aussichten auf einen positiven Befund schätzen wir aufgrund der geringen Mächtigkeit des Grundwasserträgers (beiger Randbereich) allerdings als sehr gering ein.

6.9 Erforderliche spezielle Bewilligungen

Einbauten ins Grundwasser sind nur unter speziellen Bedingungen bewilligungsfähig. Aufgrund der Zuordnung des Projektareals zum Gewässerschutzbereich A_u ist für Einbauten (Übertiefe Fundamente, Pfähle) unterhalb des mittleren Grundwasserspiegels eine Ausnahmegewilligung erforderlich. Diesbezüglich ist mit der zuständigen Behörde (AWEL des Kantons Zürich) frühzeitig Kontakt aufzunehmen.

Als Grundlage für die Beurteilung muss ein Durchflusssnachweis erbracht werden, welcher mit nachvollziehbaren Berechnungen beweist, dass der Grundwasserdurchfluss durch sämtliche Einbauten nicht unzulässig vermindert wird. Dieser rechnerische Nachweis ist auf der Basis eines konkreten Projektplans (Pfählung, Foundation) noch zu führen. Einbauten unter den mittleren Grundwasserspiegel sollten auf das Minimum reduziert werden. Tiefenfundationen im Grundwasser sind nur dann zulässig, wenn keine anderen Fundationsarten möglich sind.

Die Wasserhaltung erfordert eine entsprechende Bewilligung und ist frühzeitig einzureichen.

Die dosierte Abgabe des anfallenden Meteorwassers an das Kanalisationsnetz erfordert eine entsprechende Bewilligung.

7 Schlussbemerkungen

Das vorliegende Baugrundmodell stützt sich sowohl auf direkte (Kernbohrungen bis in 36 m Tiefe) als auch indirekte (Drucksondierungen bis in 35 m Tiefe) Baugrundaufschlüsse auf der Projektparzelle und ist daher als gut abgestützt zu taxieren. In Anbetracht der grossen Ausdehnung des Areals und der verglichen damit doch eher geringen Zahl an nadelstichartigen Aufschlüssen, ist nach wie vor mit gewissen Unsicherheiten z.B. im Hinblick auf die Grundwasserverhältnisse (Schwankungsbereich des Grundwasserspiegels, ggf. punktuell gespannte Verhältnisse) zu rechnen. Zur Klärung des längerfristigen Verhaltens des Grundwasserspiegels werden die Wasserspiegel in den beiden Piezometern von uns in den kommenden 6 Monaten monatlich gemessen und die Befunde der Auftraggeberin dann mitgeteilt.

Gerne sind wir bereit, das Planerteam bei weiteren hydrogeologisch-geotechnischen Fragestellungen – z.B. Klärung der Wissenslücken (vgl. Abschnitt 5.5), Auswahl eines geeigneten Pfahlsystems, gewässerschutzrechtliche Überlegungen (Durchflusssnachweis, Ersatzmassnahmen) – zu beraten.

Zürich, 26. August 2025

Bericht Nr. 15182

DL/Wt

Dr. von Moos AG, Geologie + Geotechnik

Dr. Dominik Letsch

Dr.-Ing. Martin Wittlinger

Verteiler:

Allreal Generalunternehmung AG
Dr. von Moos AG

pdf per Mail
1 Ex.

BAUGRUNDWERTE

Die in der nachfolgenden Tabelle zusammengestellten Baugrundwerte haben wir aufgrund der Sondierergebnisse und unserer Erfahrung abgeschätzt. Der charakteristische Wert ist in der angegebenen Bandbreite spezifisch für den jeweiligen geotechnischen Nachweis bzw. die betrachtete Bemessungssituation festzulegen (vgl. SIA 267:2013 / C1:2016 Ziffer 3.5.2.2 und Ziffer 4.2.).

Lockergestein	γ_e [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' 1) [kPa]	M_E 2) [MPa]	M_E' 2) [MPa]
künstliche Aufschüttung	19 – 20	28 – 32	0	2 – 10	5 – 15
Sumpf- und Überschwemmungsablagerungen 3)	17 – 19	24 – 28	0 (– 5)	2 – 5	4 – 10
späteiszeitliche Deltaablagerungen (Übergusschichten)	19 – 20	29 – 33	0	30 – 50	≥ 70
späteiszeitliche Deltaablagerungen (sandig-siltig)	20 – 21	28 – 32	0 (– 5)	10 – 20	25 – 50
eiszeitliche Seeablagerungen (siltig-tonig)	19 – 21	26 – 32	0 (– 20)	10 – 20	20 – 50
eiszeitliche Seeablagerungen (sandig-kiesig)	19 – 21	32 – 36	0	50 – 80	≥ 100

[1 kN/m³ = 0.1 t/m³] / [1 kPa = 1 kN/m² = 0.1 t/m²] / [1 MPa = 1 MN/m² = 10 kg/cm²] / [1 GPa = 1000 MPa]

Legende:

γ_e = (Feucht-)Raumlast

ϕ' = effektiver Winkel der inneren Reibung (Höchstfestigkeit)

c' = effektive Kohäsion (Höchstfestigkeit)

M_E = Zusammendrückungsmodul, Erstbelastung

M_E' = Zusammendrückungsmodul, Wiederbelastung

- 1) In den Lockergesteinsschichten vorhandene Kohäsions- und/oder Reibungsanteile des Bruchwiderstandes können durch Austrocknung, Durchnässung, mechanische Beanspruchung und v.a. infolge grösserer Deformationen (Abfall von Höchst- auf Restfestigkeit) erheblich reduziert werden bzw. im Falle der Kohäsion sogar ganz verloren gehen.
- 2) Der Zusammendrückungsmodul bei Erst- und Wiederbelastung (M_E und M_E') ist spannungsabhängig. Die angegebenen Werte beziehen sich auf das effektive Spannungsniveau auf Höhe der betreffenden Lockergesteinsschicht.
- 3) Die Eigenschaften der Sumpfablagerungen werden stark durch den Anteil und Zustand der organischen Substanz beeinflusst. Für reinen Torf wäre ein Raumgewicht von ca. $\gamma_e = 10 - 11$ kN/m³ und ein M_E -Wert von ca. 0.5 – 1.0 MPa zu berücksichtigen.

BAUGRUNDWERTE FÜR PFAHLFUNDATION (Vollverdrängungsbohrpfähle)

Zur generellen Abschätzung der äusseren Tragfähigkeit $R_{a,d}$ von **Vollverdrängungsbohrpfählen** (hergestellt nach **Atlas-Verfahren**) können näherungsweise die folgenden, auf Erfahrungswerten abgestützten, charakteristischen Werte für die Mantelreibung und den Spitzenwiderstand verwendet werden. Für die Umrechnung auf Bemessungs- bzw. Gebrauchsniveau wird auf die Norm SIA 267 Ziffern 9.5.2.2.4, 9.5.2.2.5 und 5.4.3.5 verwiesen.

Lockergestein	Mantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ [MN/m ²]
späteiszeitliche Deltaablagerungen (Übergussschichten)	50 – 70	–
späteiszeitliche Deltaablagerungen (sandig-siltig)	10 – 30	0.1 – 0.3
eiszeitliche Seeablagerungen (siltig-tonig)	10 – 20	0.1 – 0.3
eiszeitliche Seeablagerungen (sandig-kiesig)	60 – 80	4 – 6

Je nach Bohrverfahren/Bohrsystem sowie Pfahltyp/Pfahllänge müssen die angegebenen Werte entsprechend angepasst bzw. hinterfragt werden.

Die Baugrundwerte für die Pfahlfundation müssen u.U. aufgrund der Resultate von vorhandenen Pfahlbelastungsversuchen überprüft und gegebenenfalls angepasst werden.

BAUGRUNDWERTE FÜR PFAHLFUNDATION (verpresste Mikropfähle)

Zur generellen Abschätzung der äusseren Tragfähigkeit $R_{a,d}$ von **verpressten Mikropfählen** können näherungsweise die folgenden, auf Erfahrungswerten abgestützten, charakteristischen Werte für die Mantelreibung verwendet werden. Für die Umrechnung auf Bemessungs- bzw. Gebrauchsniveau wird auf die Norm SIA 267 Ziffern 9.5.2.2.4, 9.5.2.2.5 und 5.4.3.5 verwiesen.

Lockergestein	Mantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m ²]
späteiszeitliche Deltaablagerungen (Übergussschichten)	60 – 100
späteiszeitliche Deltaablagerungen (sandig-siltig)	10 – 35
eiszeitliche Seeablagerungen (siltig-tonig)	10 – 25
eiszeitliche Seeablagerungen (sandig-kiesig)	75 – 110

Je nach Bohrverfahren/Bohrsystem sowie Pfahltyp/Pfahllänge müssen die angegebenen Werte entsprechend angepasst bzw. hinterfragt werden.

Die Baugrundwerte für die Pfahlfundation müssen u.U. aufgrund der Resultate von vorhandenen Pfahlbelastungsversuchen überprüft und gegebenenfalls angepasst werden.

Anhang A2: Elektrische Drucksondierungen (Bericht Geoprofile GmbH)

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN

**PARZELLE NR. 16953
SONNENTALSTRASSE 8
8600 DÜBENDORF**

**Projekt Nr.: 60-3358
Bericht Nr.: 3358 / 1**

Geoprofile GmbH

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNGEN
SONNENTALSTRASSE 8
8600 DÜBENDORF**

Bauherrschaft	Allreal Generalunternehmung AG Lindbergh-Allee 1 8152 Glattpark
Auftraggeber	Dr. von Moos AG
Adresse	Bachofnerstrasse 5 8037 Zürich Herr Chris Seitz
Referenz Nr. des Auftraggebers	15182
Projekt Nr. Geoprofile GmbH	60-3358
Band	1 von 1
Vertraulichkeit	Verteilung des Berichts beschränkt auf vom Auftraggeber genehmigten Projektteilnehmer

Kurzbeschreibung

Die Bauherrschaft fordert Geotechnische Untersuchungen an der Sonnentallstrasse 8 in Dübendorf an.

Zur erweiterten Abklärung der lokalen Baugrundverhältnisse wurde Geoprofile GmbH vom Auftraggeber beauftragt, 2 elektrische Drucksondierungen bis in Tiefen von ca. 35 m abzuteufen.

Der vorliegende Bericht dokumentiert die folgenden Leistungen :

- Abteufen von 2 elektrischen Drucksondierungen mit einer Länge von insgesamt 67.44 m, inklusive Messung des Porenwasserüberdrucks (DS 1 und DS 2) ;
- Auswertung der Messdaten ;
- Geotechnische Interpretation der elektrischen Drucksondierungen und Herleitung von geotechnischen Kennwerten.

Feldarbeiten : 11. Juni 2025

Version	Datum	Beschreibung	Kontrolliert	Genehmigt
1	23.06.2025	Schlussbericht	tan	hjt

INHALTSVERZEICHNIS

Seite

Situation mit Lage der Sondierstellen

1

BEILAGEN

Beilage A : Ausführungspraxis

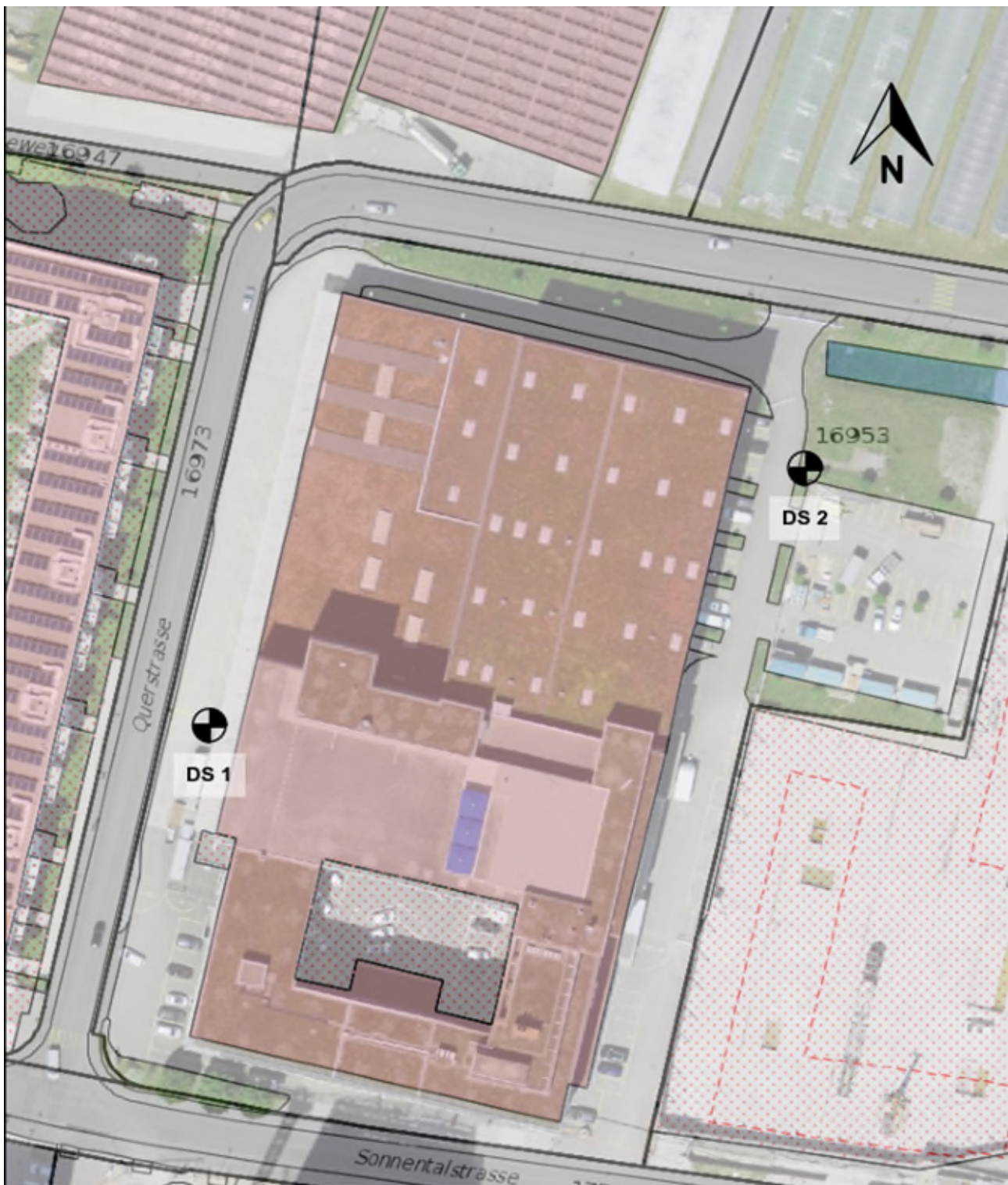
Beilage B : Elektrische Drucksondierung – Messdaten

Beilage C : Elektrische Drucksondierung – Interpretation

ANHÄNGE (allgemeine Hintergrundinformationen)

Anhang 1 : Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2 : Interpretation der elektrischen Drucksondierung



M 1:1000

SITUATION MIT UNGEFÄHRER LAGE DER SONDIERSTELLEN

Parzelle Nr. 16953, Sonnentalsstrasse 8, 8600 Dübendorf

BEILAGE A
AUSFÜHRUNGSPRAXIS

INHALT

Beilage

Ausführungspraxis der elektrischen Drucksondierung

A1

TESTSTEUERUNG – PENETRATION

Generelle Testablauf :	Siehe Anhang 1, “Elektrische Drucksondierung (CPT)” (GEO/APP/001)
Vorbereitungsphase :	– Bestimmung der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Auswahl der Messsonde durch Geoprofile GmbH – Vorherige Sättigung des Filter-Elementes durch Vakuum-Lagerung in biologisch abbaubarem Öl während 24 Stunden – Nachsättigung vor Ort vor jeder Prüfung
Einmessen und Nivellement :	– Einmessen der Sondierstandorte durch Auftraggeber – Nivellement durch Geoprofile GmbH
Testphase :	Keine projektspezifischen Vorkehrungen
Testabbruch :	Siehe Anhang 1, “Elektrische Drucksondierung (CPT)” (GEO/APP/001)
Zusätzliche Messungen :	Keine
Vorbohren :	-DS1: 0.8 m im Beton vorgebohrt -DS2: nein

SONDIERGERÄT

Schubvorrichtung :	Hydraulische Schubeinheit mit einem maximalen Druck von 150 kN und einem Hub von 1 m
Aufbau der Schubvorrichtung :	Allein stehend
Reaktionsmasse :	Sondierlastwagen 18t
Schubgestänge :	36 mm A.D.
Schutzverrohrung :	Nicht zutreffend
Reibungsminderer :	Integriert in der Messsonde
Penetrometer :	– Typ DP15-CFTPxy – Unabhängige Messung des Spitzenwiderstands q_c, lokale Mantelreibung f_s, Porenwasserüberdruck u_2, Abweichung von der Vertikale in X- und Y-Richtung (i_x und i_y) – Spitzenquerschnitt 15 cm² – Oberfläche des Reibungsmantels 225 cm² – Netto Flächenverhältnis a: 0.75

DATENAUFZEICHNUNG UND -BEARBEITUNG

Datenaufzeichnung :	Digitale Aufzeichnung, 1 Messung pro cm Eindringung
Tiefenkorrektur :	Korrektur der Sondiertiefe für der Abweichung von der Vertikale

BEILAGE B
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG - MESSDATEN

INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung DS 1

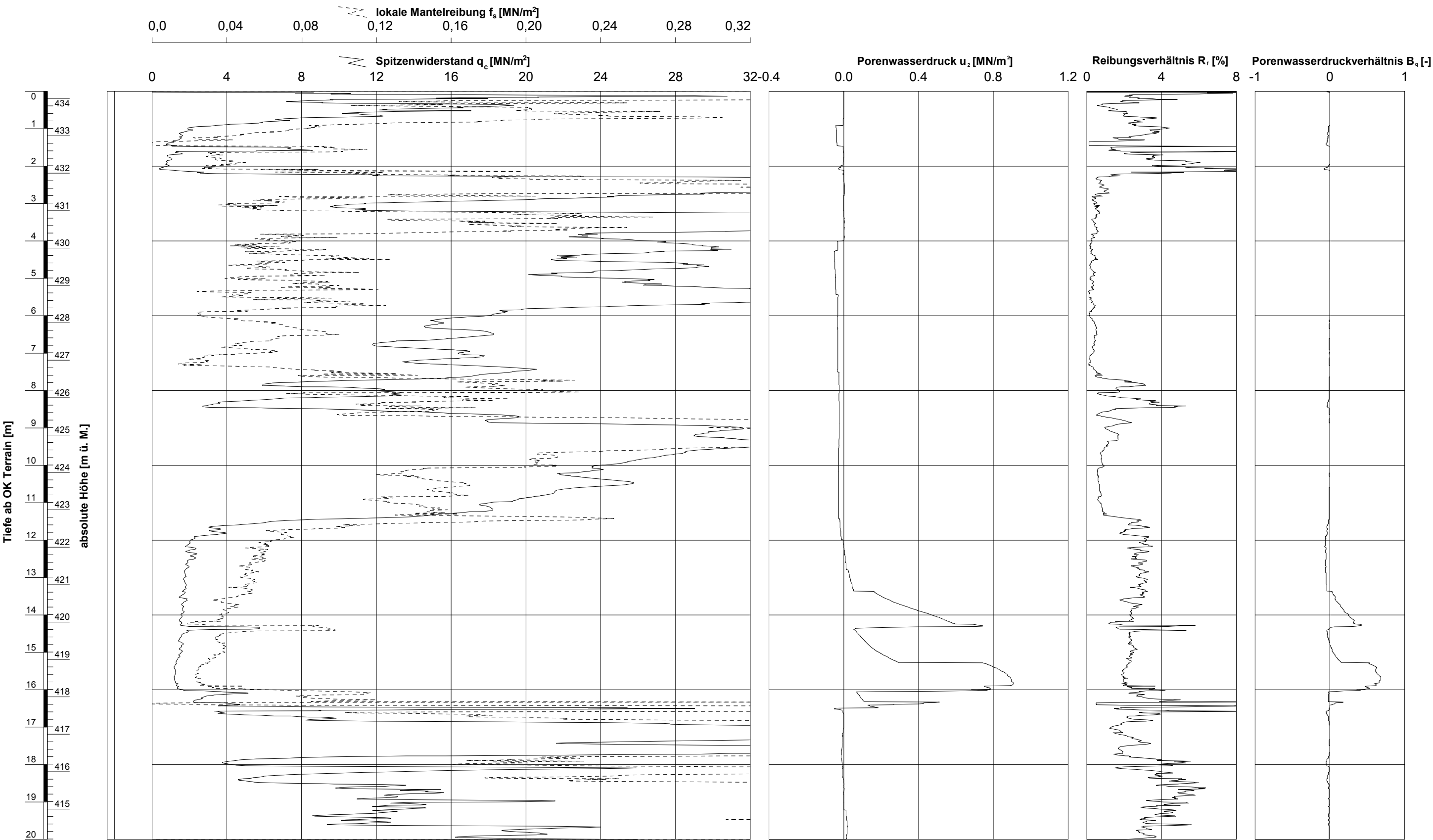
B1 – B2

Elektrische Drucksondierung DS 2

B3 – B4

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.06.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.06.2025/18:19:48



Ausführungsdatum : 11.06.2025 Koordinaten : 2687788.88 m O Messsonde : DP15-CFTPxy
Ansatzpunkt : 434.19 m ü. M. 1250360.99 m N Spitzenquerschnitt: 15 cm²
Wasser : m ab OK Terrain

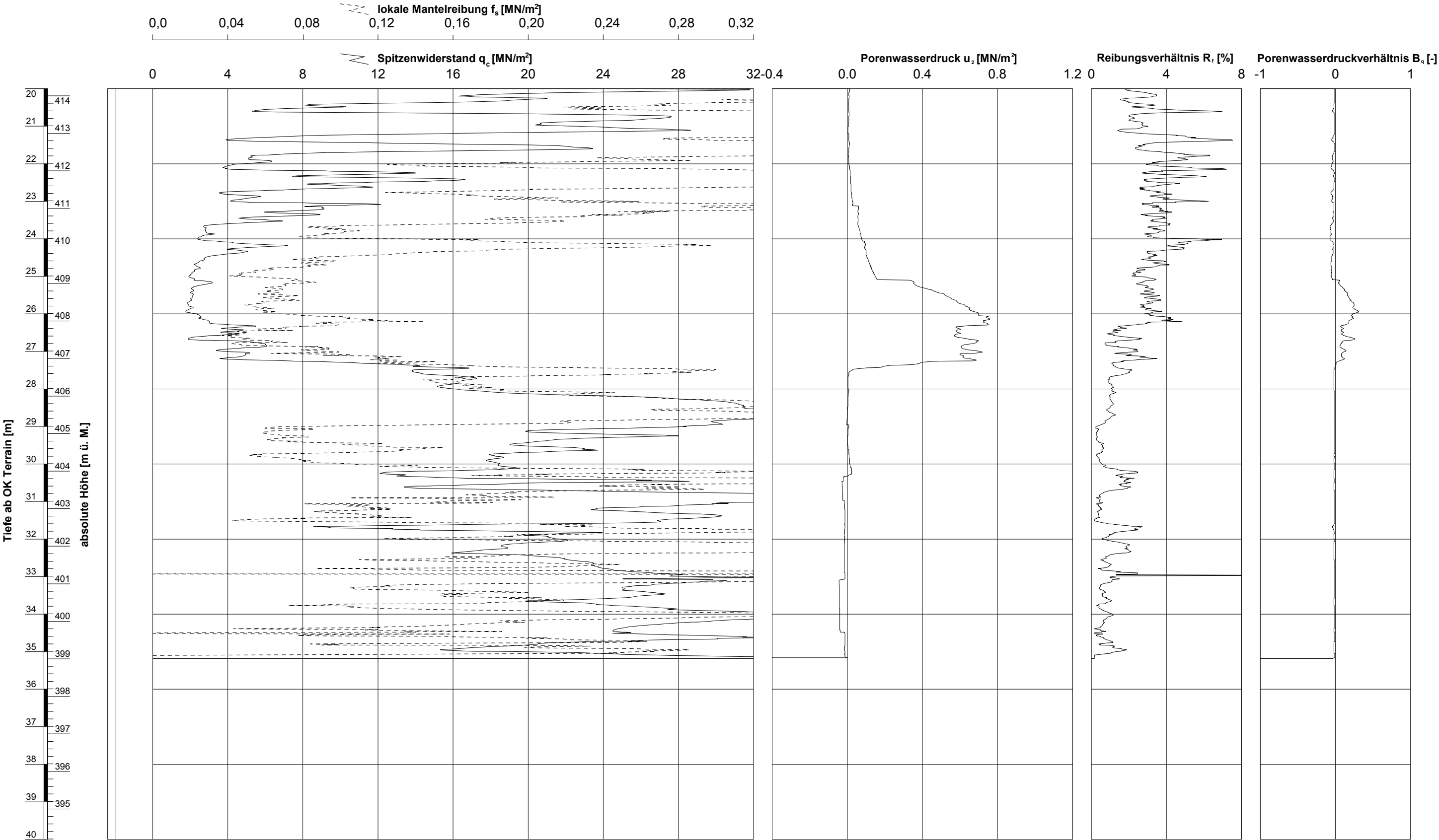
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sonnentalstrasse 8, 8600 Dübendorf

Sondierung: DS 1

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.06.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 17.06.2025/18:19:49



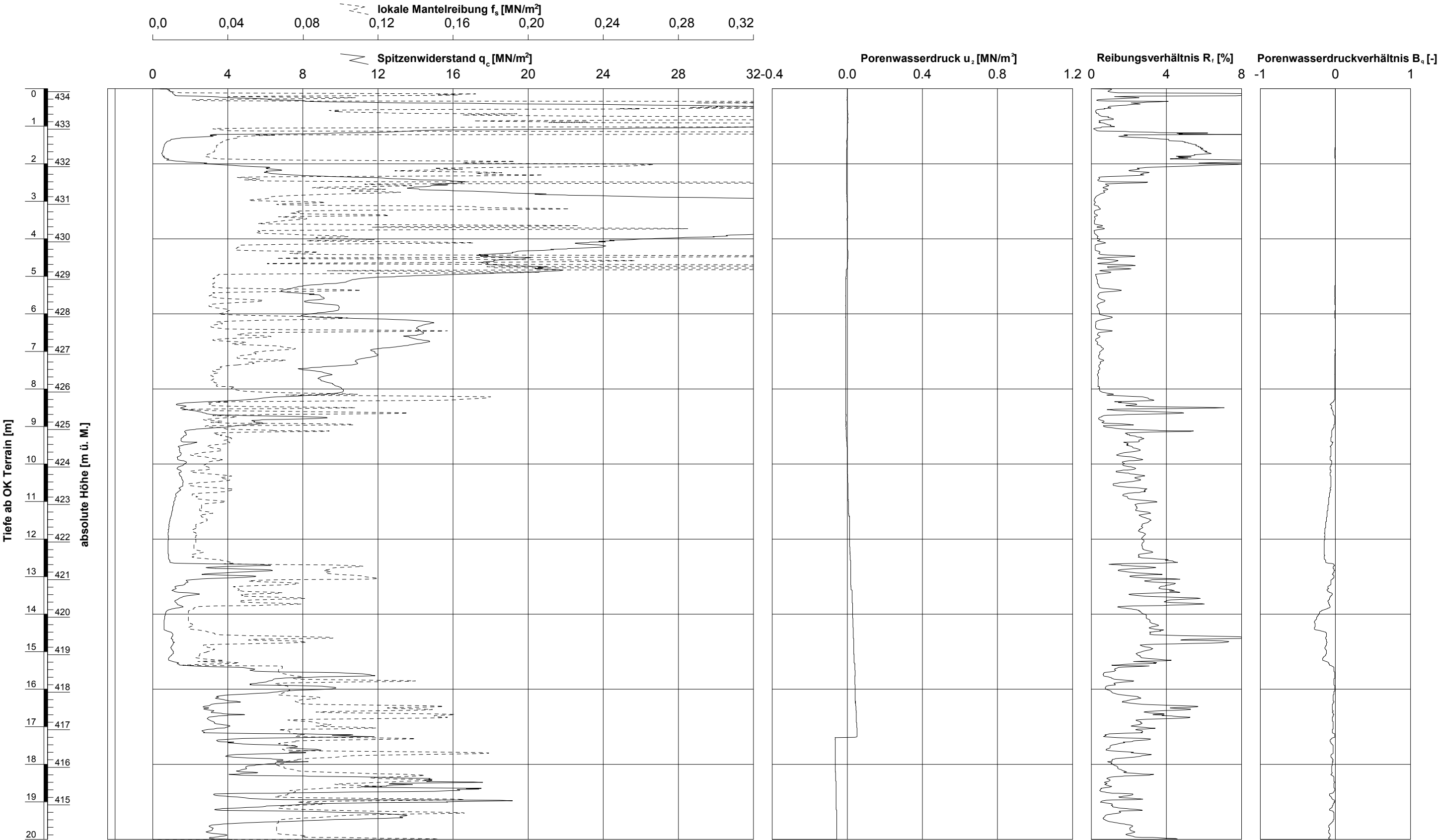
Ausführungsdatum : 11.06.2025 Koordinaten : 2687788.88 m O 1250360.99 m N Messsonde : DP15-CFTPxy
Ansatzpunkt : 434.19 m ü. M. Spitzenquerschnitt: 15 cm²
Wasser : m ab OK Terrain

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten
Sonnentalstrasse 8, 8600 Dübendorf

Sondierung: DS 1

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.06.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 19.06.2025/14:36:10



Ausführungsdatum : 11.06.2025 Koordinaten : 2687889.59 m O
Ansatzpunkt : 434.08 m ü. M. 1250404.46 m N
Wasser : m ab OK Terrain Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

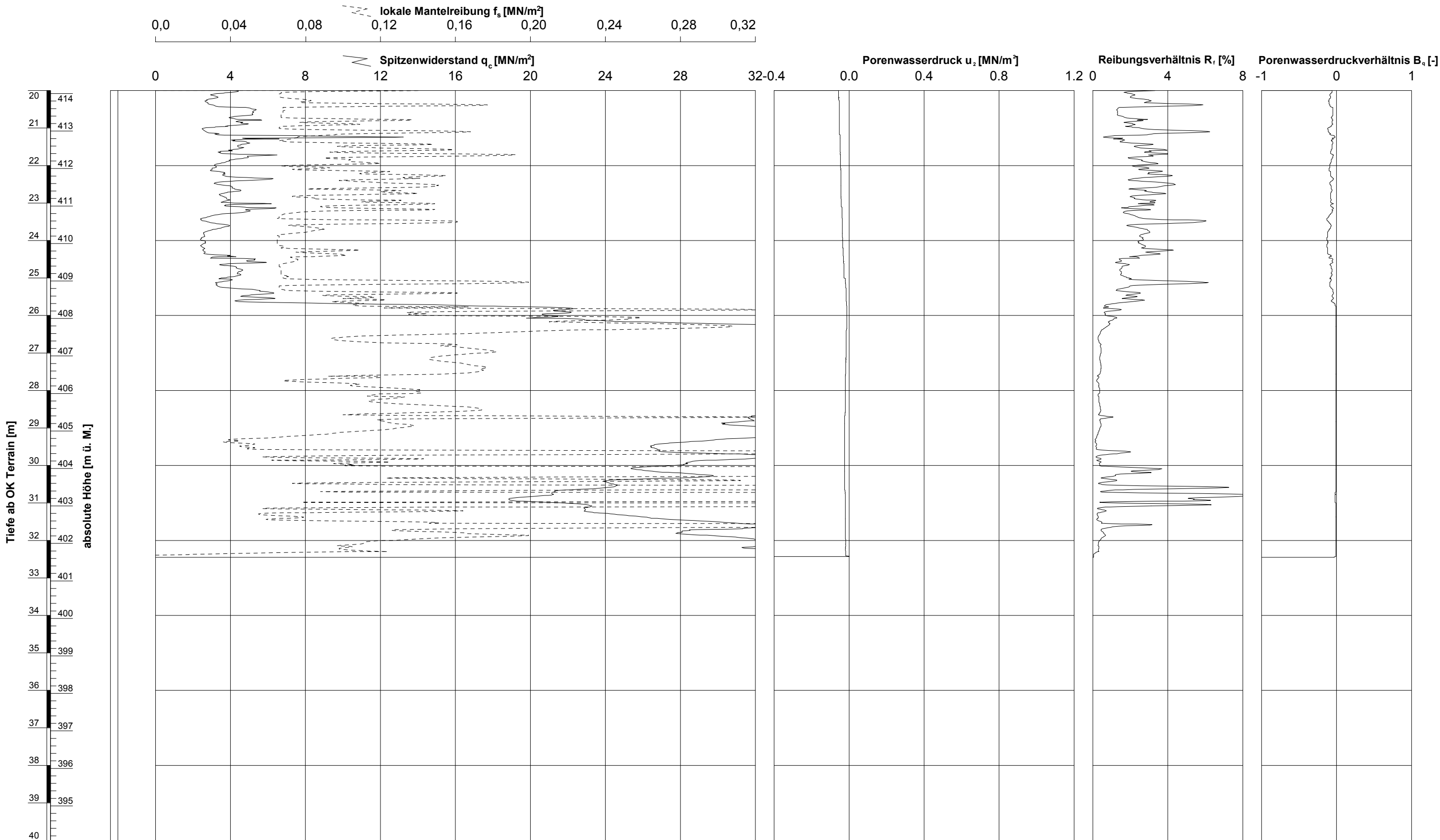
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten

Sonnentalstrasse 8, 8600 Dübendorf

Sondierung: DS 2

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.06.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 19.06.2025/14:36:10



Ausführungsdatum : 11.06.2025 Koordinaten : 2687889.59 m O
Ansatzpunkt : 434.08 m ü. M. 1250404.46 m N
Wasser : m ab OK Terrain

Messsonde : DP15-CFTPxy
Spitzenquerschnitt: 15 cm²

**ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Messdaten**

Sonnentalstrasse 8, 8600 Dübendorf

Sondierung: DS 2

BEILAGE C
ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG – INTERPRETATION

INHALT

Beilage

Elektrische Drucksondierung DS 1

C1 – C2

Elektrische Drucksondierung DS 2

C3 – C4

- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

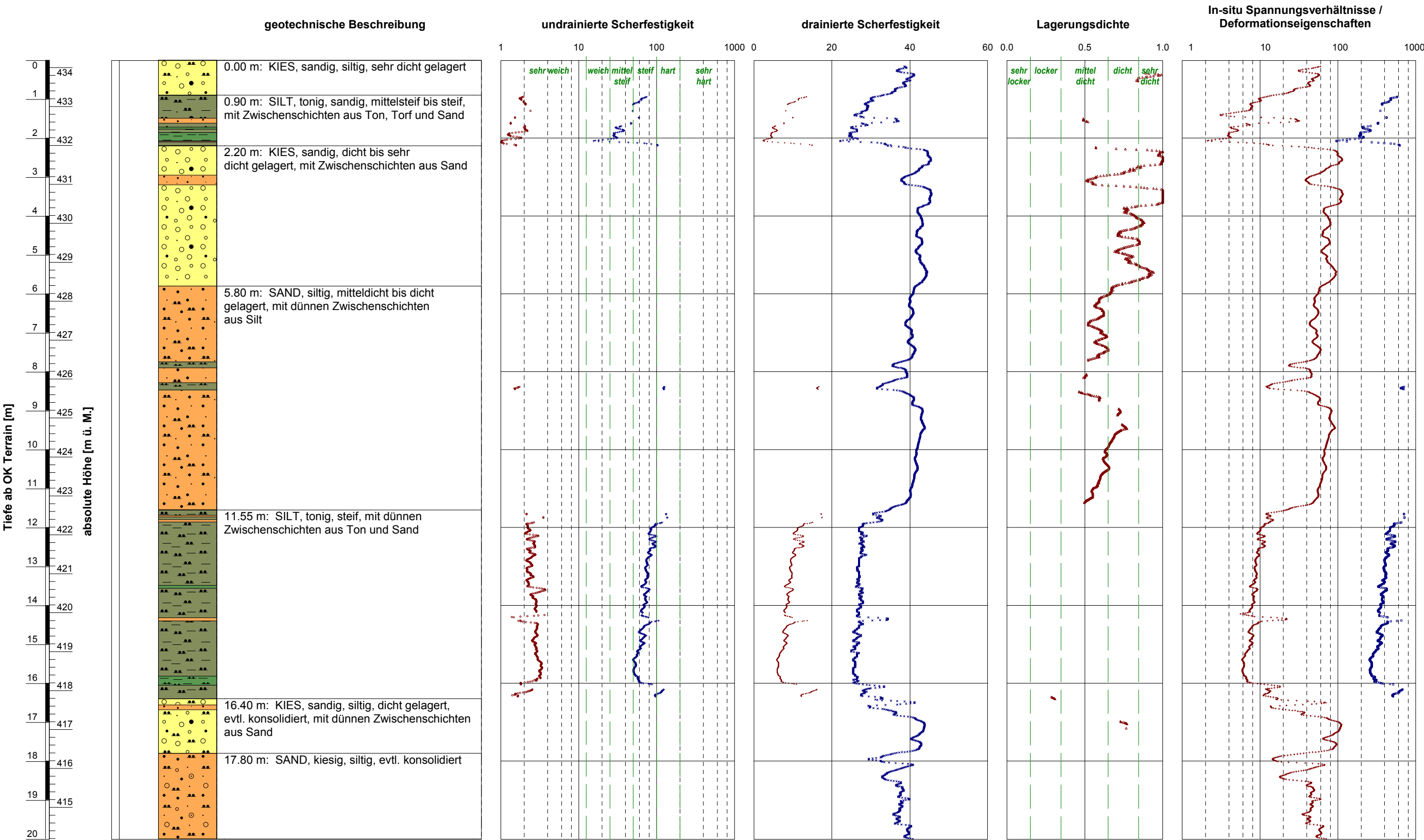
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_d) [MN/m²]

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.06.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerker

GeODin-System / %FILENAME\$ / 19.06.2025/15:33:25



Ausführungsdatum : 11.06.2025 Koordinaten: 2687788.88 m O
Ansatzpunkt : 434.19 m ü. M. 1250360.99 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
Sonnentalstrasse 8, 8600 Dübendorf

Sondierung: DS 1

- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

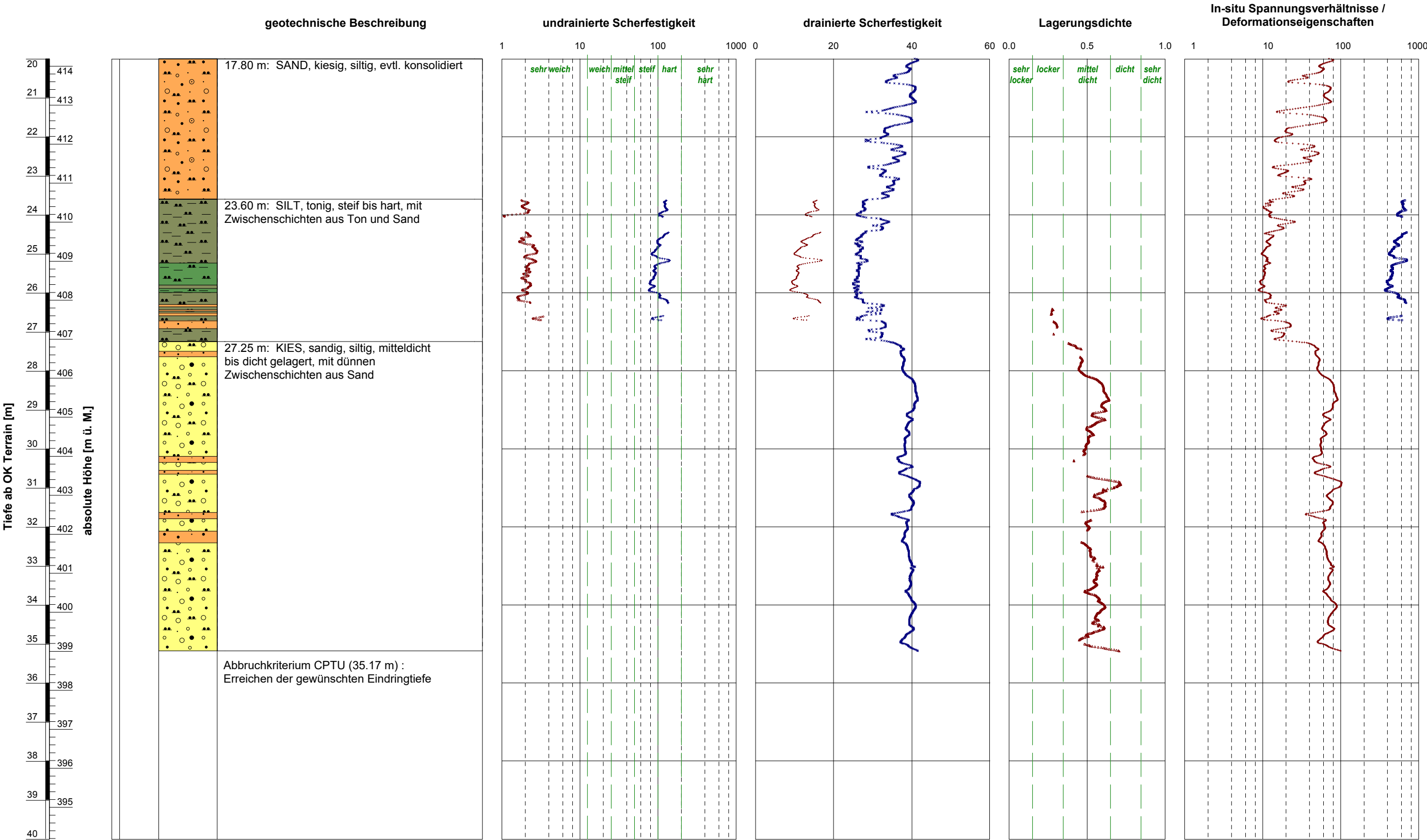
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ_p [kN/m²]

+

oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_u) [MN/m²]

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.06.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerker

GeODin-System / %FILENAME\$ / 19.06.2025/15:33:26



- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

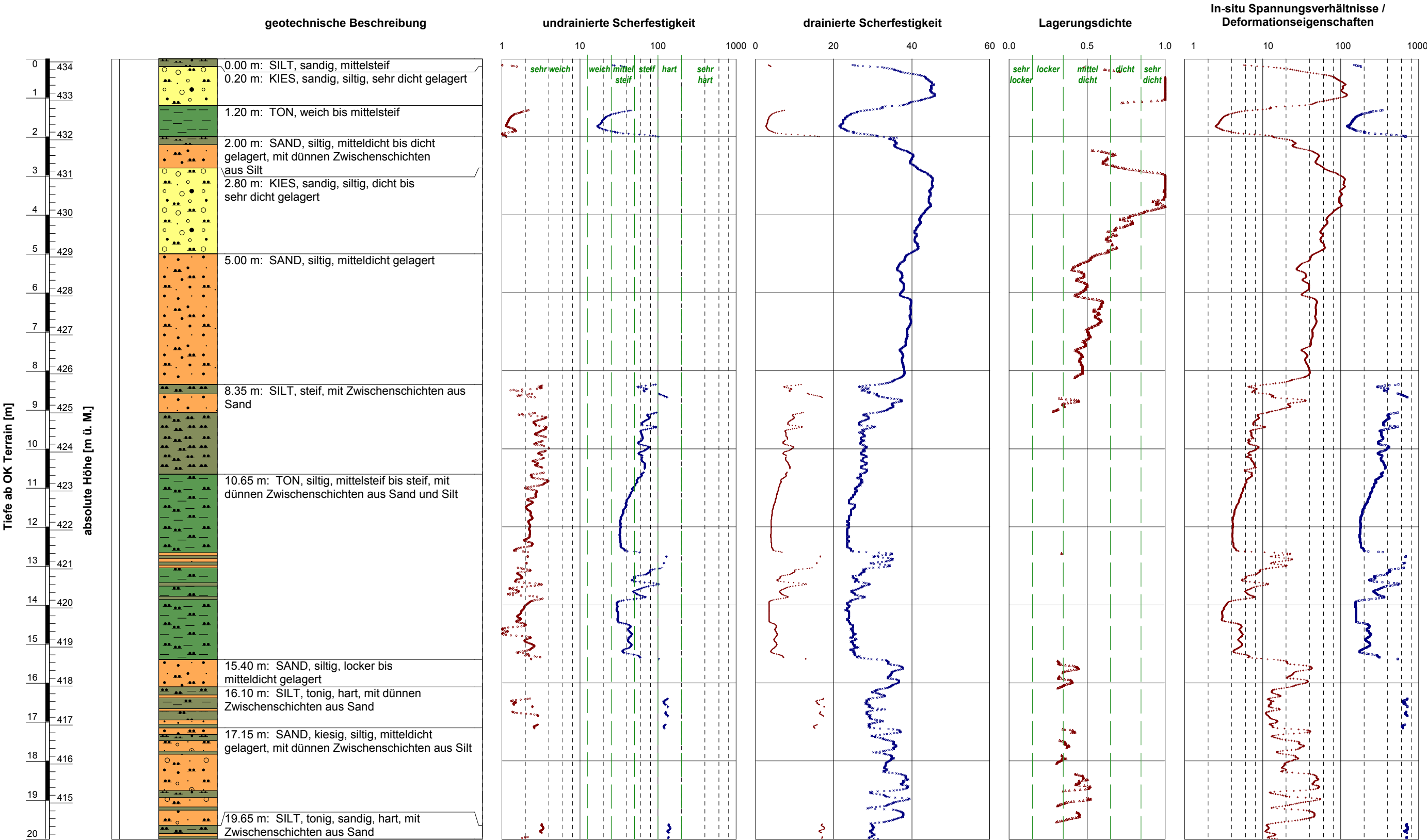
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_u) [MN/m²]

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.06.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerker

GeODin-System / %FILENAME\$ / 19.06.2025/16:08:32



Ausführungsdatum

11.06.2025

Koordinaten: 2687889.59 m O

Ansatzpunkt

434.08 m ü. M.

1250404.46 m N

ELEKTRISCHE DRUCKSONDIERUNG
Interpretierte geotechnische Erwartungswerte
Sonnentalstrasse 8, 8600 Dübendorf

Sondierung: DS 2

- +

undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m²]

○

Sensitivität S_t [-]
- ×

effektiver innerer Reibungswinkel ϕ [°]

·

effektive Kohäsion c' [kN/m²]
- △

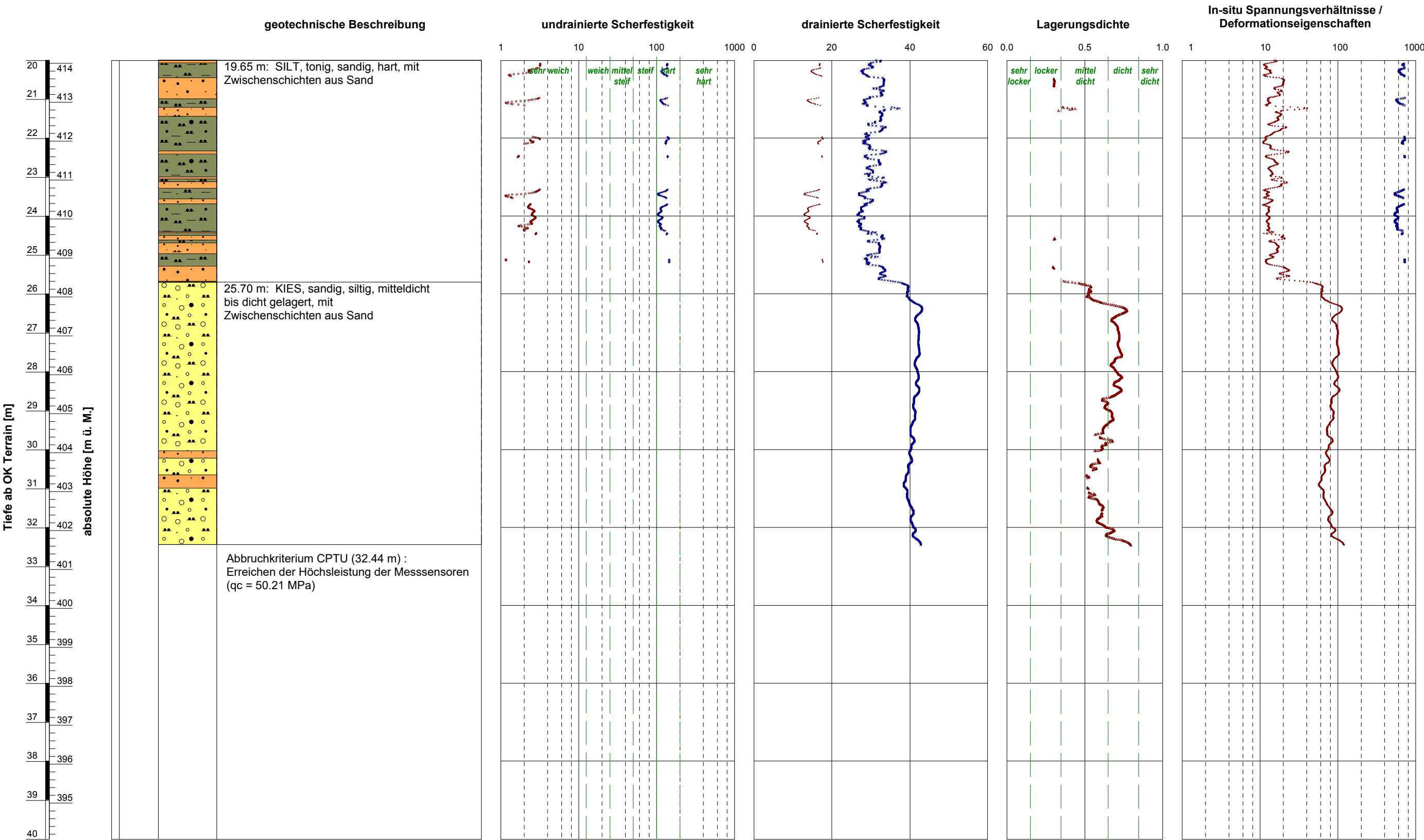
bezogene Lagerungsdichte I_D [-]
- Vorkonsolidierungsdruck σ'_p [kN/m²]

+

oedometrischer Steifemodul bei Erstbelastung E_{oed} (früher: $M_{E,1}$ bzw. E_u) [MN/m²]

gezeichnet: Maynelle Duran Datum: 17.06.2025 kontrolliert: Hendrik Tuerter

GeODin-System / %FILENAME\$ / 19.06.2025/16:08:33



ANHÄNGE
ALLGEMEINE HINTERGRUNDINFORMATION

INHALT

Anhang 1 : Elektrische Drucksondierung (CPT)

Anhang 2 : Interpretation der elektrischen Drucksondierung

ALLGEMEINES

Die Drucksondierung (CPT) ist ein Verfahren, das häufig zur Untersuchung des Baugrunds verwendet wird. Hierbei wird der Widerstand des Baugrunds bei konstantem und kontinuierlichem Eindringen mit einem zylindrischen und mit internen Sensoren ausgestatteten Penetrometer bestimmt. Gemessen werden Eindringtiefe (z), Spitzenwiderstand (q_c), lokale Mantelreibung (f_s) und ggf. Porenwasserdruck (u_2) und der vertikale Neigungswinkel (i_x bzw. i_y). Die Ergebnisse ermöglichen eindeutige Rückschlüsse auf die Beschaffenheit des Baugrunds.

Die von Geoprofile für die Drucksondierung angewandten Verfahren und verwendeten Geräte richten sich nach ISO EN 22476-1 und den Regelungen der Veröffentlichung "International Reference Test Procedure" der internationalen Gesellschaft für Grundbau und Bodenmechanik (ISSMGE, 1999).

Wenn nicht anders vereinbart, gelten die folgenden Kriterien für die Beendigung des Versuchs:

- das Erreichen der gewünschten Eindringtiefe,
- die Abweichung von der Vertikale ist grösser als 15° ,
- die Abweichung von der Vertikale vergrössert sich plötzlich,
- das Erreichen der Höchstleistung des Druckgerätes, der Auflagevorrichtung, der Schubstangen und/oder der Messsensoren,
- Umstände im Ermessen des Sondiermeisters, wie z.B. das Risiko von Sach- oder Personenschaden.

ERGEBNISSE

Die Darstellung der Ergebnisse der Drucksondierungen umfasst:

- die Parameter q_c , f_s und R_f sowie u_2 in Abhängigkeit der Tiefe unter der Erdoberfläche,
- fakultativ die Parameter q_t , q_n und B_q bei Versuchen mit Porendruckmessungen,
- fakultativ den Neigungswinkel i bei Versuchen mit Winkelmessungen.

Als Bezugswert der Versuche gilt die Erdoberfläche. Die Definition der einzelnen Parameter ist wie folgt:

z = Eindringtiefe in die Erdoberfläche, bezüglich des vertikalen Neigungswinkels (i) korrigiert:

$$z = \int_0^l \cos i \cdot dl$$

dabei ist:

z = Eindringtiefe

l = Eindringlänge

i = vertikaler Neigungswinkel

q_c = Spitzenwiderstand bezüglich der Referenzwerte des Versuchs.

f_s = lokale Mantelreibung. Die Tiefe wird so korrigiert, dass die (hinter der Spitze gemessene) Mantelreibung sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

R_f = Verhältnis der Mantelreibung zum Spitzenwiderstand (f_s/q_c).

u_2 = Porendruck direkt hinter der Sondierspitze (Position 2). Die Tiefe wird so korrigiert, dass der gemessene Porenwasserdruck sich auf die Tiefe der Sondierspitze bezieht.

Während der Versuchsdurchführung kann es u.U. zu einem Sättigungsverlust des Filterelementes kommen (Lunne et al., 1997). Zu den möglichen Gründen zählen:

- Eindringen in einen teilweise gesättigten Boden;
- Das Auftreten von negativem Porenwasserdruck, so dass es zu Kavitation kommt. Dies kann zum Beispiel beim Eindringen in einen dicht gelagerten Sand oder einen überkonsolidierten Ton auftreten.

Ein Sättigungsverlust führt normalerweise zu einem geringeren Porendruck beim Eindringen in den Boden unterhalb dieser Zone.

q_t = Totaler Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze:

$$q_t = q_c + (1-a)u_2$$

Dabei gilt:

a = Netto-Flächenverhältnis des Querschnitts der Stahlfläche in der Öffnung zwischen der Sondierspitze und der Reibungshülse. Dieses Verhältnis ist von der Art des Penetrometers abhängig.

q_n = $q_t - \sigma_{vo}$ = Netto-Spitzenwiderstand. Diese Kenngrösse beinhaltet Korrekturen für den hydrostatischen und den transienten Porendruck sowie für die Konstruktion der Sondierspitze und die In-Situ Spannung im Untergrund. Dabei gilt:

σ_{vo} = totale vertikale In-Situ Spannung im Bereich der Sondierspitze. Dieser Wert ist berechnet.

B_q = Porendruckverhältnis:

$$B_q = (u_2 - u_o) / q_n \quad \text{mit}$$

u_o = hydrostatischer Porenwasserdruck im Bereich der Sondierspitze. Es handelt sich um einen

berechneten Wert.

WEITERE MESSUNGEN

Mit der elektrischen Drucksondierung können weitere Messungen vorgenommen werden:

- Messung des hydrostatischen Wasserdrucks in einer bestimmten Tiefe;
- Dissipations-Test. Hierbei wird die Verringerung des transienten Porenwasserdrucks als Funktion der Zeit gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die horizontale Durchlässigkeit von feinkörnigen Schichten und somit auf die benötigte Zeit bis zum Abklingen der primären Setzungen.
- Prüfung des Reibungs-Aufbaus. Hierbei wird die Zunahme der lokalen Mantelreibung nach einer Unterbrechung des Sondiervorgangs gemessen. Die Resultate erlauben Rückschlüsse auf die zeitlichen Entwicklung der Mantelreibung entlang eines Pfahlschafts.

Für die Durchführung dieser zusätzlichen Messungen muss der Sondiervorgang angehalten werden.

LITERATURANGABEN

CEN (2005), "Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Felduntersuchungen - Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck (ISO EN 22476-1:2005)

ISSMGE International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (1999), "International Reference Test Procedure for the Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with Pore Pressure (CPTU)", Bericht vom ISSMGE Technical Committee 16 bzgl. der Bestimmung von Baugrundeigenschaften mittels in-situ Prüfverfahren, Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Vol. 3, pp. 2195-2222.

Lunne, T. (1999), "Special Workshop – Investigation Methods", Proceedings of the Twelfth European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Amsterdam, editiert Barends et al., Additional Volume, pp. 51-52.

EINLEITUNG

Das vorliegende Dokument gibt einen Überblick der verwendeten Auswertungsmethoden für die Testergebnisse von Drucksondierungen. Die Eignung der einzelnen Methoden hängt unter anderem von den Anforderungen des jeweiligen Projektes ab und muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden.

Die Auswertung von Drucksondierungsversuchsergebnissen hilft bei der Festlegung von Parametern für geotechnische Modelle. Die konventionellen Modelle stützen sich normalerweise auf die Plastizitätstheorie für den Grenzzustand der Tragfähigkeit und auf die Elastizitäts- und Konsolidierungstheorie für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (CEN, 1994). Merkmale für solche geotechnischen Modelle sind:

- eine Analyse des Verhaltens in drainiertem oder undrainiertem Zustand für Plastizitätsmodelle
- die Analyse für den Grenzzustand der Tragfähigkeit unterscheidet sich von der für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit.

Die Auswertungsmethoden für Drucksondierungen basieren meist auf empirischen Korrelationen mit theoretischem Hintergrund. Die Datenintegration mit anderen, zusätzlichen Untersuchungstechniken wie Bohrungen und Laborversuchen erhöht den Grad der Zuverlässigkeit. Lunne et al. (1997) geben einen Überblick über verschiedene Auswertungsmethoden.

Die unten erläuterten Bewertungsmethoden unterliegen einigen Einschränkungen:

- Empirische Korrelationen beziehen sich auf Referenzparameter, welche in einem festgelegten Referenzverfahren gemessen wurden. So bezieht sich die mit einem N_{KT} -Faktor von Sondiererergebnissen abgeleitete undrainierte Scherfestigkeit auf denen, welche in einem einstufigen, isotrop konsolidierten, undrainierten Triaxialversuch (CIU) an einer ungestörten Bodenprobe im Labor ermittelt wurde. Der Bezugsparameter ist nicht unbedingt dem gewählten geotechnischen Modell angemessen, so dass eine Anpassung erforderlich sein könnte.
- Die meisten Bewertungsmethoden gelten meistens für einen Sand oder einen Ton. Bei Silt, Ton/Sand/Kies Mischungen, sehr dünn geschichteten Böden, zementierten Schichten und/oder Verwitterungsböden kann es zu Abweichungen kommen. Im Falle von solchen Schichten muss spezifisch vorgegangen werden (Peuchen et al., 1996; Lunne et al., 1995).
- Die Auswertungen beziehen sich auf die Bedingungen zu Beginn der geotechnischen Untersuchungen. Geologische und umwelttechnische Faktoren sowie Bauarbeiten können die vorgefundenen Baugrundverhältnisse verändern.
- Die Drucksondierung gibt nur bedingt direkte Information über den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (Verformungen), da beim Eindringen der umliegende Boden stark deformiert wird. Im Vergleich zum Grenzzustand der Tragfähigkeit können genauere zusätzliche Daten erforderlich sein.

- Drainiertes oder undrainiertes Verhalten für die geotechnische Analyse kann dem jeweiligen drainierten oder undrainierten Verhalten während dem Sondiervorgang entsprechen, muss dies aber nicht. Es ist Aufgabe des Geotechnik-Ingenieurs zu beurteilen, welches Verhalten für die geotechnische Fragestellung relevant ist.

EINDRINGVERHALTEN

Während des Sondiervorgangs treten grössere Deformationen in unmittelbarer Nähe, und kleinere elastische Deformationen in grösserem Abstand des Penetrometers auf. Die Zusammensetzung der einzelnen Schichten, die Lagerungsdichte, die Struktur und die In-Situ Spannungsverhältnisse beeinflussen die Messgrössen.

Der gemessene Spitzenwiderstand q_c wird unter anderem durch den Porenwasserdruck beeinflusst. Da das Verhältnis effektiver Spannung zum Porendruck in grobkörnigen Schichten hoch ist, kann dieser Einfluss normalerweise vernachlässigt werden. Beim Eindringen in Ton ist dasselbe Verhältnis jedoch niedrig. Es kann somit wichtig sein zu wissen, wie hoch der Porendruck um das Penetrometer herum ist. Zu den Parametern, die die Auswirkungen des Porendrucks berücksichtigen, zählen der Gesamtspitzenwiderstand q_t , der Netto-Spitzenwiderstand q_n und das Porendruckverhältnis B_q . Diese Parameter können berechnet werden, wenn Daten bezüglich des Porenwasserdrucks vorliegen. Die Auswirkungen des Porendrucks auf die Mantelreibung f_s sind sehr gering und werden üblicherweise ignoriert. Die Berechnung des Reibungsverhältnisses R_f (definiert als f_s/q_c) lässt keine Rückschlüsse auf die Auswirkungen des Porendrucks zu.

Die Eindringgeschwindigkeit in Bezug auf die Durchlässigkeit des Bodens bestimmt, ob das Bodenverhalten in erster Linie undrainiert, drainiert oder teilweise drainiert ist. Normalerweise ist das Bodenverhalten bei Drucksondierungen in Sand und Kies drainiert (es gibt keinen messbaren, aufgrund des Sondiervorgangs hervorgerufenen Porenwasserüberdruck) und in Ton undrainiert (bedeutende Änderung des Porenwasserdrucks). Teilweise drainiert ist es bei Böden mit mittlerer Durchlässigkeit, wie z. B. bei Silt. Die folgenden Abschnitte gehen näher auf die Ermittlung von geotechnischen Parametern aufgrund von elektrischen Drucksondierungen ein.

KLASSIFIZIERUNG

Die Klassifizierung der verschiedenen Schichten in Bezug auf das allgemeine Bodenverhalten (und in eingeschränkter Masse die Bodenart) ist, im Vergleich mit anderen Ermittlungstechniken, ein wichtiger Teil der Drucksondierung.

Die Klassifizierung des Bodenverhaltens steht im Einklang mit der von Robertson (1990) beschriebenen Vorgehensweise. Diese betrachtet eine normalisierte Klassifizierung des Bodenverhaltens, die eine allgemeine Leitlinie zur Bestimmung der wahrscheinlichen Bodenart (z. B. Sand, siltig) gibt. Hierzu sind Daten einer Porenwasserdrucksondierung nötig. Es besteht eine vereinfachte Vorgehensweise für Ergebnisse ohne Messung des Porenwasserdrucks (Robertson et al., 1986).

IN-SITU SPANNUNGSVERHÄLTNISSE

Die Spannungsverhältnisse im Baugrund müssen bekannt sein, damit Parameter wie die bezogene Lagerungsdichte I_D und der innere Reibungswinkel φ' ermittelt werden können. Die effektive vertikale Spannung σ'_v kann berechnet werden, jedoch ist die effektive horizontale Spannung $\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo}$ meist unbekannt und hängt primär vom Überkonsolidierungsgrad OCR [-] und dem effektiven inneren Reibungswinkel φ' [°] ab:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'} \quad [1]$$

Für eine Erklärung der verwendeten Symbole siehe Anhang „elektrische Drucksondierung (CPT)“, insofern nicht anders erwähnt. Der Zusammenhang basiert auf mechanischer Überkonsolidierung von rekonstituierten Probekörpern im Labor. Überkonsolidierung kann in der Natur durch geologische Faktoren wie z.B. glaziale Vorbelastung und Erosion, aber auch durch Grundwasserschwankungen und das Altern der Ablagerungen („ageing“) hervorgerufen werden. Normalerweise bewegen sich In-Situ Werte für K_0 für Tiefen bis zu 50 m zwischen 0.4 und 2.0. In grösseren Tiefen (> 50 m) beträgt dieser Ruhedruckkoeffizient üblicherweise weniger als 1.

Der maximale passive Erddruck stellt eine Obergrenze für die effektive horizontale Spannung dar. Der Koeffizient des passiven Erddrucks richtet sich unter Vernachlässigung einer allfälligen Kohäsion nach:

$$K_p = \frac{1 + \sin \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \quad [2]$$

Wenn die effektive horizontale Spannung das Niveau des passiven Erddrucks erreicht, können Risse im Erdreich entstehen. In ausgetrockneten Tonen kann auch früher Rissbildung auftreten. In verkitteten Schichten kann aufgrund der vorhandenen Kohäsion ein horizontaler Erddruck vorhanden sein, welcher grösser ist als oben beschrieben. Die Kombination der Beziehung für K_0 und K_p ergibt eine Obergrenze für die Überkonsolidierung:

$$OCR_{\max} = \left[\frac{1 + \sin \varphi'}{(1 - \sin \varphi')^2} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi'}} \quad [3]$$

Für einen Ton kann der maximale Überkonsolidierungsgrad $OCR_{\max}$ somit weniger als 4, für einen Sand jedoch mehr als 50 betragen.

Der Überkonsolidierungsgrad von feinkörnigen Sedimenten kann direkt aus den Sondierergebnissen abgeleitet werden (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$OCR = \alpha \cdot (q_T - \sigma_v) \quad [4]$$

Kulhawy und Mayne schlagen einen α -Wert von 0.3 [-] vor. Die Korrelation von elektrischen Drucksondierungen mit ausgewerteten Oedometer-Versuchen für Tone und Silte in der Schweiz suggeriert, dass ein Wert von 0.25 den Schweizer Verhältnissen besser angemessen sein dürfte. Geoprofile GmbH legt der Abschätzung des Überkonsolidierungsgrades (OCR) einen α -Wert von 0.25 zugrunde, was im Vergleich zu Kulhawy und Mayne zu einem etwas tieferen Überkonsolidierungsgrad führt.

Für Sande und Kiessande kann der Überkonsolidierungsgrad wie folgt abgeschätzt werden:

$$OCR = \left[\frac{0.192 \cdot (q_t / p_{atm})^{0.22}}{(1 - \sin \varphi')(\sigma'_{vo} / p_{atm})^{0.31}} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi' - 0.27}}$$

wobei p_{atm} den atmosphärischen Druck bezeichnet.

Der maximale Vorkonsolidierungsdruck σ'_p ergibt sich aus der Multiplikation mit der effektiven vertikalen Spannung In-Situ:

$$\sigma'_p = \sigma'_{vo} \cdot OCR \quad [5]$$

Wird zudem der effektive innere Reibungswinkel φ' ermittelt, ist gemäss [1] auch der horizontale Erdruchedruck bekannt.

EFFEKTIVE SCHEREIGENSCHAFTEN

Der effektive innere Reibungswinkel φ' ist keine Konstante. Er hängt neben der Zusammensetzung (Mineralogie, Kornform und -rauheit) und der Lagerungsdichte zudem von den Spannungsverhältnissen im Erdreich und dem Abschermodus ab. Es gibt Hinweise dafür, dass Faktoren wie der Sedimentationsmodus oder die In-Situ Spannungsanisotropie weniger von Bedeutung sind.

Die ermittelten Werte der effektiven Reibungswinkel beziehen sich auf das In-Situ Spannungsniveau während der Sondierung. Dies dürfte z.B. für die Berechnung der Stabilität einer Böschung angemessen sein. Im Falle einer signifikanten Erhöhung der Spannungsverhältnisse, wie z.B. bei einer Aufschüttung oder einer Pfahlgründung, muss der effektive Reibungswinkel für Sand und Kiessand den neuen Verhältnissen angepasst werden, was meistens eine Verringerung der Scherparameter bedeutet. Das Verfahren nach Bolton (1986, 1987) stellt dazu eine breit akzeptierte Methode dar. Da der kritische Reibungswinkel φ'_{krit} im Falle von feinkörnigen Böden bereits bei einem geringen Spannungsniveau erreicht wird, ist die Abstufung von effektiven Scherparametern für Ton und Silt weniger üblich.

Das Verhältnis des inneren Reibungswinkels φ' zum Spitzenwiderstand q_c kann auf mehr oder weniger aufwendige Art und Weise ermittelt werden. Einfache Vorgehensweisen stützen sich auf eine konservative Klassifizierung des Bodenverhaltens. Eine aufwendigere empirische Untersuchung berücksichtigt zudem die In-Situ Spannungsverhältnisse σ'_{vo} und σ'_{ho} (siehe Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“). Zudem kann die Lagerungsdichte explizit miteinbezogen werden. Neuere Ansätze verzichten jedoch darauf und berücksichtigen die Lagerungsdichte mit dem Einbezug von q_c nur implizit, da bei der Abschätzung der Lagerungsdichte zusätzliche Unsicherheiten eingebracht werden.

Eine Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern erlaubt die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels φ' für dieses Material (Kulhawy und Mayne, 1990):

$$\varphi' = 17.6 + 11 \cdot \log(q_{t1}) \quad [6]$$

$$q_{t1} = \frac{q_t / p_{atm}}{\sqrt{\sigma'_{vo} / p_{atm}}} \quad [p_{atm} = \text{atmosphärischer Druck} \approx 100 \text{ kPa}] \quad [7]$$

Als Referenzverfahren gelten axial belastete Triaxialprüfungen von isotrop und anisotrop konsolidierten Sandproben (CID und CAD). Die Korrelation enthält im Vergleich zu früheren Gleichungen (z.B. Robertson und Campanella, 1983) eine Korrektur für die Grösse der Kalibrationskammer im Vergleich zur Sondierspitze.

Die Abschätzung der effektiven Scherparameter für fein- und gemischtkörnige Ablagerungen beruht auf einer Form der Tragfähigkeitsformel (Senneset et al., 1988, 1989):

$$q_n = N_m (\sigma'_{vo} + a) \quad [9]$$

wobei:

$$N_m = \frac{N_q - 1}{1 + N_u B_q} \quad [10]$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{1}{2} \varphi' \right) e^{(\pi - 2\beta) \tan \varphi'} \quad [11]$$

$$N_u = 6 \tan \varphi' (1 + \varphi') \quad [12]$$

β = Plastifizierungswinkel

a = Anziehung

Dazu muss der Plastifizierungswinkel und die Anziehung („attraction“) abgeschätzt werden. Senneset et al. geben Richtwerte für verschiedenen Materialien als Funktion der Konsistenz bzw. der Lagerungsdichte. Die Abschätzung des effektiven inneren Reibungswinkels ist relativ unabhängig von den gewählten Werten für β und a . Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise basiert auf einer vorsichtigen Schätzung der beiden Parameter.

Die Abschätzung der effektiven Kohäsion für feinkörnige Schichten richtet sich nach dem maximalen Vorkonsolidierungsdruck σ'_p (Mesri und El-Ghaffar, 1993):

$$c' = 0.024 \cdot \sigma'_p \quad [13]$$

Für die Bestimmung des maximalen Vorkonsolidierungsdrucks σ'_p siehe den Abschnitt „In-Situ Spannungsverhältnisse“. Die Integration von weiteren geotechnischen Datensätzen für die Ermittlung der effektiven Kohäsion ist empfehlenswert. Ob die Anwendung einer effektiven Kohäsion hinsichtlich der geotechnischen Fragestellung und dem nicht-linearen Verlauf der Einhüllende sinnvoll ist, muss durch einen Geotechnik-Ingenieur beurteilt werden. Für Langzeit-Analysen kann es angebracht sein, die effektive Kohäsion vollständig zu vernachlässigen.

BEZOGENE LAGERUNGSDICHTE

Die Bestimmung des minimalen und des maximalen Porenraums der Sandproben im Labor ($e_{\min}$ und $e_{\max}$) bildet die Grundlage für den Begriff der bezogenen Lagerungsdichte. Es ist unwahrscheinlich, dass bei den Laborversuchen tatsächlich der niedrigsten oder der höchsten Wert für den Porenraum $e_{\max}$ bzw. $e_{\min}$ ermittelt wird. Das In-Situ Raumgewicht kann somit den im Labor erfassten Wert übertreffen.

Übliche Zusammenhänge zwischen q_c und der bezogenen Lagerungsdichte I_D basieren auf Drucksondierungen in einer mit Sand gefüllten Kalibrationskammer. Derartige Versuche sind Teil von allgemeinen geotechnischen Forschungsprojekten und unterliegen einigen Beschränkungen, wie z. B.:

- Abhängigkeit von der Bodenart
- Ungenauigkeiten bei der Bestimmung von I_D im Labor
- begrenzte Bandbreite an Spannungshöhen und K_0 Werten
- Vereinfachungen bei der Probenvorbereitung und den Aufzeichnungen zur Bodenspannung

Folgende Schritte dienen zur Bestimmung der Lagerungsdichte (locker, dicht, etc.) vor Ort:

- (a) Schätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse σ'_{vo} und σ'_{ho}
- (b) Empirische Korrelation der bezogenen Lagerungsdichte I_D mit q_c , σ'_{vo} und σ'_{ho}

Die Abschätzung der In-Situ Spannungsverhältnisse wurde oben erläutert. Sind zudem allgemeine Angaben zur Kompressibilität des Sands vorhanden, sollten diese in die Beurteilung der bezogenen Lagerungsdichte miteinbezogen werden. Die Kompressibilität eines Sands nimmt tendenziell zu mit zunehmender Uniformität der Korngrösseverteilung, mit der Eckigkeit der einzelnen Körner und mit zunehmendem Feinanteil.

Die Abschätzung der bezogenen Lagerungsdichte richtet sich nach Kulhawy und Mayne (1990):

$$I_D^2 = \frac{q_{t1}}{305 Q_c \cdot Q_{OCR} \cdot Q_A} \quad [14]$$

wobei q_{t1} sich nach [7] richtet und die Faktoren Q_c , Q_{OCR} und Q_A wie folgt berechnet werden:

Q_c	=	Kompressibilitätsfaktor	
		$0.91 < Q_c < 1.09$	(Tiefer Wert für geringe Kompressibilität)
Q_{OCR}	=	Überkonsolidierungsfaktor	
		$OCR^{0.2}$	
Q_A	=	Faktor, welche die Zunahme des Spitzenwiderstands mit der Zeit berücksichtigt	
		$1.2 + 0.05 \cdot \log(t/100)$	(t in Jahren)
	≈	1.3 für Sande, welche nach der letzten Eiszeit abgelagert wurden	

ZUSAMMENDRÜCKUNGSMODUL BEI ERSTBELASTUNG

Zusammenhänge zwischen den Resultaten von Drucksondierungen und dem eindimensionalen Zusammendrückungsmodul bei Erstbelastung M_{E1} sind indikativ. Für eine genaue Bestimmung des Last-Deformationsverhaltens sind zusätzliche Daten (z. B. Plattendilatometer, Oedometerprüfung) unumgänglich.

Normalerweise wird die Elastizitätstheorie für die Analyse des Verformungsverhaltens von drainierten Böden angewandt. Lunne und Christophersen (1983) schlagen aufgrund einer Überprüfung der Ergebnisse von Drucksondierungen in mit Sand gefüllten Kalibrationskammern die folgende Beziehung zur Abschätzung des Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung vor:

$$M_{E1} = \begin{cases} 4 \cdot q_c & q_c < 10 \text{ MPa} \\ 2 \cdot q_c + 20 & 10 < q_c < 50 \text{ MPa} \\ 120 & q_c > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad [15]$$

Die Abschätzung des eindimensionalen Zusammendrückungsmoduls bei Erstbelastung für feinkörnige Schichten richtet sich meistens nach:

$$M_{E1} = \alpha_c \cdot q_c \quad [16]$$

Oder, korrigiert für den transienten Porenwasserdruck und den Bau der Messsonde:

$$M_{E1} = \alpha_n \cdot q_n \quad [17]$$

Dabei stellt α einen Korrelationskoeffizient dar, welcher unter anderem von der Plastizität, Korngrösse, Mineralogie und Spannungsgeschichte abhängt. Mitchell und Gardner (1975) geben Richtwerte für α_c , welche sich je nach Zusammensetzung, Plastizität und Scherfestigkeit zwischen 1 und 8 bewegen. Neuere Studien aufgrund des netto Spitzenwiderstands q_n empfehlen einen Wert für α_n zwischen 4 und 8 (Senneset et al, 1989). Die von Geoprofile gewählte Methode betrachtet einen pauschalen Wert für α_n von 5 als praktikabel.

Der hier abgeleitete Zusammendrückungsmodul ist einen oedometrischen Modul, welche sich auf die effektiven in-situ Spannungsverhältnisse in einer bestimmten Tiefe bezieht. Bei der Bestimmung eines Zusammendrückungsmoduls beim Oedometerversuch gilt, dass die vertikalen Dehnungen sehr gross sind und meistens zwischen 1 und 10 Prozent variieren. Solche Dehnungen sind unter einem Bauwerk kaum realistisch. Es liegt in der Verantwortung des Anwenders, die effektiv auftretenden Dehnungen bei der Wahl eines geeigneten M_E -Wertes gebührend zu berücksichtigen. Dies kann durchaus zu einem höheren Wert führen. Die Verwendung eines konstanten, oedometrischen Zusammendrückungsmoduls führt bei Setzungsberechnungen in der Regel zu einer Überschätzung der zu erwartenden Setzungen.

Zur Berücksichtigung einer grösseren Steifigkeit des Baugrundes bei geringeren Dehnungen sollte vorzugsweise auf komplexeren Materialmodellen zurückgegriffen werden (z.B. das hardening soil small strain Modell (HSS)).

Die Abschätzung der maximalen Vorkonsolidierungsspannung σ'_p richtet sich nach [5].

UNDRAINIERTE SCHERFESTIGKEIT

Die undrainierte Scherfestigkeit s_u ist keine Konstante. Sie hängt von Faktoren wie dem Abschermodus und der -richtung, der Spannungshistorie und –anisotropie sowie der Abschergeschwindigkeit und der Temperatur ab.

Es gibt verschiedene theoretische und empirische Vorgehensweisen, um den Spitzenwiderstand q_c mit der undrainierten Scherfestigkeit s_u zu korrelieren. Theoretische Ansätze stützen sich auf die Tragfähigkeitstheorie oder die Bodenmechanik des kritischen effektiven Zustands (critical state soil mechanics, CSSM). So kann der einfache Abschermodus wie folgt beschrieben werden (Wroth 1984):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = \frac{1}{2} \sin \varphi' \cdot OCR^\Lambda \quad [18]$$

wobei $\Lambda = 1 - C_s/C_c$ das plastische volumetrische Dehnungspotential, und C_c und C_s den Zusammendrückungsindex bei Erstbelastung bzw. bei Entlastung bezeichnen. Für Tone mit einer geringen bis mittleren Sensitivität liegt Λ meistens zwischen 0.7 und 0.8, für sensitive Tone eher um 0.9. Die bekannte Beziehung (Jamiolkowski et al., 1985; Ladd, 1991; Ladd and DeGroot 2003):

$$s_u / \sigma'_{vo\ DDS} = 0.22 \cdot OCR^{0.8} \quad [19]$$

welche im Erdbaulabor des MIT entwickelt wurde, ist dabei ein Subsatz von [18] mit $\varphi' = 26^\circ$ und $\Lambda = 0.8$. Die von Geoprofile gewählte Methode nutzt den aus den Sondierdaten abgeleiteten Wert für den effektiven inneren Reibungswinkel φ' und einem Λ von 0.8.

Empirische Ansätze beruhen meistens auf einer direkten Korrelation des netto Spitzenwiderstands q_n mit der undrainierten Scherfestigkeit (Rad und Lunne, 1988):

$$s_{u\ TX} = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} = \frac{q_n}{N_{kt}} \quad [20]$$

Der Faktor N_{kt} liegt üblicherweise zwischen 15 und 25, hängt aber unter anderem von der Plastizität und

dem Überkonsolidierungsgrad ab. Das Referenzverfahren für die oben genannte Beziehung ist der konsolidierte, undrainierte, triaxiale Zusammendrückungstest (CU). Die von Geoprofile gewählte Vorgehensweise bezieht sich auf eine undrainierte Scherfestigkeit mit einem Faktor N_{kt} von 18, welche aber nur zur Kontrolle von der mit [18] abgeleiteten undrainierte Scherfestigkeit (und damit indirekt auch von ϕ') herangezogen wird.

Die Sensitivität eines Tons ist das Verhältnis zwischen der maximalen und der gestörten undrainierten Scherfestigkeit:

$$S_t = s_{u,max} / s_{u,rest} \quad [21]$$

Da die gemessene lokale Mantelreibung f_s in Ton primär von der gestörten undrainierten Scherfestigkeit abhängt, kann die Sensitivität wie folgt abgeleitet werden (Rad und Lunne, 1986):

$$S_t = \frac{N_s}{R_f} \quad [22]$$

wobei R_f das Reibungsverhältnis bezeichnet und N_s üblicherweise zwischen 6 und 9 liegt. Bei der von Geoprofile gewählten Vorgehensweise liegt der Abschätzung der Sensitivität ein Wert für N_s von 7.5 zugrunde.

LITERATURANGABEN

Bolton, M.D. (1986), "The Strength and Dilatancy of Sands", *Geotechnique*, Vol. 36, No. 1, pp. 65-78.

Bolton, M.D. (1987), "The Strength and Dilatancy of Sands, Discussion", *Geotechnique*, Vol. 37, No. 2, pp. 225-226.

Kulhawy, F.H. und P.W. Mayne, (1990), *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Report EPRI EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California, 306 pp.

Ladd, C.C., Foott, R.R., Ishihara, K., Schlosser, F. und Poulos, H.G. (1977), "Stress-Deformation and Strength Characteristics", *Proc. 9th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Tokyo, Vol. 2, pp. 421-494.

Lunne, T., Powell, J.J.M. und Robertson, P.K. (1995), "Use of Piezocone Tests in Non-Textbook Materials", *Proc. Int. Conf. on Advances in Site Investigation Practice*, Institution of Civil Engineers, London, pp. 438-451.

Lunne, T. und Christophersen, H.P. (1983), "Interpretation of cone Penetrometer data for offshore Sands", *Proc. of the offshore technology conference*, Richardson, Texas, paper nr. 4464

Lunne, T., Robertson, P.K. und Powell, J.J.M. (1997), "Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice", Blackie Academic & Professional, London, p. 312.

Mayne, P.W. und Kulhawy, F.H. (1982), " K_0 - OCR Relationships in Soil", *ASCE Jnl. of Geotechnical Engineering*, Vol. 108, No. GT6, pp. 851-872.

Mesri, G. und Abdel-Ghaffar, M.E.M. (1993). "Cohesion Intercept in Effective Stress Stability Analysis." *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 119, No. 8, pp. 1229-1249.

Mitchell, J.K. und Gardner, W.S. (1975), "In-Situ Measurements of Volume Change Characteristics", *ASCE Speciality Conference on In-Situ Measurement of Soil Properties*, North Carolina, Vol. II, pp. 279-345.

Rad, N.S. und Lunne, T. (1988), "Direct Correlations between Piezocone Test Results and Undrained Shear Strength of Clay", *Penetration Testing 1988*, *Proc. First Int. Symp. On Penetration Testing*, ISOPT-1, De Ruiter (ed.), Vol. 2, pp. 911-917.

Robertson, P.K. (1990), "Soil Classification using the Cone Penetration Test", *Can. Geotech. Jnl.*, Vol. 27, No. 1, pp. 151-158.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., Gillespie, D. und Grieg, J. (1986), "Use of Piezometer Cone Data", Proc. In-Situ '86, ASCE Specialty Conf., Blacksburg, VA, pp. 1263-1280.

Senneset, K., R. Sandven, T. Lunne, T. By, und T. Amundsen, (1988), "Piezocone Tests in Silty Soils," Penetration Testing, Vol. 2, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 955–974.

Senneset, K., R. Sandven, und N. Janbu, (1989), "Evaluation of Soil Parameters from Piezocone Tests," Transportation Research Record 1235, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C, pp. 24–37.

Wroth, C.P. (1984), "The Interpretation of In-Situ Soil Tests", Geotechnique, Vol. 34, No. 4, pp. 449-489.

Auftraggeber: Allreal Generalunternehmung AG, 8152 Glattpark

Parzelle Nr. 16953, Sonnentalsstrasse 8,
8600 Dübendorf

BAUGRUNDUNTERSUCHUNG

Situation 1:500

Legende:

- B1/25

Kernbohrung

DS1

elektrische Drucksondierung

P1

Piezometer

geotechnisches Profil

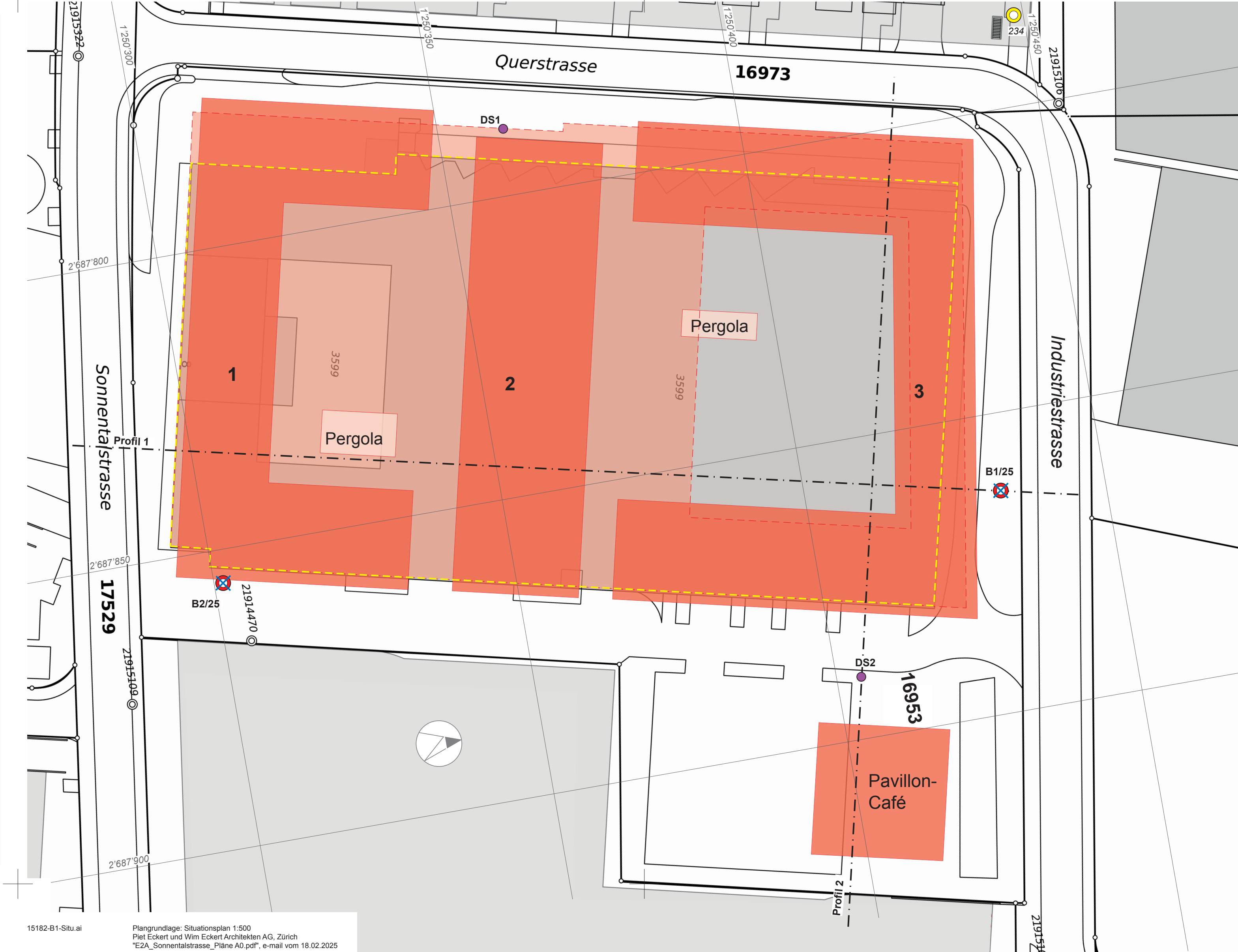
Hochbau

Oberflächenstrukturen (Pavilon, Pergola)

UG Neubau

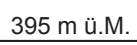
UG Bestand

Dr. von Moos AG Geologie + Geotechnik	Gez.	Kontr.	Datum	Beilage:	1
	CS	DL	21.08.25	Bericht:	15182
				Format:	35 x 64



**Parzelle Nr. 16953, Sonntentalstrasse 8,
8600 Dübendorf**

Plangrundlage: Schnitt BB 1:200
Piet Eckert und Wim Eckert Architekten AG, Zürich
"E2A_Sonnenalstrasse_Pläne A0.pdf", e-mail vom 18.02.2025



Auftraggeber: Allreal Generalunternehmung AG, 8152 Glattpark

Parzelle Nr. 16953,
Sonnentalstrasse 8, 8600 Dübendorf

Geotechnisches Profil 1:200/100, Nr. 2

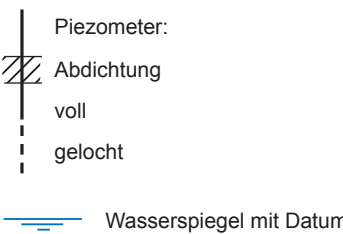
Legende:

B = Bohrung

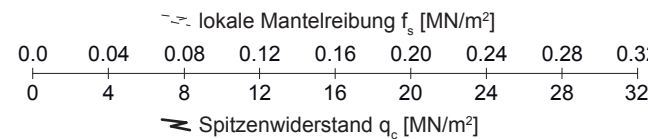
Lockergestein:



Einbauten:



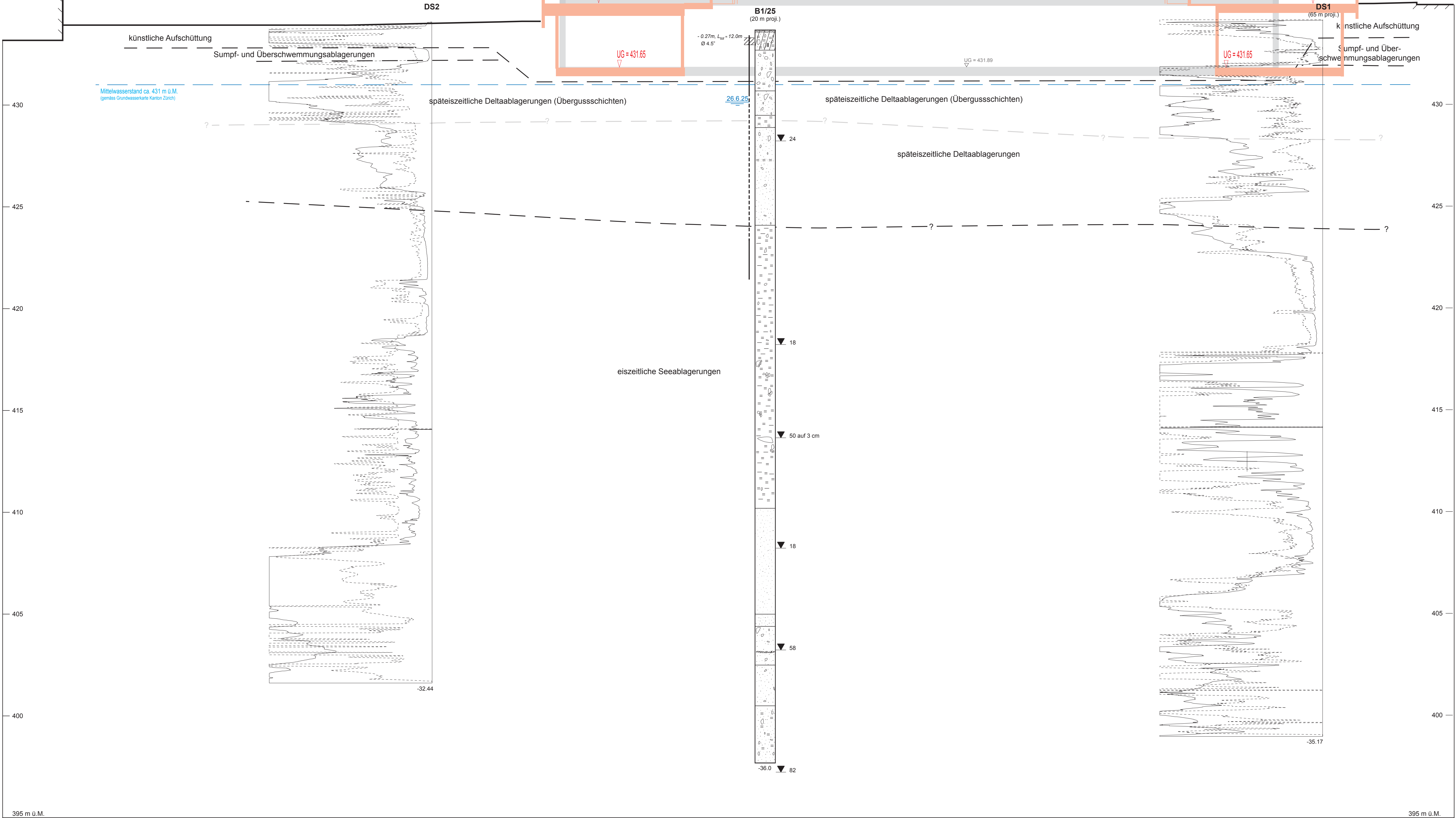
DS = Drucksondierung

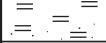
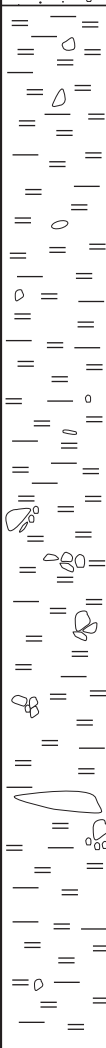
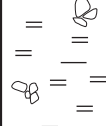
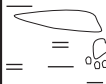
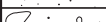
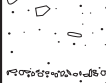
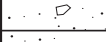
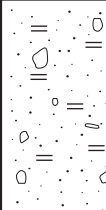


Dr. von Moos AG
Geologie + Geotechnik

Gez.	Kontr.	Datum	Beilage:	3
CS	DL	14.07.25	Bericht:	15182
			Format:	60 x 95

Profil Nr. 2 1:200/100



Parzelle Nr. 16953, Sonnentalsstrasse 8, 8600 Dübendorf				Bericht: 15182				
				Beilage: 4.1				
Auftraggeber:			Bohrunternehmung:		Geologische Begleitung:			
Allreal Generalunternehmung AG, 8152 Glattpark			Geocontrol AG		vM Dr. von Moos AG Geologie + Geotechnik			
SONDIERBOHRUNG NR. B1/25			Bohrprofil Massstab 1 : 100		Aufnahme: Chris Seitz, Geologe			
Höhenlage: 433.69 m.ü.M		Neigung: vertikal	Ausführungsdatum: 24. ÷ 26.06.2025		24. Juni 2025			
Koordinaten: 1'250'432 / 2'687'862		Bohrart: Kernbohrung	Bohrmeister: Dominik Denzler		Gezeichnet : CS Format: 30 x 55			
Verrohrung	Koten		Beschrieb des aufgeschlossenen Bohrgutes	Geologische Identifikation	Kernaussbeute	Bemerkungen		
Kronen-Typ	Ø [mm]	Höhen [m ü.M.]					Tiefen ab OKT	Profil
HM 140	432.69	1.00		Grassnarbe (15 cm), dann Silt, kiesig, humos, leicht sandig, erdfeucht, dunkelbraun	künstliche Aufschüttung	100 %	-0.27 -1.0 -3.0 26.6.25 -3.28 m 3 m Vollrohr Compactionit 7 m Filterrohr 2 m voll SPT (5.00 - 5.45 m) ▼ 4/11/13 SPT (15.00 - 15.45 m) ▼ 6/8/10 SPT (20.00 - 20.03 m) ▼ 50 auf 3 cm SPT (25.00 - 25.45 m) ▼ 6/8/10 SPT (30.00 - 30.45 m) ▼ 17/23/35 SPT (36.00 - 36.45 m) ▼ 20/34/48	
				Sand, stark kiesig bis Kies, stark sandig, an- bis kantengerundet, siltig, trocken, braun				
				Sand, mässig bis leicht kiesig (abnehmend gegen unten), an- bis kantengerundet, braun				
				Silt, zuunterst feinsandig, weich bis steif, feucht, beigebraun				
				Sand, z.T. kiesig (v.a. zuoberst), feucht bis nass, braun				
	424.09	9.60		6.3 – 6.5 m: feinsandige Siltlage	späteiszeitliche Deltaablagerungen			
				Silt, tonig, z.T. leicht feinsandig, selten Kies (Dropstones), wassergesättigt, braun				
				16.0 – 20.8 m: immer wieder Kiesnester				
				20.0 – 20.3 m: Block (alpin)				
				Sand (v.a. Feinsand), nass bis wassergesättigt, braun				
	28.70	29.30		Sand, feucht, braun	eiszeitliche Seeablagerungen			
				Sand, kiesig, braun				
				30.5 – 30.6 m: Feinkieslage, sandig				
				Sand, vereinzelt Kies, braun				
				Feinsand, siltig bis Silt, feinsandig, kiesig, wattergesättigt, braun				
	397.69	36.00						

