

20-194 Simmozheim, Schillerstraße: Ortskernsanierung Schillerareal

Geotechnischer Bericht

Auftraggeber

Gemeinde Simmozheim
Hauptstraße 8
75397 Simmozheim
Tel: 07033/5285-0
Herr S. Feigl (D:-10)
E-Mail: feigl@simmozheim.de

Architekt

Hähnig · Gemmeke
Freie Architekten BDA
Katharinenstraße 29
72072 Tübingen
Tel: 07071/79 56-0
Frau Anette Hähnig (D:-12)
E-Mail: a.haehnig@haehnig-gemmeke.de

Tragwerksplaner

bde GmbH
Beratende Ingenieure VBI
Breitscheidstraße 65
70176 Stuttgart
Tel: 0711/697 53-0
Herr Dipl.-Ing. Stephan Krämer
E-Mail: kraemer@b-d-e.de

Ort und Datum

Stuttgart, 30.04.2021

Verteiler

Digital und 1fach in Papierform an die Beteiligten

Textseiten; Anlagen

30; 1.1 bis 3.2 (24 Blatt)

Bericht-Nr.; Zeichen

748378-01a; Pz/Wi/Rb

Projektleiter

Dipl.-Ing. Hartmut Reichenbach (D:-21)

Bearbeiter Baugrund

Dipl.-Geol. Philipp Polzin (D:-38)

Bearbeiter Bautechnik

Thorsten Widmann, M.Eng.

(D:-72)



Smoltczyk & Partner GmbH

Untere Waldplätze 14
70569 Stuttgart
Tel. 0711 / 131 64-0

Amtsgericht Stuttgart HRB 9451
www.SmoltczykPartner.de
post@SmoltczykPartner.de

Büro Heilbronn

Lindenstraße 16
74232 Abstatt
Tel. 07062 / 914 23 55
Büro Oberschwaben
Heinrich-Hertz-Straße 6
88250 Weingarten
Tel. 0751 / 767 820 98

Geschäftsführende Gesellschafter

Dipl.-Ing. Hartmut Reichenbach
Dipl.-Geol. Dr. Martin Brodbeck
Dr.-Ing. Annette Lächler
Dipl.-Ing. Holger Jud
Gesellschafter
Dr.-Ing. Thomas Rumpelt
Dr.-Ing. Berthold Rilling

Sachverständige für Geotechnik

Beratende Ingenieure VBI

Beratende Geowissenschaftler BDG

Mitglied von
Ingenieurkammer BW,
AIV, ASCE, DGGT, DVGW, FGSV,
IAEG, IGS, ISRM, ISSMGE, ITVA, VDI

<u>Inhalt</u>	<u>Seite</u>
1 Bezug und Unterlagen	3
2 Lage und Beschreibung der Erschließungsmaßnahme	4
3 Untersuchungsumfang	6
4 Baugrund	8
5 Grundwasser	9
6 Geotechnische Bewertung und Klassifikation des Baugrunds	10
6.1 Ergebnisse der Laborversuche	10
6.2 Klassifikationen und charakteristische Rechenwerte	11
6.3 Homogenbereiche	14
7 Bautechnische Folgerungen	16
7.1 Gründung der Hochbauten	16
7.2 Trockenhalten der Bauwerke	18
7.3 Versickerungsfähigkeit der Böden	20
7.4 Erddruck auf erdberührte Wände	20
7.5 Erdarbeiten und Baugruben	21
7.5.1 Wiederverwendung von Böden	22
7.5.2 Anforderungen an die planmäßige Auffüllung und Hinterfüllungen	23
7.5.3 Ausbildung der Baugrubenwände	24
7.6 Rohrauflager	26
7.7 Aufbau von Verkehrsflächen	26
8 Mitwirkung bei der Bauplanung und Ausführung	28

Anlagen

siehe Anlagenverzeichnis

30

1 Bezug und Unterlagen

Auftrag: Durch den Bürgermeister der Gemeinde Simmozheim, Herrn Stefan Feigl, wurden wir mit Schreiben vom 11.12.20 auf der Grundlage unseres Leistungs- und Honorarvorschlags vom 04.11.20 beauftragt, für die Ortskernsanierung "Schillerareal" in Simmozheim eine Baugrunderkundung zu planen und durchzuführen sowie den vorliegenden Geotechnischen Bericht zu erstellen. Dieser Bericht beinhaltet neben dem Erschließungsgutachten ein Gründungsgutachten für die geplanten Hochbauten innerhalb der neuen Ortsmitte.

Des Weiteren umfasste der Auftrag die orientierende Untersuchung der Schadstoffsituation anhand von Proben aus der Baugrunderkundung, deren Ergebnisse in einer gesonderten Stellungnahme bewertet sind.

An **Unterlagen** für die Ortskernsanierung erhielten wir per E-Mail von den Hähnig – Gemmeke Architekten aus Tübingen am 19.10.20:

- 2 Pläne (M 1:200/500), undatiert, mit folgendem Inhalt:
 - 2 Lagepläne,
 - 2 Systemschnitte A-A und B-B,
 - 1 Beleuchtungskonzept,
 - 2 Ansichten: Süd und Nord,
 - 5 Grundrisse der Bibliothek und KITA,
- 1 Luftbild,

am 11.02.21 bzw. 02.03.21 per "wetransfer" Pläne als Vorentwurf und Entwurf vom 05./11.02.21 sowie 26.02./21.03.21 im Maßstab von 1:100:

- 4 Grundrisse zur Bibliothek (Haus 2a und 3): E0 – E3,
- 3 Grundrisse zur Kita (Haus 5 und 6): E0 – E2,
- 4 Ansichten zur Bibliothek (Haus 2a und 3): Nord, Ost, Süd und West,
- 4 Ansichten zur Kita (Haus 5 und 6): Nord, Ost, Süd und West,
- 4 Schnitte zur Bibliothek (Haus 2a und 3): AA, BB, CC und DD,
- 3 Schnitte zur Kita (Haus 5 und 6): AA, BB und CC,

am 17.02.21 per E-Mail und "wetransfer":

- 1 Auszug aus dem Katasterplan (M 1:250), Stand 21.10.19,
- 1 Rahmenplan (M 1:250) mit Höhen, Stand 06.11.19,
- Unterlagen zur Vermessung von Bestandsleitungen
- 13 Grundrisse (M 1: 100) zu Haus 1, 4 und 7 als Vorabzug, Stand 09.07.20,
- 12 Ansichten (M 1:100) zu Haus 1, 4 und 7 als Vorabzug, Stand 09.07.20,
- 6 Schnitte (M 1:100) zu Haus 1, 4 und 7 als Vorabzug, Stand 09.07.20
- 3 Flächenzusammenstellungen zu Haus 1, 4 und 7.

Ferner erhielten wir vom Auftraggeber, Gemeinde Simmozheim, am 12.01.21 per E-Mail:

- 1 Luftbildauswertung vom Büro Hinkelbein vom 02.07.18,
- 1 Stellungnahme vom Kampfmittelbeseitigungsdienst Baden-Württemberg vom 06.07.18,
- Archäologischer Prospektionsbericht vom 22.02.19, Regierungspräsidium Karlsruhe,
- 1 Plan (ohne Maßstabsangabe) zum Altbestand Schillerareal, undatiert,
- Rahmenplan (ohne Maßstabsangabe) mit Überlagerung Bestand und Entwurf Variante 1, undatiert

sowie am 02.03.21:

- Unterlagen zu den ehemaligen Bestandsgebäuden.

Außerdem standen uns zur Verfügung:

- Blatt 7218 Calw der Geologischen Karte (M 1:25 000) von Baden-Württemberg mit Erläuterungen, Stuttgart 1966,
- Blatt NW 23/16 der Höhenflurkarte (M 1:2500) von Württemberg, Stand 1890 und 1920,
- mehrere Schichtenprofile von umliegenden Fremdschürfen aus dem Archiv des Landesamtes für Geologie, Rohstoffe und Bergbau, Freiburg sowie
- Luftbildauswertung auf Kampfmittelbelastung vom 21.01.21, LBA Stuttgart.

2 Lage und Beschreibung der Erschließungsmaßnahme

Das untersuchte Grundstück liegt in der Ortsmitte der Gemeinde Simmozheim im Landkreis Calw, in der Talrinne zwischen dem südwestlich vom Baufeld gelegenen Berg "Hörnle" und dem nordwestlich gelegenen Geißberg, siehe Anlage 1.1. Geplant ist die Ortskernsanierung "Schillerstraße" auf einer Fläche von knapp 6500 m², zwischen dem Friedhof im Norden, der Hauptstraße im Osten, der Schillerstraße im Süden und der Hauffstraße im Westen (Anlage 1.2).

Zum Zeitpunkt der Erkundung war das Baugebiet größtenteils unbebaute Grünfläche. Die in der Vergangenheit auf dem Baufeld befindlichen Baukörper wurden bereits zurückgebaut. Angaben zu deren Einbindetiefe lagen uns nicht vor. Die Lage der ehemaligen Baukörper ist in Anlage 1.3 zusammen mit den geplanten Gebäudegrundrissen ersichtlich. Die angrenzende Schillerstraße, die das Baugebiet im Süden begrenzt, war mit Asphalt befestigt.

Entsprechend der Hanglage am Geißberg fiel das Gelände, wie bereits schon im Jahr 1890 (Höhenflurkarte, Anlage 1.4) von knapp 490 mNN im Nordwesten auf rund 480 mNN nach Südosten, im Bereich der Schillerstraße, ab (Anlage 1). Das heutige Gelände wurde im zentralen Bereich nach 1890, um mehrere Meter abgetragen und für die bereits zurückgebauten

Bestandsgebäude eingeebnet, sodass sich zwischen dem zentralen Bereich und dem nördlichen Bereich des Baufeldes eine etwa 3 m hohe Böschung befand.

Gemäß der Höhenflurkarte von 1890 verlief zwischen den beiden oben genannten Bergen ein Bach innerhalb der Talrinne, der seinen Ursprung am Berg "Hörnle" hatte (Anlage 1.4). Da dieser zum Zeitpunkt der Erkundung oberirdisch nicht mehr sichtbar war, ist davon auszugehen, dass er bereits größtenteils verdolt wurde.

Das Erschließungsgebiet soll durch bepflasterte Fußgängerplätze, Treppen, Wege, Parkplätze (Anlage 1.2) sowie Leitungen und Kanäle erschlossen werden. Dabei soll die derzeitige Schillerstraße als verkehrsberuhigter Bereich und Lieferstraße erhalten bleiben sowie die westlich vom Ortskern gelegene Hauptstraße mit dem südlichen Verlauf der Schillerstraße verbinden. Im nordwestlichen Bereich des Baufeldes soll ein Parkplatz mit 18 Stellplätzen errichtet werden, welcher von der Hauffstraße aus angefahren werden soll und rund 4 m höher liegt, als der zentrale und südliche Bereich des Ortskerns, also auf einem Niveau zwischen 485 mNN und 488 mNN. Die Fußgängerwege, Plätze sowie Verkehrswege sollen überwiegend auf einer Höhe zwischen 480 mNN und 482,5 mNN angeordnet werden, sodass das derzeitige Gelände bereichsweise um 2 m bis 3 m abgetragen bzw. mitunter aufgeschüttet wird. Die Kanalsohlen werden voraussichtlich etwa 3 m bis 4 m unter dem geplanten Erdplanum.

Im Zuge der Erschließung des Ortskerns ist zu dem der Neubau von 7 Hochbauten vorgesehen, welche nachfolgend kurz beschrieben werden:

- **Geschäft-/Wohngebäude (Haus 1):** Vorgesehen ist der Bau eines unterkellerten Wohn- und Geschäftsgebäudes mit einem Erd- sowie einem 1. und 2. Obergeschoss auf einer Fläche von etwa 10 m x 17 m im Südosten des Baufeldes, neben dem Rathaus (Anlage 1.2). Die Erdgeschossfußbodenhöhe des geplanten Baukörpers liegt auf 480,73 mNN, die Rohfußbodenhöhe des Untergeschosses auf 477,73 mNN. Die Sohle des geplanten Aufzugsschachtes kommt rund 0,5 m tiefer zu liegen.
- **Bibliothek/ Café (Haus 2a und 3):** Die geplante Bibliothek und das im Westen direkt angrenzende Café sollen nach Süden ebenerdig, auf einer L-förmigen Fläche von rund 11 m x 24 m bzw. 12 m x 13 m im Nordosten des neuen Ortskerns errichtet werden. Das zweistöckige Café erhält im Osten ein auskragendes eingeschossiges Außenlager auf einer Fläche von 3 m x 17 m, dass vom Erdreich bedeckt werden soll. Es ist geplant die Bibliothek mit 2. Obergeschossen und einem Dachspitz auszustatten. Zwischen dem Café und der Bibliothek ist im ersten Obergeschoss eine Außenterrasse geplant. Die Erdgeschoss-rohfußbodenhöhe liegt auf 481,45 mNN. Damit bindet das Untergeschoss im nördlichen, rückwertigen Bereich bis zu 4 m in das Gelände ein.

- **Tagespflege/ Pflegewohnen (Haus 4):** Dieses Gebäude soll im Norden der neuen Ortsmitte, zwischen der Kindertagesstätte und der Bibliothek, errichtet werden und mit einem Untergeschoss, einem Hang-/ Erdgeschoss sowie zwei Obergeschossen auf einer Grundfläche von 12 m x 15 m ausgestattet werden. Das Erdgeschoss soll im Osten um rund 8,5 m über das Erdgeschoss hinausragen. Die EFH des Neubaus wird auf einer Höhe von 482,5 mNN im Süden ebenerdig angeordnet. Hangseitig bindet das Erdgeschoss rund 2 m in das Gelände ein. Das Untergeschoss liegt rund 3 m tiefer, auf einem Niveau von 479,5 mNN und bindet damit im Norden, also hangseitig rund 5 m in das Gelände ein.
- **Kindertagesstätte mit Multi- und Bewegungsraum (Haus 5 und Haus 6):** Der geplante, nicht unterkellerte Neubau liegt im Südwesten des neuen Ortskerns und weist einen nahezu L-förmigen Grundriss auf einer Fläche von 20 m x 10 m (Haus 5) bzw. 10 m x 17 m (Haus 6) auf. Die zusammenhängenden Gebäude sollen mit 2 bis 3 aufgehenden Geschossen ausgestattet werden. Der ebenerdige Eingang befindet sich auf der Ost- bzw. Nordseite auf einem Niveau von 482,70 mNN. Rückwertig, also auf der Ostseite liegt das umgebende Gelände auf einem Niveau von 486,19 mNN, sodass der Neubau dort knapp 3 m unter dem Gelände liegen wird.
- **Pflegewohngebäude (Haus 7):** Es ist geplant das 15,5 m x 16,5 m große Pflegewohnheim zu unterkellern und mit 3 aufgehenden Stockwerken auszustatten. Das Rohfußbodenhöhe des Untergeschosses liegt auf einer Höhe von 479,47 mNN und bindet rund 3 m in das Gelände ein.

Nach unseren Erfahrungen mit vergleichbaren Bauvorhaben schätzen wir die charakteristischen Streifenlasten für die Gründung auf bis zu 250 kN/m und für Einzellasten bis zu 800 kN. Für Gebäude 2a/3 haben wir Lastangaben im Vorentwurfsstand vom 01.04.2021 erhalten, hier liegen die charakteristischen Streifenlasten für die Gründung auf bis zu 540 kN/m und bis zu 1100 kN für Einzellasten.

3 Untersuchungsumfang

Bereits für die Bearbeitung unseres Leistungs- und Honorarvorschlags haben wir die in Abschnitt 1 aufgeführten Unterlagen aus unserem Archiv über das Baugelände ausgewertet.

Die Luftbildauswertung auf Kampfmittelbelastung des Büros Hinkelbeins vom 02.07.18, welche für ein Teil des neuen Ortskerns durchgeführt wurde, sowie die Luftbildauswertung (gesamtes Baufeld) des Büros LBA Stuttgart mit Bericht vom 21.01.21 hat ergeben, dass der **westliche Teil** des Untersuchungsgebietes aufgrund der Interpretationsbefunde der Luftbildauswertung **möglicherweise mit Kampfmitteln belastet** ist. Daher wurden im Rahmen

der Erkundungsarbeiten die Schürfe SCH 1, SCH 2 und SCH 3 von einem Feuerwerker der Firma KaMiSo aus Böblingen begleitet. Die späteren, bauzeitlichen Eingriffe in den Untergrund sind mit dem Kampfmittelbeseitigungsdienst Baden-Württembergs (KMHD) abzustimmen.

Zur Erkundung der Baugrund- und Grundwasserverhältnisse wurden von einer Landschaftsgärtnerei aus Simmozheim, am 02.02.21, unter unserer fachtechnischen Aufsicht und der Aufsicht des örtlichen Bauhofmitarbeiters, Herr Nothacker, mit einem Kettenbagger

8 Baggerschürfe mit Tiefen zwischen 1,6 m und 3,9 m

mit einem Tieflöffel hergestellt und nach Abschluss der Arbeiten mit dem angefallenen Aushub wieder verfüllt.

Die Schürfe wurden von uns mit einem Messrad und Nivellement nach Lage und Höhe (mNN) eingemessen. Sie sind in Anlage 1.2 zusammen mit den Fremdschürfen eingezeichnet. Als Lagebezug dienten die Flurstücksgrenzen und die bestehenden Gebäude, als Höhenbezug ein Kanaldeckel in der Schillerstraße, dessen Höhe im Lageplan mit 481,96 mNN eingetragen ist (Anlage 1.2).

Die Böden und Festgesteine wurden durch **S&P** visuell und durch manuelle Feldversuche nach DIN EN ISO 14 688-1 und DIN EN ISO 14 689 angesprochen und ingenieurgeologisch aufgenommen. Die Schichtenfolgen sind in Anlehnung an DIN 4023 in den Anlagen 2 dargestellt und beschrieben. Die Signaturen, Zeichen und Bezeichnungen in den Anlagen 2 sind in Anlage 2.0 erläutert.

Den Schürfen wurden für bodenmechanische und umwelttechnische Versuche insgesamt 55 Bodenproben der Gütekasse 3 nach EN 1997-2, Tab. 3.1 und DIN EN ISO 22 475 entnommen.

An ausgewählten Proben wurden in unserem geotechnischen Labor **bodenmechanische Versuche** durchgeführt:

- 17 Bestimmungen des natürlichen Wassergehalts nach DIN 18 121, Teil 1 (Anlage 2, rechts neben den Profilsäulen),

und an Gesteinen nach den DGGT-Empfehlungen für die Versuchstechnik im Fels:

- 3 Punktlastversuche nach Empfehlung Nr. 5.

Die Ergebnisse aller Versuche werden in Abschnitt 6 erläutert und bewertet.

Alle Proben werden nach Abgabe des Geotechnischen Berichts drei Monate lang aufbewahrt und danach, sofern sie der Auftraggeber nicht anfordert oder eine längere Einlagerung wünscht, ohne Ankündigung entsorgt.

4 Baugrund

Durch Interpolation zwischen den zwangsläufig punktuellen Aufschlüssen haben wir, unter Berücksichtigung geologischer Zusammenhänge, das nachfolgend beschriebene räumliche **Modell des Untergrundes** erarbeitet.

Es zeigt vereinfacht einen dreischichtigen Aufbau aus Auffüllung, Hangschutt über den Schichten des Unteren Muschelkalks:

- Zuoberst liegt gesamten Bereich **Auffüllung**, welche außerhalb von Straßen- und Wegebefestigungen von einem künstlich aufgebrachten, 0,2 m mächtigen Oberboden abgedeckt wird. Im Bereich der Schillerstraße und im Bereich der Außenflächen des Rathauses setzt sich diese aus einer Asphaltdecke und der zugehörigen Tragschicht aus einem Kalksteinbrechkorngemisch zusammen. Zwischen der Schillerstraße und der Hauffstraße befindet sich ein mit Kalksteinbrechkorngemisch befestigter Weg, der beide Straßen miteinander verbindet. Außerhalb befestigter Flächen folgt unterhalb des Oberbodens überwiegend ein gemischtkörniger Boden, der im Wesentlichen aus einem tonigem, teilweise sandigen Schluff besteht, in dem kiesgroße Kalk-, Dolomit-, Sandsteine sowie Ziegelreste in unterschiedlicher Häufigkeit eingelagert sind. Im Bereich der Schürfe 4, 6 und 7 folgen unterhalb des Oberbodens auch steingroße Fremdbestandteile in Form von Ziegeln sowie Keramik- und Kunststoffresten einer Drainageleitung. Im Bereich des SCH 7 setzt sich der Untergrund unterhalb der steinigen Auffüllungen aus einem stark tonigen, grauen Schluff mit Holzresten und blockgroßen Dolomitsteinen zusammen. Bei dem Material handelt es sich vermutlich um Aueablagerungen des ehemals rund 20 m südlich verlaufenden Bachs. Es ist nicht auszuschließen, dass im Bereich des Baufeldes von Haus 7 (SCH 7) auch natürliche Aueablagerungen während des Aushubs angetroffen werden. Möglich ist aber auch, dass es sich in SCH 7 um räumlich begrenzte Ablagerungen in der Sohle einer früheren Mistgrube handelt, die später mit Bauschutt verfüllt wurde.

Die Konsistenz der bindigen Anteile der Auffüllungen wechselt zwischen weich und steif. Insbesondere in Bereichen, wo große Mengen an Fremdbestandteilen erkundet wurden, sind die bindigen Anteile der Auffüllungen auch sehr weich.

Die Auffüllmächtigkeit ist abhängig von der Einbindetiefe der bereits zurückgebauten Baukörper. Die erkundete Mächtigkeit der Auffüllung liegt meist zwischen 0,5 m und 1 m. Im Bereich der Schürfe SCH 2 und SCH 7 rund 2,5 m. Im Bereich von bestehenden Leitungs- und Kanalgräben sowie deren Schachtbauwerke ist bis zu den jeweiligen Sohlen mit weiterer nennenswerter Auffüllung zu rechnen.

- Oberste natürliche Schicht ist der **Hang-/Verwitterungsschutt**. Er ist das Verwitterungs- und Umlagerungsprodukt, der den gesamten Hang aufbauenden Dolomsteinbänke und

Schlufftonsteinen des Unteren Muschelkalks und besteht aus kantigen und kantengerundeten, stein- und kiesgroßen, oft plattigen Dolomitsteinbrocken und feineren Schlufftonsteinbröckchen mit wechselndem Schluffanteil. Zum Teil können sie aber auch Kantenlängen von 10 cm bis 20 cm aufweisen. Die Konsistenzen der bindigen Anteile sind meist halbfest bis fest, untergeordnet steif.

Die Mächtigkeit beträgt wenige Dezimeter bis zu knapp 2 m und nimmt tendenziell von Norden nach Süden, also zum Tal hin, zu.

- Darunter schließen die Festgesteine des **Unteren Muschelkalks** an. Stratigraphisch sind sie dem sog. Wellengebirge (μ_1) des Unteren Muschelkalks zuzuordnen. Im aufgeschlossenen Bereich bestehen diese aus einer Wechselfolge von Schlufftonsteinen und einzelnen 5 cm bis 10 cm mächtigen Dolomitsteinbänken.

Meist sind die Schlufftonsteine auf den oberen Dezimetern zu einem grüngrauen und beigebrunnen Schluff mit halbfester Konsistenz und zum Teil blättriger Restschichtung verwittert (nach DIN EN ISO 14589-1 Verwitterungsstufe VS4). Darunter verbessert sich die Qualität: es stehen graue und grüngraue, feinlaminierte Schlufftonsteine an, die zum Teil zu Schluff zersetzt sind (VS 2/3). Ihre einaxiale Druckfestigkeiten sind außerordentlich gering bis sehr gering.

Innerhalb der Schlufftonsteine sind einzelne dünne Bänke von beigebräunen Dolomitsteinen zwischengeschaltet. Durch die oberflächig starke Zerklüftung der Bänke und die tiefgründige Verwitterung sind die Schichten oft kiesig und steinig zerlegt und oder schon durch die mechanische Beanspruchung während der Schurarbeiten zerbrochen. Die Dolomitsteinbänke sind überwiegend den Verwitterungsstufen VS1 bis VS2 zuzuordnen. Ihre einaxiale Druckfestigkeiten sind meist sehr gering.

Die Oberfläche des Unteren Muschelkalks fällt im Baugebiet hangparallel von rund 485 mNN im Nordwesten auf rund 475 mNN nach Südosten ab (siehe Anlage 3.2).

Die Schichten des Unteren Muschelkalks dürften sich entsprechend einer früheren Baugrunderkundung von S&P, die in der Blücherstraße von Simmozheim durchgeführt wurde, noch bis knapp 470 mNN, also mehr als 5 m, zur Tiefe hin fortsetzen und dort den Schichten des Oberen Buntsandsteins auflagern.

5 Grundwasser

Ein zusammenhängender Grundwasserkörper wurde während der Erkundung nicht ange troffen. Es ist auch im größten Teil des Baugebietes in keiner für die Bauvorhaben relevanten Tiefe zu erwarten.

Zeitweilig, besonders nach Niederschlägen, kann im gesamten Baugebiet aus den Deckenschichten sowie den Klüften innerhalb des Unter Muschelkalks Schicht- bzw. Hangwasser austreten. Dies zeigte sich auch im Zuge der Erkundung, welche nach einer niederschlagsreichen Periode durchgeführt wurde, in nahezu allen Schürfen. Mit Ausnahme des Schurfs SCH 4 wurde in allen Schürfen an der Basis der Auffüllungen ein Zulauf von Schichtwasser festgestellt. Diese Zuläufe sind jedoch von geringer Dauer und versiegen rasch.

Eine Ausnahme bildet der Bereich des Schurfs SCH 7/ Haus 7. Dort befindet sich etwa 20 m südlich des Baufeldes ein ehemaliges Bachbett. Dieses liegt in der Talrinne zwischen dem "Hörnle" und dem Geißberg und übernimmt bereits bei geringem Wasserandrang die Funktion einer **Vorflut** (Anlage 1.4). Im Zuge der Erkundung wurde starker Zutritt von Wasser im Schurf SCH 7 aus den Auffüllungen festgestellt. Da sich das Wasser auf der Schurfsohle relativ schnell ansammelte, konnte nicht eindeutig bestimmt werden, ob es sich dabei um einen dauerhaften Zufluss von Grundwasser oder um temporär auftretendes Sickerwasser handelt, das sich nach starken Niederschlägen an der Basis der Auffüllungen aufgestaut hat.

Das gesamte Baufeld liegt innerhalb eines ausgewiesenen Wasserschutzgebietes der Zone III und IIIA des WSG ALLMENDLE/HÖLL

6 Geotechnische Bewertung und Klassifikation des Baugrunds

6.1 Ergebnisse der Laborversuche

Zur objektiven Klassifikation und Bewertung der bautechnischen Eigenschaften des untersuchten Baugrunds wurden an den entnommenen Bodenproben der **natürliche Wassergehalt** sowie **Punktlastversuche** an den Dolomitsteinbänken im Unteren Muschelkalk bestimmt. Die Ergebnisse werden nachfolgend bewertet.

Die im Labor anhand von 17 Proben ermittelten natürlichen Wassergehalte des **Unteren Muschelkalks** lag zwischen 6,7 % und 14,7 % und im Mittel bei $w_n = 11,7\%$. Diese relativ niedrigen Wassergehalte spiegeln nach unseren Erfahrungen eine teilweise Zersetzung der Schlufftonsteine innerhalb des Unteren Muschelkalks wider. Die bindigen Anteile des zum Teil bzw. vollständig zu Schluff zersetzenen Schlufftonsteins sind erfahrungsgemäß nach DIN 18 196 als mittel- bis ausgeprägt plastischer, feinkörniger Ton (TM/TA) einzustufen. Die Wassergehalte der bindigen Anteile lassen damit auf eine überwiegend halbfeste bis feste Konsistenz des Unteren Muschelkalks schließen.

Für die Dolomitstein-Zwischenlagen im Unterer Muschelkalk wurde an 3 Proben mittels Punklastversuchen der Punktlastindex i_s ermittelt und beträgt rund 1,5 MPa bis 4,5 MPa, im Mittel 3 MPa. Über einen gesteinsspezifischen Umrechnungsfaktor ergibt sich daraus die Einaxiale Druckfestigkeit σ_u des Gesteins zu rund 30 MPa bis 135 MPa, im Mittel rund 60 MPa. Die Ergebnisse der Punktlastversuche zeigen damit mäßig hohe bis hohe Druckfestigkeiten.

Für die Beschreibung von Fels in der Geotechnik gilt die DIN EN ISO 14689¹. In Tabelle 1 sind die Bezeichnungen der DIN EN ISO 14689 mit den zugehörigen Festigkeitsbereichen aufgeführt. Vergleichend dazu sind die Festigkeitseinteilungen nach der IAEG-Empfehlung² und der DIN 1054:2010-12³ dargestellt, da diese Bezeichnungen Bohrprofilen der früheren Untersuchungen (Anlage 2.2) noch angegeben sind.

DIN EN ISO 14689		IAEG-Empfehlung		DIN 1054:2010-12 ¹⁾	
Bezeichnung	Druckfestigkeit (MPa)	Bezeichnung	Druckfestigkeit (MPa)	Bezeichnung	Druckfestigkeit (MPa)
außerordentlich gering	< 1			sehr mürb	< 1,25
sehr gering	1 – 5	gering	1,5 – 15	mürb	1,25 – 5
gering	5 – 25			mäßig mürb	5 – 12,5
mäßig hoch	25 – 50	mäßig	15 – 50	mäßig hart	12,5 – 50
hoch	50 – 100	fest	50 – 120	hart	50 – 100
sehr hoch	100 – 250	sehr fest	120 – 230	sehr hart ²⁾	> 100
außerordentlich hoch	mehr als 250	extrem fest	mehr als 230		

¹⁾ Für die Ermittlung von Bemessungssohldrücken für Flächenfundamente auf Fels

²⁾ Gesteinsfestigkeiten > Betondruckfestigkeiten sind für Flächengründungen nicht relevant

Tabelle 1: Klassifikation und Bezeichnung der Gesteine nach der einaxialen Druckfestigkeit

6.2 Klassifikationen und charakteristische Rechenwerte

Anhand der Bodenansprache im Gelände, der diskutierten Ergebnisse der Feldversuche sowie unseren Erfahrungen mit bodenmechanisch bzw. felsmechanisch gleichartigen Böden

¹ DIN EN ISO 14689:2018-05 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Fels, Teil 1: Benennung und Beschreibung

² Matula, M., Rock and Soil Description for Engineering Geological Mapping; reported by IAEG Commission on Engineering Geological Mapping. Bull. IAEG 24 (1981), pp. 235-274

³ DIN 1054:2010-12 Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, Abschnitt A 6.10.4

und Fels kann der angetroffene Baugrund in Anlehnung an bautechnische Regelwerke klassifiziert und durch charakteristische Kennwerte für statische Untersuchungen beschrieben werden (Tabelle 2).

Das Baugrundstück liegt nach DIN 4149:2005-04 und der entsprechenden regionalen Karte der Erdbebenzonen, hier für Baden-Württemberg, in Erdbebenzone 1. Die hier maßgebende Untergrundklasse ist R, die Baugrundklasse ist A. Für einen Nachweis des Lastfalls Erdbeben können für die Untergrundverhältnisse „A-R“ die entsprechenden Parameter des horizontalen und vertikalen Antwortspektrums aus DIN 4149:2005-04 entnommen werden.

Die in der Tabelle 2 für den Unteren Muschelkalk angegebene Kohäsion ist eine sogenannte technische Kohäsion, ein rechnerischer Wert für die Gebirgsfestigkeit, dessen Größe Einflüsse wie Durchtrennungsgrad des Gebirges, Beschaffenheit der Trennflächen und mögliche Kluftfüllungen berücksichtigt. Die gesamte Scherfestigkeit, die sich aus den Angaben von Reibungswinkel und technischer Kohäsion ergibt, basiert auf der Modellvorstellung eines stark durchtrennten Gebirgskörpers, in dem sich zusammenhängende Scherfugen ausbilden können, auf denen ein Scherwiderstand wirksam ist.

geol. Bezeichnung	Auffüllung ¹⁾ Verwitterungsschutt	Hang-/ Verwitterungsschutt	Unterer Muschelkalk ⁵⁾
Konsistenz (vorherrschend)	weich bis steif	halbfest	halbfest bis fest ⁴⁾
Gesteinsfestigkeit (DIN EN ISO 14 689-1)		- außerordentlich gering bis sehr gering bzw. (hoch ³⁾)	
Verwitterungsstufe (DIN EN ISO 14 689-1)		-	VS2-4 (VS1 ³⁾)
Klassifikationen			
Bodengruppe (DIN 18 196)	A[GW, GT/TL, TM, (X, Y) ¹⁾]	TM, TA, GU*, TM, (X, Y) ¹⁾	GT/GT*, Tst, Ust, Dst, Tst, Ust, Dst, (X, Y) ¹⁾
Bodenklasse (DIN 18 300: 2012-09)	3, 4, 5, 6 ¹⁾	3, 4, 5, 6 ¹⁾	5, 6
Bodenklasse (DIN 18 301: 2012-09)	BB2-3, BN1-2/ BS1-4 ¹⁾	BB2-3, BS2-3 ¹⁾	BB3-4, BS2-3, FV1-2, FD 1-3 ³⁾
Bodengruppen (ATV A 161/A 127)	(G1, G2) G3, G4	G3	G4, (G2, G3) ³⁾
Frostempfindlichkeit	nicht bis gernig ^{2)/} sehr	sehr	sehr
Klasse nach ZTV E-StB 17	F1 ^{2)/} F3	F2/F3	F3
Schrumpfgefahr	keine ^{2)/} groß	mittel	mittel ^{4)/} gering
charakteristische Kennwerte			
Wichte γ [kN/m ³]	19	19	21
Reibungswinkel φ' [°]	32,5 ^{2)/} 25	27,5	25
Kohäsion c' [kN/m ²]	0 ^{2)/} 5	10-15	25
Steifemodul E_s [MN/m ²] für Setzungsberechnungen	-	10-20	40 - 100

¹⁾ gilt für Grobbestandteile (Bauschutt, Bauwerksreste, größere Gesteinsbrocken, die in der Auffüllung evtl. vorhanden sind

²⁾ gilt für nichtbindige Böden

³⁾ gilt für zum Teil zerlegte Dolomitsteinbänke

⁴⁾ gilt für stark bis vollständig verwitterter Unterer Muschelkalk

⁵⁾ Angaben gelten für die erkundete Tiefe

Tabelle 2: Klassifikationen und charakteristische Kennwerte

6.3 Homogenbereiche

Nach den Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) der VOB/C, Ausgabe 2019, ist der Baugrund in Homogenbereiche einzuteilen. Bei der Definition der Homogenbereiche sind die verfahrens- und gerätespezifischen Besonderheiten für jedes Gewerk zu berücksichtigen.

Nach derzeitigem Kenntnisstand wird für das vorliegende Bauvorhaben mit Homogenbereiche folgender Gewerke des Tiefbaus entsprechend den ATVs gerechnet:

DIN 18 300, Erdarbeiten und ggf.

DIN 18 301, Bohrarbeiten sowie

DIN 18 304, Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten.

Zur Vereinfachung von Ausschreibung, Aufmaß und Abrechnung werden die Homogenbereiche einheitlich für die erwarteten Bauverfahren festgelegt und in nachfolgender Tabelle 3 anhand der Bandbreite ihrer Kennwerte definiert sowie zeichnerisch in Anlage 3 dargestellt.

Die Homogenbereichstabelle wurde des Weiteren nach den umweltrelevanten Inhaltsstoffen im Hinblick auf die Entsorgung erweitert. Eine erste orientierende Einstufung ist in unserem Bericht zur orientierenden abfallrechtlichen Untersuchung Nr. 627523-01 vorgenommen.

Der Oberboden ist nach ATV DIN 18 320, Landschaftsbauarbeiten, unabhängig von seinem Zustand vor dem Lösen ein eigener **Homogenbereich "0"**.

Homogenbereich	A 1	B 1	X 1
geol. Bezeichnung	Auffüllungen überwiegend bindig	Hang-/ Verwitterungsschutt	Unterer Muschelkalk
Bodengruppe (DIN 18 196)	A [GW, GT/TL, TM], [(X, Y) ¹⁾	TL, TM, TA, GU*, Dst, Utst	-
Kornkennzahlen (DIN EN ISO 17892-4)			-
- Obergrenze des Körnungsbandes	[%]	30/85/100/100	60/100/100/100
- Untergrenze des Körnungsbandes	[%]	0/5/20/50	5/15/20/50
Masseanteil Stein- und Blockanteile (DIN EN ISO 14 688-1)		< 30% Steine ¹⁾ < 15% Blöcke ¹⁾	< 30% Steine < 15% Blöcke
Lagerungsdichte [DIN EN ISO 14688-2]		locker-mitteldicht	-
Wassergehalt w _n [DIN EN ISO 17892-1]	[%]	5 bis 15 ²⁾ /10 bis 30	5 bis 35
Plastizitätszahl l _p [DIN EN ISO 17892-12]		-/7 bis 35	15 bis 40
Konsistenzzahl l _c [DIN EN ISO 17892-12]		-/0,5 bis 1,5	0,75 bis 1,5
Konsistenz (DIN EN ISO 14688-1)		weich bis steif	halbfest bis fest
Kohäsion c' (DIN 18137)	[kN/m ²]	-/5	5 bis 20
undrainierte Kohäsion c _u	[kN/m ²]	-/20 bis 300	25 bis 600
Dichte ρ (DIN EN ISO 17892-2)	[t/m ³]	1,8 bis 2,2	1,8 bis 2,2
Organ. Anteil, Glühverlust (DIN 18 128)	[%]	< 15	< 10
Abrasivität LAK (NF P18-579)	[g/t]	250 bis 750	250 bis 750
Einstufung nach VwV Bodenverwertung		Z1.1 bis >Z2	Z0 bis Z1.2
Einstufung nach Deponieverordnung		DK 0 bis DK I	DK 0 I
Benennung (DIN EN ISO 14 689), s.a. Abs. 4			Ust, Tst, Dst
Verwitterung (DIN EN ISO 14 689)			VS2 bis VS4, VS1 ³⁾ bis VS2 ³⁾
Veränderung (DIN EN ISO 14 689)			verfärbt bis zerfallen
Veränderlichkeit (DIN EN ISO 14 689)			stark veränderlich
Schichtflächenabstand (DIN EN ISO 14 689)			fein laminiert bis dünn
Trennflächenabstand (DIN EN ISO 14 689)			Außerordentlich bis sehr engständig
Trennflächenrichtung (DIN EN ISO 14 689)			horizontal
Gesteinskörperform (DIN EN ISO 14 689)			tafelförmig
Einaxiale Druckfestigkeit (DGGS-E 1) [N/mm ²]			< 1 bis 150
CAI (DGGS-E 23) [-]			0,5 bis 2

¹⁾ gilt für Grobbestandteile (Bauschutt, Bauwerksreste, größere Gesteinsbrocken, die in der Auffüllung evtl. vorhanden sind

²⁾ gilt für nichtbindige Böden

³⁾ gilt für zum Teil zerlegte Dolomitsteinbänke

⁴⁾ gilt für stark bis vollständig verwitterter Unterer Muschelkalk

Tabelle 3: Homogenbereiche nach DIN 18 300 Erdarbeiten, DIN 18301 Bohrarbeiten und DIN 18 304, Ramm-, Rüttel- und Pressarbeiten

7 Bautechnische Folgerungen

7.1 Gründung der Hochbauten

Für die Ortskernsanierung sind 7 Hochbauten geplant. Nachfolgend fassen wir aus geotechnischer Sicht die wichtigsten Angaben tabellarisch zusammen, die wir aus den erhaltenen Plänen (Planstand siehe Abschnitt 1) entnommen haben:

Haus Nr.	Unterkellerungen (Anzahl)	Obergeschosse (Anzahl)	Erdgeschossfußbodenhöhe (EFH) (mNN)	geplante Rohfußbodenhöhe im UG bzw. EG (mNN)	Tiefenlage des Unterer Muschelkalks
1 Geschäft-/Wohngebäude	1	1	480,73	477,73 Aufzugschacht 477,2	476,5 bis 477,5
2a, 2b und 3 Bibliothek, Lager und Café	1 große Unterkellerung	2		2a: 481,45 Lager: 481,25	481 bis 483,5 Haus 3 im Süden 480
4: Tagespflege und Pflegewohnen	1	2	482,52	479,52	482 bis 483,5
5 und 6 Kindertagesstätte mit Multi- und Bewegungsraum	-	1	Kita 482,70	Kita 482,7	481,7 bis 483,5
7 Pflegewohngebäude	1	2	482,37	479,47	477,5 bis 780

Tabelle 4: Zusammenfassung der Hochbauten

Ausgehend von den geplanten Rohfußbodenhöhen in Tabelle 4, der verschiedenen Hochbauten liegt bei einer Flachgründung die Gründungssohle überwiegend in den Schichten des Unterer Muschelkalks mit mindestens halbfester Konsistenz. Die Schichten des Unterer Muschelkalks sind für eine Flachgründung der Gebäude mit deutlich höheren Sohlspannungen ausnutzbar, als der Hanglehm/Verwitterungsschutt, der örtlich nur steife Konsistenz aufweist. Daher empfehlen wir, alle Fundamente einheitlich bis auf den Unterer Muschelkalk zu führen.

Die Fundamentebereiche, die nicht im Unterer Muschelkalk liegen, sollten auf den tragfähigen Unterer Muschelkalk tiefergeführt werden. Dabei kann die planmäßige Fundamentunterkante auch höher angeordnet werden und die Gründungslasten werden mit unbewehrtem Beton entweder vollflächig oder nur punktuell (über sog. Gründungspfeiler) tiefer geführt. Die Bereiche für die erforderlichen Fundamentvertiefungen lassen sich grob aus der

Tabelle 4 entnehmen. Der Umfang der Fundamentvertiefungen kann anhand der in Anlage 3.2 dargestellten Höhenlage der Oberfläche des Unteren Muschelkalks ermittelt werden.

Die Gründungspfeiler für punktuelle Fundamentvertiefungen werden mit einem Hydraulik-Bagger mit Schließgreifer ausgehoben und mit unbewehrtem Beton hergestellt. Mit üblichen Greifern sind Mindest-Pfeilerquerschnitte von 0,6 m mal 1,5 m zu beachten. Entsprechend unseren Erfahrungen bei der Herstellung von Pfeilergründungen in vergleichbaren Baugrundverhältnissen können derartige Gründungspfeiler auch bei Tiefen >1,25 m unverbaut hergestellt werden, wenn der Beton unmittelbar nach dem zügigen Aushub der Pfeilergrube eingebracht wird. Wegen des z.T. hohen Steinanteils im Verwitterungsschutt und in den Auffüllungen empfehlen wir jedoch, wegen möglichem Nachbruch einen Mehrverbrauch an Füllbeton zu berücksichtigen. Auch wenn die Grubenwände nicht verbaut werden müssen, da der Boden vorübergehend standfest ist, dürfen die Gruben nicht betreten werden, weil die Grubenwände im Sinn von DIN 4124 nicht ausreichend standsicher sind.

Das Baugelände liegt nach den Richtlinien für den Straßenbau, RStO 12, in Frosteinwirkungszone II, woraus sich für die Frostsicherheit der Gründung eine Mindesteinbindetiefe von 1,0 m unter dem zukünftigen Gelände ergibt.

Für die Festlegung der Fundamentgrößen kann nach DIN 1054:2010-12, Abs. A 6.10, als vereinfachter Nachweis der Grenzzustände Grundbruch und Gleiten sowie der Gebrauchstauglichkeit (Setzungen) der Bemessungswert der Sohldruckbeanspruchung $\sigma_{E,d}$ und der Bemessungswert des Sohlwiderstandes $\sigma_{R,d}$ einander gegenübergestellt werden.

Bei der Bestimmung des Bemessungswerts des Sohldruckwiderstands (Grundbruch), der für den Nachweis des Grenzzustand der Tragfähigkeit GEO-2 (ULS) nach EN DIN 1997-1 und DIN 1054:2010-12 anzusetzen ist, wurde der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{R,v} = 1,4$ (DIN 1054, Tab. A 2.3) für die ständige Bemessungssituation BS-P verwendet. Der Bemessungswert des Widerstands ergibt sich aus dem Bemessungswert des Sohldruckwiderstands $\sigma_{R,d}$ und der rechnerischen Fundamentfläche:

$$R_d = R_{n,k} / \gamma_{R,v} = A \sigma_{R,d} = A \sigma_{R,d} / \gamma_{R,v}$$

Dieser ist dem Bemessungswert der Vertikalkraft V_d aus charakteristischen bzw. repräsentativen Einwirkungen unter Berücksichtigung der entsprechenden Teilsicherheitswerte (DIN 1054, Tab. A 2.1) gegenüberzustellen:

$$V_d = N_{G,k} \cdot \gamma_G + N_{Q,k} \cdot \gamma_Q \leq R_d$$

$$\gamma_G = 1,35 : \text{ständige Einwirkungen (BS-P)}$$

$$\gamma_Q = 1,5 : \text{veränderliche Einwirkungen (BS-P)}$$

$$\sigma_{E,d} = V_d / A' \leq \sigma_{R,d}$$

Für den Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit (SLS) haben wir angenommen, dass eine Setzung der Fundamente von 2 cm für das Bauwerk verträglich ist. Der Bemessungswert des Sohlwiderstands $\sigma_{R,d}$ wurde daher so abgemindert, dass bei dem zugehörigen charakteristischen Sohldruck $\sigma_{R,k,SLS}$ (σ_{zul} alte Bezeichnung) die Setzung auf 2 cm beschränkt wurde.

Diesen Bemessungswert des Sohlwiderstandes haben wir mit Hilfe von Grundbruch- und Setzungsberechnungen ermittelt. Bei einer rechnerischen Einbindetiefe von $t \geq 1,0$ m unter OK Bodenplatte kann ein Bemessungswert des Sohlwiderstandes von:

- Streifenfundamente: $\sigma_{Rd} = 530 \text{ kN/m}^2$
- Quadratische Einzelfundamente $\sigma_{Rd} = 650 \text{ kN/m}^2$

angesetzt werden.

Für Berechnungen der Streifenfundamente als elastisch gebetteter Balken kann ein Bettungsmodul von $k_s = 25 \text{ MPa/m}$ angesetzt werden.

Für die Berechnung von elastisch gebetteten Platten (Gründungsplatte) ist der Bettungsmodul in Abhängigkeit von gewählten Unterbau der Gründungsplatte und der Größe und Anordnung der einwirkenden Lasten separat zu ermitteln bzw. mit uns abzustimmen.

Wir möchten darauf hinweisen, dass bei der Gebäudeerstellung, sich ggf. Schnittstellen zu benachbarten Gebäudefundamenten ergeben können, wie zum Beispiel bei Haus 3 und 4. Falls es möglich ist, sind die tieferen Gebäude zuerst zu erstellen. Ansonsten sollte bei der Herstellung das höherliegenden Gründungsniveau, an der Schnittstelle, auf das gleiche Gründungsniveau des benachbarten Gebäudes mit Magerbeton tiefergeführt werden. Damit lässt sich eine spätere Unterfangung und daraus folgenden Mehrkosten vermeiden.

7.2 Trockenhalten der Bauwerke

Das Gebäude bindet nicht unter den Grundwasserspiegel ein. Allerdings sind Hang-/Sickerwasserzuflüsse möglich. Der Untere Muschelkalk stellt in der Sohle aufgrund der geringen Durchlässigkeit einen Stauhorizont dar, auf dem sich Sickerwasser in den Arbeitsraumverfüllungen aufstauen kann. Daher empfehlen wir die Ausbildung einer Dränanlage nach DIN 4095 in Verbindung mit einer Abdichtung der Gebäude gemäß **DIN 18 533, Ausgabe Juli 2017**, gegen die hier maßgebende Wassereinwirkungsklasse W1.2-E geschützt werden.

Nach DIN 4095, Abs. 4.2 und 4.3 muss das Bauwerk aufgrund seiner Größe als Sonderfall behandelt und die Dränanlage von einem Fachingenieur geplant und bemessen werden. Sie ist in Ausführungsplänen detailliert darzustellen. Nachfolgend geben wir einige Hinweise zum Entwurf der Dränanlage:

Für die Dränanlage sind an der Außenseite der Untergeschoßwände sowie an Höhenversätzen vertikale Dränelemente anzubringen und diese mit einer Dränringleitung hydraulisch zu verbinden. Lokal tieferreichende Bauteile, z. B. Fahrstuhunterfahrten, von denen zutretendes Wasser nicht mit Hilfe eines Dränsystems ferngehalten werden kann, sind wasserundurchlässig auszubilden und für einen Wasseranstau bis zur Dränebene auszulegen. Für diese Bauteile ist eine Abdichtung gemäß DIN 18 533 für die dann **maßgebende Wassereinwirkungsklasse W2.1-E** (bis 3 m unter Dränebene) bzw. **W2.2-E** (bei Einbindung von > 3 m unter der Dränebene) zu berücksichtigen. Das Dränsystem soll ausschließlich zum Fassen von Sickerwasser im Boden genutzt werden. Oberflächenwasser, wie es zum Beispiel auf nicht überbauten Teilen von Tiefgaragen anfällt, muss in einem eigenen System abgeführt werden.

Als **vertikale Dränelemente** sind Dränverbundplatten oder -matten, aber auch eine wasserundurchlässige Verfüllung des Arbeitsraumes, z. B. mit Kies, geeignet.

Durch "Abdichten" an der Geländeoberfläche und ein - nach Möglichkeit auf den ersten 2 m - vom Gebäude weggerichtetes Gefälle ist das Eindringen von Oberflächenwasser in die verfüllten Arbeitsräume und das Dränsystem zu vermeiden. Dazu sollte mindestens auf dem obersten Meter auf Dränelemente verzichtet werden. Zur Arbeitsraumverfüllung sollte in diesem Bereich

- bei unbefestigten Freiflächen feinkörniger Boden (Lehmischlag) verwendet werden und
- bei befestigten Oberflächen, unterhalb des Oberbaus, ein weitgestuftes Mineralgemisch mit einem Feinkornanteil (Korngröße < 0,06 mm) von etwa 15 % bis 20 %, welches gering wasserdurchlässig ist und auch gut verdichtet und sackungsarm eingebaut werden kann. Bis zur frostsicheren Tiefe von 0,8 m sollten nicht frostempfindliche Mineralstoffe mit einem Feinkornanteil von $\leq 5\%$ bei einem Ungleichförmigkeitsgrad von $U > 15$ oder von $\leq 15\%$ bei $6 \leq U \leq 15$ eingebaut werden.

Die **Dränleitungen** werden in einer Packung aus Kies z.B. der Körnung 2/32 mm verlegt. Wenn kein Arbeitsraum vorhanden ist, können die Leitungen auch unter der Bodenplatte verlegt werden. Auf einen hydraulisch wirksamen Anschluss der Dränage an die vertikalen Dränelemente ist zu achten. Im Bedarfsfall ist zu prüfen, ob weitere querlaufende Leitungen (Sauger) angeordnet werden müssen. Das Dränsystem ist, z. B. mit Hilfe von einem Vlies als Ummantelung um Rohr und Kiespackung, filterstabil so auszubilden, dass eine Verschlammung durch Feinteile aus anstehenden feinkörnigen Böden ausgeschlossen wird. Außerdem sind Kontroll- und Spülmöglichkeiten sowie ein oder mehrere Sammelschächte vorzusehen.

Der Sammelschacht ist rückstausicher an einen **Vorfluter** anzuschließen. Wir weisen darauf hin, dass die Einleitung des Dränwassers in einen Vorfluter (kommunaler Entwässerungskanal) genehmigungspflichtig ist. Nicht genehmigungspflichtig ist das Sammeln von

Dränwasser in einem geschlossenen Schacht und bei Bedarf eine Verregnung dieses Wassers. Eine planmäßige Versickerung des Dränwassers ist aufgrund der geringen Durchlässigkeit der Tonsteine des Unteren Muschelkalks nur bedingt möglich.

Bei Verzicht oder Unzulässigkeit einer Dränanlage müssen alle Untergeschosse wasserundurchlässig (z. B. mit Hilfe einer weißen Wanne) ausgebildet und für einen Wasserdruck bis zur Geländeoberkante bemessen werden. Für diesen Wasserstand muss auch die Auftriebsicherheit gegeben sein. In diesem Fall gilt dann für Einbindetiefen bis 3 m unter Gelände die Wassereinwirkungsklasse W 2.1-E, bei Einbindetiefen über 3 m unter Gelände ist die Wassereinwirkungsklasse W 2.2-E anzusetzen.

Sohlfilter: Auf der Aushubsohle ist ein mechanisch verfestigtes Geotextilvlies der Geokunststoff-Robustheitsklasse GRK 3 mit einer Masse von $\geq 150 \text{ g/m}^2$ (TL Geotex E-StB 05) zu verlegen und darüber die **kapillarbrechende Splitt-Schotter-Schicht** der Körnung 2/32 mm bis 16/32 mm (Kiesfilter) in einer Dicke von mindestens 15 cm einzubauen.

7.3 Versickerungsfähigkeit der Böden

Die Auflagen aus den Bestimmungen für die Zone III/IIIA des Wasserschutzgebietes sind zu berücksichtigen.

Nach dem Arbeitsblatt DWA A138 werden Böden mit Durchlässigkeiten zwischen $5 \times 10^{-3} \text{ m/s}$ und $5 \times 10^{-6} \text{ m/s}$ als zur Versickerung von Niederschlägen geeignet ansehen. Sowohl der im Baufeld anstehende Hang- und Verwitterungsschutt als auch der Untere Muschelkalk weisen erfahrungsgemäß durch den hohen Feinkornanteil eine überwiegend geringere Durchlässigkeit in der Größenordnung von weniger als 10^{-7} m/s auf und sind daher für die Versickerung von Oberflächenwasser nicht geeignet. Eine Versickerung von Dränwasser kann mit Einschränkungen möglich sein. Dies wäre im Rahmen der Dränplanung im Detail abzustimmen.

7.4 Erddruck auf erdberührte Wände

Hinsichtlich der **Erddruckansätze** ist beim geplanten Bauvorhaben von Erddruck bei nachträglicher Verfüllung auszugehen.

Auf Bauteile, die bei größerer Arbeitsraumbreite oder geböschter Baugrube nachträglich angeschüttet werden, ist mit dem Erddruck des geschütteten und verdichteten Auffüllmaterials zu rechnen. Aufgrund von Messungen an hinterfüllten Bauwerken aus Stahlbeton, über

die in der Literatur berichtet wird, und in Übereinstimmung mit DIN 4085, ist der Erdruhedruck maßgebend. Der Erdruhedruck ist nicht umzulagern. Zur Berücksichtigung der horizontalen Verspannung infolge der Bodenverdichtung muss als Mindestdruck ein Verdichtungserddruck von $e_v = 25 \text{ kN/m}^2$ angesetzt werden.

In Abhängigkeit von der Scherfestigkeit des Verfüllmaterials haben wir Erddruckbeiwerte bei ebenem Gelände in nachfolgender Tabelle 5 geschätzt.

Beiwert für	grob- und gemischt körniges Material (Feinkornanteil < 15 %)	feinkörnige Böden (Feinkornanteil ≥ 15 %)
Erdruhedruck K_{0gh}	0,35	0,50 bzw. 0,42 ¹⁾
aktiven Erddruck K_{agh}	0,18	0,28 bzw. 0,22 ¹⁾

¹⁾ bei Boden-Bindemittel-Gemischen

Tabelle 5: Erddruckbeiwerte bei Verfüllungen und ebenem Gelände

Bei ansteigendem Gelände hinter der Arbeitsraumverfüllung ist der Erd- und Erdruhedruck entsprechend den einschlägigen Formeln zu erhöhen. Bei Bedarf können wir hierzu ergänzend beraten.

7.5 Erdarbeiten und Baugruben

Für alle Erdarbeiten sollten grundsätzlich die ZTV E-StB⁴ als Vertragsgrundlage vereinbart werden. Auf einige Punkte, die hier relevant werden können, gehen wir nachfolgend besonders ein.

Im Bericht zur orientierenden abfallrechtlichen Untersuchung von Bodenaushub Nr. 627523-01 wurden die Böden nach ihrer abfallrechtlichen Einstufung orientierend beurteilt. Wir weisen hier nochmals auf die notwendigen Deklarationsanalysen hin und auf die erforderliche Trennung der künstlichen Auffüllungen von den natürlichen Böden bei den Erdarbeiten.

Die beim Aushub anfallenden und im Erdplanum anstehende Untere Muschelkalk ist witterungsempfindlich. Die Böden und verwitterten Tonsteine können bei Wasserzutritt und dynamischer Beanspruchung aufweichen. Es ist daher zweckmäßig, über der endgültigen Baugrubensohle eine Schutzschicht zu belassen, solange Fahrbetrieb auf der Baugrubensohle

⁴ Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Ausgabe 2017, Hrsg. FGSV-Verlag, Köln, FGSV 599

stattfindet. Bei längerer Standzeit der Baugrubensohlen oder des Planums der Freiflächen ist es auch zweckmäßig, wie in der ZTV E-StB beschrieben, ein Quergefälle von mindestens 4 % auszubilden. Nach dem Abtrag der Schutzschicht ist die endgültige Aushubsohle noch am gleichen Tag durch Aufbringen des Bodenplattenunterbaus bzw. Tragschichtaufbaus zu schützen.

Wir weisen auf die Frostgefährdung der in der Baugrubensohle anstehenden zum Teil zu Schluff zersetzenen Schlufftonsteine hin, die bei Bauarbeiten im Winter Schutzmaßnahmen, wie z. B. eine Verstärkung der zuvor genannten Schutzschicht und - bei extremen Temperaturen – die Unterbrechung der Bauarbeiten erforderlich machen kann.

Bei der **Verfüllung der Leitungsgräben** sind die Vorgaben der ZTV E-StB 17 und DIN EN 1610 zu beachten.

7.5.1 Wiederverwendung von Böden

Die Bodenklassen und Bodengruppen der zu lösenden Schichten sind in Tabelle 2 angegeben und die Homogenbereiche nach DIN 18 300, DIN 18 301 und DIN 18 3014 in Tabelle 3 definiert.

Im Zuge der Erschließung werden nach dem Vorhaushub ab dem Niveau des geplanten Erdplanums Einschnitte ins bestehende Gelände und Auftragsarbeiten erforderlich, die jeweils 3 m bis 4 m Tiefe erreichen. Die Baugruben für die Hochbauten werden ebenfalls Tiefen von 3 m bis 4 m ist. Als Aushubmaterial in den Einschnitten und Kanalgräben sind Auffüllungen, Hang-/Verwitterungsschutt sowie des Unteren Muschelkalks der Bodenklasse 3, 4, 5 und 6 nach der „alten“ DIN 18300 zu erwarten.

Beim Lösen der Dolomitsteinplatten und Dolomitsteinzwischenlagen des Unteren Muschelkalks, ist mit einem geologisch bedingten Mehrausbruch in Grabenwänden und den Grabensohlen zu rechnen, der zu einer Massenmehrung beim Aushub und Verfüllen führen kann.

Im Bereich von Schichtwasserzutritten über Stauhorizonten oder im Bereich des vermuteten Bachbetts bei SCH 7) sind aufgeweichte Böden mit weicher Konsistenz zu erwarten.

Beim Aushub der Baugrube werden im Wesentlichen Auffüllungen, Hang-/Verwitterungsschutt und unterer Muschelkalk anfallen, auf deren **geotechnische Eignung zum Wiedereinbau** wir wie folgt eingehen. Die Tonböden sind aufgrund ihrer bindigen Ausbildung und wegen der ausgeprägten Plastizität nur bedingt für einen qualifizierten Wiedereinbau in Bereichen mit Tragfähigkeitsanforderungen geeignet, da sie stark zu Bildung von festen, schwer verdichtbaren Klumpen neigen. Für einen Wiedereinbau ist hier eine Behandlung der

Aushubböden z. B. eine Bodenverbesserung durch Zerkleinern oder Zugabe von Bindemitteln erforderlich.

Die stark steinhaltigen Schichten des Verwitterungsschutts oder der Auffüllungen, die insbesondere in den oberen 1,5 m bis 2 m unter Gelände als Aushub zu erwarten sind, sind aufgrund des hohen Steinanteils ohne eine mechanische Aufbereitung nicht zur Verfüllung der Arbeitsräume oder Leitungsgräben mit hohen Verdichtungsanforderungen geeignet.

Eine Wiederverwendung des beim Aushub anfallenden Hanglehms und des verwitterten Muschelkalks setzt außerdem voraus, dass der Aushub so zwischengelagert wird, dass seine Einbaufähigkeit erhalten bleibt. Dazu sind die Halden mit Folien abzudecken, damit kein Oberflächenwasser eindringen kann und den Boden aufweicht. Eine Wiederverwendung des Aushubs mit hohem Steinanteil ist in der Arbeitsraumverfüllung nur dann zu empfehlen, wenn größere Steine aus dem Aushub aussortiert werden können oder das Material insgesamt über einen Brecher so zerkleinert wird, dass die maximale Korngröße von 15 cm nicht überschritten wird.

Sollten im Bereich des SCH 7/ Haus 7 organische Bestandteile in den **Auffüllungen** bzw. **Aueablagerungen** anstehen, sind diese für einen Wiedereinbau im Bereich von Verkehrsflächen nicht geeignet und gesondert zu verwerten.

7.5.2 Anforderungen an die planmäßige Auffüllung und Hinterfüllungen

Die **Verdichtungsanforderungen** in der Geländeauffüllung sind in den ZTV E-StB entsprechend der Zuordnung der einzubauenden Böden zu Bodengruppen nach DIN 18 196 definiert. Für Böden, die im Rahmen der Baumaßnahme beim Aushub anfallen bzw. für die typischen, regional verfügbaren bindigen Böden, ist nach ZTV E-StB 17 ein einheitlicher Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 97\%$ und bei nichtbindigen Böden ein Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 98\%$ gefordert. Diese Anforderung sollte auch hier unter Verkehrsflächen bzw. unter den Außenanlagen vereinbart werden. Im Bereich unter dem Gebäude, in denen eine Lastabtragung der Bodenplatten und Fundamente erfolgt, sind erhöhte Anforderungen zu stellen, um die Standsicherheit der Fundamente sicherstellen zu können und zum anderen das Maß der Eigensetzungen innerhalb der Geländeauffüllungen und damit die Verformungen der Bodenplatten weitgehend zu begrenzen. Daher sollte für die Auffüllung **unter den Gebäuden Verdichtungsgrad $D_{Pr} \geq 100\%$** gefordert werden. Zusätzlich ist der Luftporenanteil bei bindigen Böden auf $n_a \leq 8\%$ zu begrenzen. Diese Verdichtungsanforderungen sind in der Regel nur mit einer Bindemittelverbesserung der einzubauenden Böden zu erreichen.

Außerhalb von Verkehrsflächen ist für verdichtungsfähiges fein- bzw. gemischtkörniges Material eine lagenweise Verdichtung auf einen Verdichtungsgrad von $D_{Pr} \geq 95\%$ der einfachen Proctordichte ausreichend. Dies ist i.d.R. mit dem vorhandenen Aushubmaterial auch ohne

Bindemittelbehandlung zu erreichen. In diesen Bereichen muss aber langfristig mit Sackungen von mehreren Zentimetern (rund 3 % der Verfüllhöhe) gerechnet werden.

Die genannten Verdichtungsanforderungen sollten in Anlehnung an die Methode M3 der ZTV E-StB 17 mit Eigenüberwachung- und Kontrollprüfungen versuchstechnisch überwacht werden. Hierbei können für den Nachweis des Verdichtungsgrades D_{Pr} für grobkörnige Materialien auch indirekte Versuche mit statischen bzw. dynamischen Plattendruckversuchen durchgeführt werden. Dabei ist statt eines Verdichtungsgrades $D_{Pr} \geq 100\%$ auf der Oberfläche jeder Lage aus dem statischen Plattendruckversuch ein Verformungsmodul $E_{v2} \geq 100 \text{ MN/m}^2$ bei einem Verhältniswert $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,3$ bzw. ein dynamischer Verformungsmodul von $E_{vd} \geq 50 \text{ MN/m}^2$ nachzuweisen.

In Tabelle 6 haben wir die Verdichtungsanforderungen in einer Übersicht zusammengefasst.

Bereich	Verdichtungsgrad	Luftporenanteil
unter den Gebäuden, Hinterfüllungen unter setzungsempfindlichen Flächen	$D_{Pr} \geq 100\%^{1)}$	$n_a \leq 8\%$
Geländeauflistung, Außenanlagen, Verkehrsflächen	$D_{Pr} \geq 97\%^{2)}$ $D_{Pr} \geq 98\%^{3)}$	$n_a \leq 8\%^{2)}$

¹⁾i.d.R. Bindemittelverbesserung erforderlich

²⁾für bindige Böden

³⁾für nichtbindige Böden

Tabelle 6: Verdichtungsanforderungen an die Geländeauflistung und Verfüllungen

Die in Tabelle 6 für bindige Böden angegebenen Verdichtungsanforderungen sind beim zu erwartenden Aushubmaterial i.d.R. nur über eine mechanische Aufbereitung oder Bindemittelbehandlung zu erreichen, siehe Abschnitt 7.5.1.

Als Hinterfüllmaterial (Rückverfüllung der Baugruben) u. a. nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten auch nichtbindiges Vorsiebmaterial im Körnungsbereich 0/45 mm bis 0/56 mm mit einem Feinkornanteil ($d < 0,063 \text{ mm}$) von weniger als 12 % geeignet. Bei Realisierung einer Dränage sind für den obersten Meter die Vorgaben zur Hinterfüllung gemäß Abschnitt 7.2 zu beachten ("Abdichten" Geländeoberfläche).

7.5.3 Ausbildung der Baugrubenwände

Die **Baugrubenwände** bis 5 m Tiefe können in den bindigen, mindestens steifen Böden gemäß DIN 4124 ohne rechnerischen Nachweis wie folgt ausgebildet werden:

- senkrecht bei Tiefen bis 1,25 m,
- in Auffüllungen: mit Böschungsneigungen $< 45^\circ$

- Hang-/ Verwitterungsschutt: $\leq 60^\circ$ und
- Unterer Muschelkalk: $\leq 60^\circ$.

Die Böschungsflächen sind vor Witterungseinflüssen zu schützen, z.B. durch das Abdecken mit Folien. Konzentrierte Wasserzuflüsse zur Baugrubenböschung aus den angrenzenden Flächen sind zu verhindern.

Bei diesen Böschungen muss stets ein lastfreier Streifen von mindestens 1 m an der Böschungsschulter freigehalten werden. Falls Aushubmaterial zwischengelagert wird, ist ein Mindestabstand von 2 m zwischen Böschungsschulter und Zwischendeponie einzuhalten.

Aufgrund des Gefälles von Norden nach Süden ergeben sich an den Nordfassaden der Gebäude 2, 3 und 4 Baugrubenwände, die teilweise tiefer als 5 m sind. Hier steht der Platz für eine frei geböschte Baugrubenwand u.U. nicht zur Verfügung, so dass ein Verbau erforderlich wird. Für die dortige, statisch wirksame Baugrubensicherung, empfehlen wir, die Baugrube mit einem eingespannten oder rückverankerten Baugrubenverbau (Trägerverbauten) zu sichern.

Ein **Trägerverbau** kann eingespannt, zur Baugrube hin ausgesteift oder rückverankert hergestellt werden. Dort wo es möglich ist empfehlen wir einen eingespannten, unverankerter Fußverbau (max. 3 m freie Höhe) und darüber eine mit 45° geneigte Baugrubenböschung. Sofern eine teilgeböschte Ausführung der Baugrubensicherung nicht möglich ist, empfehlen wir aus Gründen der Wirtschaftlichkeit und der Verformungsbegrenzung, den Verbau bei Baugrubentiefen > 3 m mit vorgespannten Verpressankern rückzuverankern. Hierfür ist aber die Nutzungserlaubnis der Nachbargrundstücke für das Einbringen temporärer Anker erforderlich.

Über Ankerkräfte (Ankerwiderstände) machen wir keine vertragsrelevanten Angaben, da sie im Wesentlichen von Bohrverfahren, Bohrdurchmesser, Länge des Verpresskörpers, Verpressdruck und der Anzahl der Nachverpressungen abhängen. Wir gehen davon aus, dass mit Verpresslängen von 5 m in den verschiedenen Schichten nachfolgende charakteristische Herausziehwiderstände erreichbar sind, wobei wir mindestens eine Nachverpressung voraussetzen.

- bindige Deckschichten $R_{a,k}$ bis 300 kN
- Unterer Muschelkalk $R_{a,k}$ bis 600 kN

Für den jeweiligen Verbau wird eine Planung sowie eine statische Berechnung erforderlich. Dabei ist die Erddruckermittlung mit den charakteristischen Kennwerten aus Abschnitt 6 und dem in Abschnitt 4 dargestellten Schichtenverlauf vorzunehmen.

Entwurf und Berechnung sollten gemäß der EAB (Empfehlung des Arbeitskreises Baugruben der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik) erfolgen. Dabei sind außer der Standsicherheit stets auch die erwarteten Verformungen des Verbaus nachzuweisen.

Sollten Verpressanker erforderlich werden, sind diese gemäß DIN EN 1997 und DIN 1054 zu dimensionieren und nach DIN EN 1537 bzw. DIN 4125 herzustellen und zu prüfen. Bei der Bemessung der Anker sind u.A. die für die Prüfungen festgelegten Grenzen zu den Stahldrähten gemäß DIN EN 1997-1 zu beachten.

7.6 Rohrauflager

Bei den voraussichtlichen Kanaltiefen unter dem Erdplanum von bis zu 4 m liegen die Grabensohlen im Baugebiet innerhalb der Schichten des Unteren Muschelkalks.

Der im überwiegenden Bereich des Baugebietes in der Grabensohle zu erwartende Unteren Muschelkalk weist meist mäßig bis stark verwitterte Dolomitsteine auf, wodurch ein exakter profiltypischer Aushub erschwert sein. Kanten von Blöcken sollten dabei zusätzlich so weit gebrochen oder abgetragen werden, dass unter dem Rohr eine ausreichende Bettungsschicht von mind. 15 cm verbleibt. Auch bei einem Mehraushub, der durch das Lösen von einzelnen, größeren Blöcken entsteht, ist dieser Mehrausbruch durch verdichtbare Gesteinskörnungen wieder aufzufüllen.

Gegebenenfalls lokal angetroffene Böden von höchstens weicher Konsistenz bzw. evtl. Aufweichungen infolge Beanspruchung der Sohle sind kleinräumig bis in eine Tiefe von 20 cm bis 30 cm unter planmäßiger Aushubsohle abzutragen und gegen trag- und verdichtungsfähiges Material bzw. durch entsprechende Vergrößerung der Bettungsschicht auszutauschen.

Für Rohrleitungen erforderliche Trag- und Verformungsnachweise sind anhand der in Tabelle 2 aufgeführten charakteristischen Kennwerte zu führen.

7.7 Aufbau von Verkehrsflächen

Die Höhenlage des Erdplanums liegt im nördlichen Teil an den geplanten Parkplätzen überwiegend im Hang-/Verwitterungsschutt und im tieferen südlichen Teil des Platzes im Unteren Muschelkalk. Die vorhandene Tragfähigkeit E_{V2} auf dem Untergrund unterliegt je nach Witterung und Beanspruchung im Zuge der Erdarbeiten entsprechenden Schwankungen und muss in jedem Fall im Rahmen der Erdarbeiten, möglichst mit Baubeginn, durch statische

Plattendruckversuche nach DIN 18 134 ermittelt werden. Wir können bei Bedarf diese Versuche und Prüfungen ausführen. Als Vorabschätzung kann von einer Untergrundtragfähigkeit auf dem Planum in den bindigen, steifen bis halbfesten Böden in Größenordnungen von 25 MN/m² bis 40 MN/m² ausgegangen werden. Die Regel-Anforderung an die Tragfähigkeit des Planums liegt bei $E_{v2} \geq 45 \text{ MN/m}^2$, nur durch einen Bodenaustausch mit qualifizierten Gesteinskörnungen bzw. eine Mehrdicke der Schottertragschichten erreicht wird. Von einer Bindemittelbehandlung raten wir wegen der erhöhten Staubemission im Ortskern ab.

Je nach den Anforderungen an die Tragfähigkeit des Unterbaus (E_{v2} auf OK Tragschicht), sind in Abhängigkeit von der vorhandenen Tragfähigkeit auf dem Untergrund folgende Dicken für **Schottertragschichten** erforderlich:

Erreichbarer Verformungsmodul auf dem Untergrund	erforderliche Dicke d (cm) der Schottertragschicht für $E_{v2,TS} =$			
	80 MN/m ²	100 MN/m ²	120 MN/m ²	150 MN/m ²
$E_{v2,U} (\text{MN/m}^2)$				
<10	≥60	≥70	≥80	≥90
20	40	50	60	75
30	30	40	50	60
45	20	30	40	50

Tabelle 7: Tragschichtdicke unter Bodenplatten und Verkehrsflächen

Als Tragschichtmaterial sollte ein Schotter-Splitt-Sand-Gemisch des Körnungsbereichs 0/45 mm nach ZTV SoB-StB⁵ verwendet werden. Für den Grobschotter kann z.B. 50/200 mm verwendet werden.

Der **Aufbau der Verkehrsflächen** in den Außenanlagen orientiert sich an den RStO 12 ("Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaus von Verkehrsflächen", Ausgabe 2012). Für die Verkehrsflächen, die überwiegend durch LKW-Verkehr bei starken Kurvenfahrten, Rangierverkehr und stehenden Verkehr beansprucht werden, sind ggf. Sonderbauweisen zu planen.

Für die je nach Bauweise und Beanspruchungsklasse erforderliche Tragfähigkeit der Schottertragschicht (STS) sind die oben in Tabelle 7 genannten Schichtdicken zu berücksichtigen. Außerdem ist die Verdichtung der Tragschicht über einen Verhältniswert $E_{v2}/E_{v1} \leq 2,2$ im Plattendruckversuch nach DIN 18134 nachzuweisen.

⁵ Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für den Bau von Schichten ohne Bindemittel im Straßenbau, Forschungsgesellschaft für das Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 2004/Fassung 2007, FGSV Nr. 698

Zusätzlich ist bei der Festlegung der Tragschichtdicken in den Außenanlagen die erforderliche Mindestdicke des frostsicheren Oberbaus entsprechend den RStO 12 zu berücksichtigen. Dabei sollte für den Unterbau die Frostempfindlichkeitsklasse F3 angesetzt werden.

Da Simmozheim nach den RStO 12 in Frosteinwirkungszone II liegt, sollte in den Außenanlagen die Mindestdicke des **frostsicheren Oberbaus mit 55 cm** beachtet werden.

Für Pflasterbeläge sind ggf. erhöhte Anforderungen an die Tragfähigkeit der Schottertragsschicht zu stellen. Insbesondere in Bereichen mit ausgeprägten Spur- bzw. engen Kurvenfahrten, wie im Ein-/Ausfahrtsbereich, empfehlen wir einen Verformungsmodul $E_{v2} \geq 150 \text{ MN/m}^2$ zu fordern oder auf Bauweisen mit Dränbetontragschichten auszuweichen, um unvermeidbare Nacharbeiten am Pflaster zu minimieren.

Der Aufbau muss so gewählt werden, dass sowohl die Mindestdicke des frostsicheren Aufbaus und die Tragfähigkeitsanforderung auf der Tragschicht erfüllt werden.

Die Tragfähigkeit (Verformungsmodul) des Planums bzw. der Tragschichten ist durch Plattendruckversuche nach DIN 18 134 möglichst mit **Baubeginn in einem Probefeld** zu überprüfen und die o.g. Dicken der Tragschichten ggf. an die Ergebnisse des Probefelds anzupassen.

8 Mitwirkung bei der Bauplanung und Ausführung

Das **geologische Modell des Baugrunds**, das Grundlage unserer bautechnischen Empfehlungen ist, resultiert aus punktuellen Aufschlüssen. Es kann den Baugrund daher nicht exakt beschreiben, und Abweichungen - vor allem hinsichtlich der Schichtgrenzen - zwischen den Erkundungspunkten sind möglich. Eine **Baugrundüberprüfung** während der Erdarbeiten und Aushubarbeiten für die Hochbauten ist daher zwingend erforderlich.

Wir empfehlen weiterhin:

- Abweichungen von der beschriebenen Schichtung und Beschaffenheit des Untergrundes oder das Antreffen von Grundwasser sind uns sofort mitzuteilen.
- Beim Freilegen des Planums der Verkehrsflächen ist es zweckmäßig, uns zur Beurteilung des Baugrundes hinzuzuziehen.

Wir bitten, uns rechtzeitig zu benachrichtigen.

Die geotechnische Bewertung beruht auf den uns zur Verfügung gestellten Unterlagen. Planerische Änderungen und konstruktive Detailplanungen, die auf unsere Aussagen Einfluss haben könnten, sind mit uns abzustimmen.

Anlagen

Anlage

Lagepläne der geplanten Ortsmitte

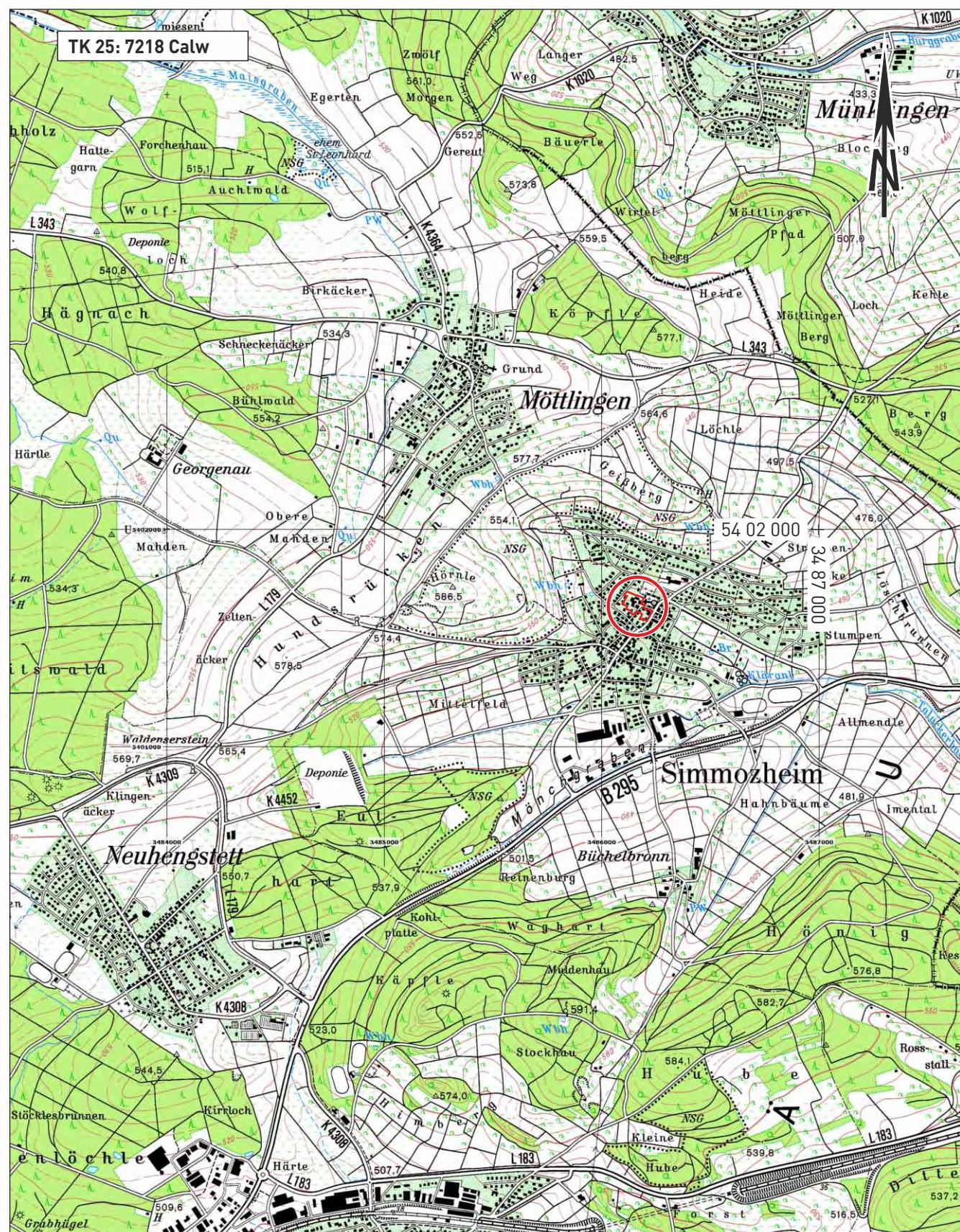
- Übersichtslageplan (M 1:25 000) 1.1
- Lageplan des Baufeldes Ortsmitte (M 1:500) mit Lage der Schürfe und Verlauf der geologischen Schnitte (Anlage 3.1) 1.2
- Lageplan (M 1:500) der Planung und des ehemaligen Bestandes mit Lage der Schürfe und Verlauf der geologischen Schnitte 1.3
- Auszug aus der Höhenflurkarte (M 1:2 500) NW 23/16 aus dem Jahr 1890 mit Lage der geplanten Ortsmitte 1.4

Gelände-Erkundung (M 1:100)

- Kurzzeichen und Abkürzungen nach DIN 4023 und DIN 18 196 2.0
- Schichtenfolgen der Schürfe
 - SCH 1 und SCH 2 2.1.1
 - SCH 3 und SCH 4 2.1.2
 - SCH 5 und SCH 6 2.1.3
 - SCH 7 und SCH 8 2.1.4
- Schichtenfolgen der Fremdschürfe (2 Blatt) 2.2
 - SG 3
 - SG 5
- Fotodokumentation Schürfe 2.3.1-8

Baugrundmodell

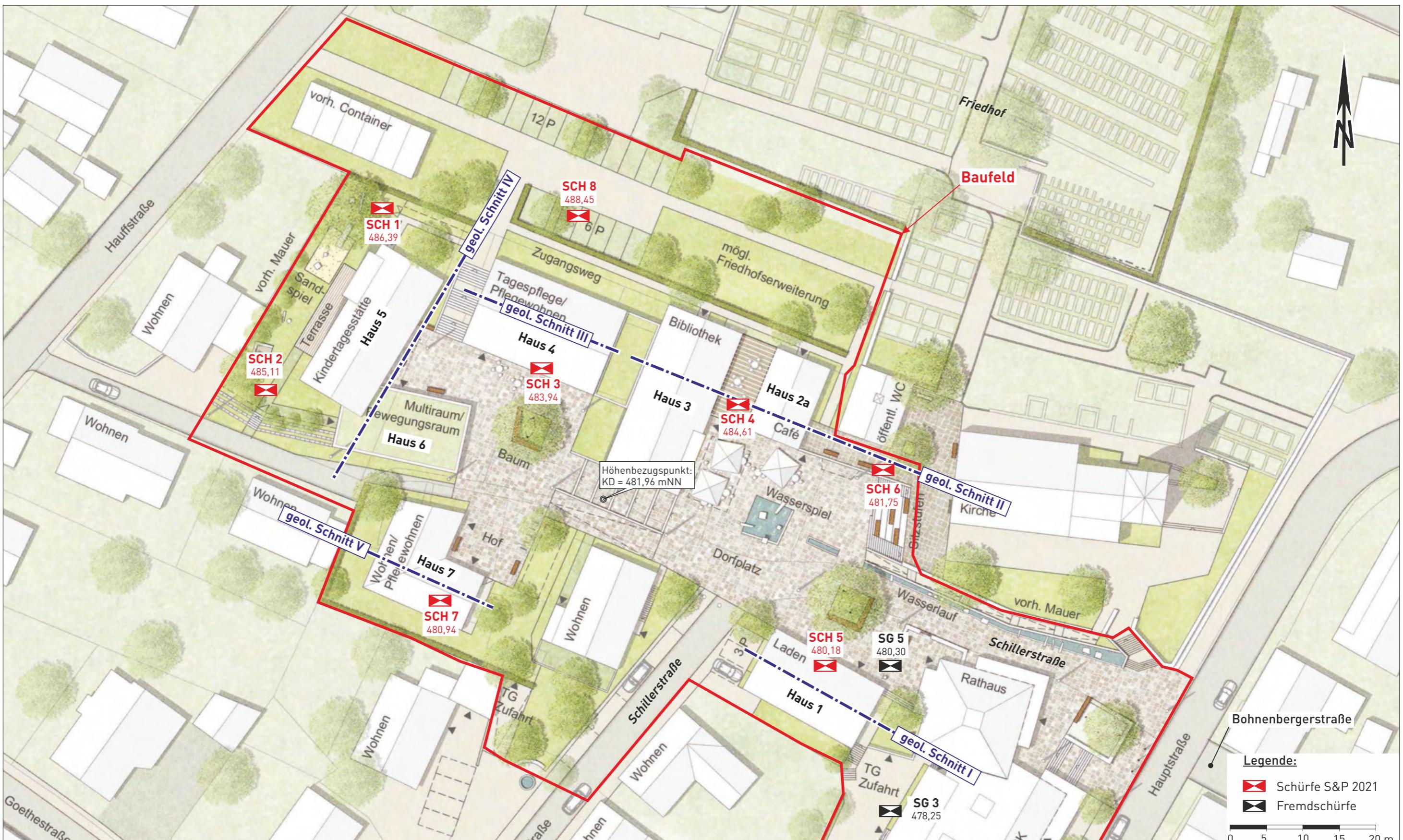
- Geologische Geländeschnitte (M 1:100)
 - NW-SO-Schnitt I: Haus 1 quer zur Hauptstraße 3.1.1
 - NW-SO-Schnitt II: Haus 2a und 3 quer zur Hauptstraße 3.1.2
 - NW-SO-Schnitt III: Haus 4 quer zur Hauffstraße 3.1.3
 - SW-NO-Schnitt IV: Haus 5 und 6 parallel zur Hauffstraße 3.1.4
 - NW-SO-Schnitt V: Haus 7 quer zur Hauffstraße 3.1.5
- Schichtlagerungskarte (M 1:500) mit Höhenlage (mNN und m. u. Gel.) der Basis Hang-Verwitterungsschutt/ Oberfläche Unterer Muschelkalk 3.2



© LGL B-W [www.lgl-bw.de] 2012; thematisch ergänzt durch S&P

0 250 500 750 1000m

Übersichtslageplan mit Lage der geplanten Ortsmitte	gez. me gepr. Pz	Maßstab 1:25 000
--	---------------------	---------------------



Lageplan des Baufelds Ortsmitte mit Lage der Schürfe und Verlauf der geologischen Schnitte

gez. me
gepr. Pz
Maßstab
1:500





Höhenflurkarte NW 23/16 aus dem Jahr 1890 mit Lage der geplanten Ortsmitte

gez. AJ
gepr. Pz

Maßstab
1:2500

Untersuchungsstellen		Rammsondierung (Dynamic Probing)			Bodenproben		
SCH	Schurf	DPL	leichte	Sonde (light)		Gütekasse 1	
BK	Kernbohrung	DPM	mittelschwere	Sonde (medium)		Gütekasse 3	
BS	Kleinbohrung	DPH	schwere	Sonde (heavy)		Kernstück	
Bodenarten-Beschreibung		Korngrößen			Konsistenz		
A	Auffüllung		f	fein	{	breiig	
Y	Blöcke	y	m	mittel	{	weich	
X	Steine	x	g	grob	steif		
G	Kies	g	grobkörnige Nebenanteile			halbfest	
S	Sand	s	(Massenanteile Körnungslinie)			fest	
U	Schluff	u	'	schwach (< 15%)			
T	Ton	t	-	stark (> 30%)			
H	Humus, Torf	h	feinkörnige Nebenanteile				
F	Faulschlamm	o	(Einfluss auf Verhalten des Bodens)				
Mg	Mergel	mg	'	schwach			
		dol.	-	stark			
Felsarten-Beschreibung		Abschätzung der einaxialen Druckfestigkeit (Df) im Feld			Zerlegung		
Z	Fels allgemein	Bezeichnung	Feldversuch		{	klüftig	
Zv	Fels verwittert	außerordentlich gering	mit Fingernagel leicht ritzbar				
Ko, Br	Konglomerat, Brekzie	sehr gering	mit Messer ritzbar, durch feste Aufschläge mit Hammerspitze zu zerbröckeln				
Sst	Sandstein	gering	mit Messer schwer ritzbar, durch feste Aufschläge mit Hammerspitze schwach einkerbbar				
Utst, Tst	Schluffstein, Tonstein	mäßig hoch	mit Messer nicht mehr ritzbar, durch einen festen Hammerschlag zu zerbrechen				
Mst, Kst	Mergelstein, Kalkstein	hoch	nur durch mehrere Hammerschläge zu zerbrechen				
Dst	Dolomitstein	sehr hoch	nur durch sehr viele Hammerschläge zu zerbrechen				
Gyst	Gipsstein	außerordentlich hoch	durch Schläge mit dem Hammer lösen sich nur Splitter				
Mem	Massige Metamorphite (z.B. Gneis)						
Pl	Plutonite (z.B. Granit)						
Vu	Vulkanite (z.B. Basalt)						
		Kalkgehalt			Schichtflächenabstand		
		(s. Boden)			Bezeichnung	Abstand [mm]	
					sehr dick	größer als 2000	
					dicke	2000 bis 600	
					mittel	600 bis 200	
					dünn	200 bis 60	
					sehr dünn	60 bis 20	
					grob laminiert	20 bis 6	
					fein laminiert	kleiner als 6	
		Kluftflächenabstand			Abstand [mm]		
		Bezeichnung	Abstand [mm]				
		sehr weitständig	größer als 2000				
		weitständig	2000 bis 600				
		mittelständig	600 bis 200				
		engständig	200 bis 60				
		sehr engständig	60 bis 20				
		außerordentlich engständig	kleiner als 20				
Verwitterungsstufen		VS 5	VS 4	VS 3	VS 2	VS 1	VS 0
Gesteinstyp	Boden	Boden	Boden	Boden + Gestein	Gestein	Gestein	Gestein
Bezeichnung	zersetzt	vollständig verwittert	stark verwittert	mehr als die Hälfte verwittert	mäßig verwittert	schwach verwittert	frisch
Beschreibung	gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, ohne Gefüge	gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, Gefüge größtenteils unversehrt	gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, Gefüge zerstört oder zerfallen	gesamtes Gestein zu Boden umgewandelt, Gefüge zerstört oder zerfallen	weniger als die Hälfte des Gesteins verwittert oder zersetzt	Verfärbung	möglicherweise leichte Verfärbung
				Gestein liegt als zusammenhängendes Steinskelett oder Steinkern vor.			
Grundwasser (Gw)		Gw-Spiegel / Gw-Stand					
		100,00 mNN		undefiniert oder nach Bohrende			
		100,00 mNN	angebohrt	Wasserspiegel, steigend			
		100,00 mNN		Wasserspiegel, fallend			
				in Ruhe im ausgebauten Bohrloch			
			20.12.1998	Datum			
					Vernässung oberhalb des Gw		
Normen:							
DIN EN ISO 14688, DIN EN ISO 14689-1							
DIN 4022, DIN 4023							
Beschreibung der Schichtenfolgen: Kurzzeichen und Abkürzungen							

TK 25: 7218 Calw

R ≈ 34 86 135 / H ≈ 54 01 698

Lage siehe auch Anlage 1.2

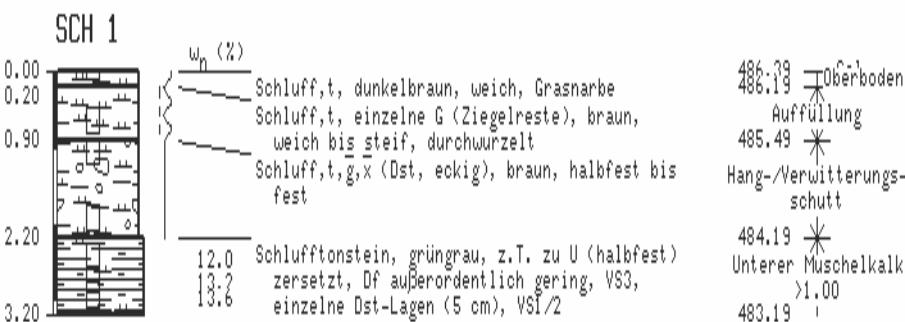
Ansatzhöhe: 486.39 mNN (= Gel.)

erstellt von: örtliche Landschaftsgärtnerei

am : 02.02.21

aufgenommen: Dipl.-Geol. Philipp Polzin/S&P

G: 'S&P'AUFTR20'20194'SCH01.bpr; 15.03.2021



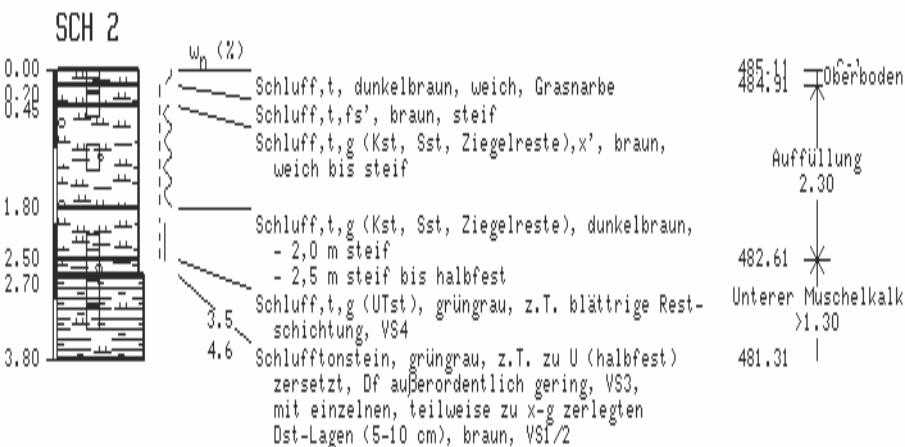
mit dem Aushub verfüllt
Bodenproben: 0,0-0,1 m; 0,1-0,8 m; 1,0-1,2 m;
2,0-2,1 m; 2,5-2,6 m; 2,8-2,9 m; 3,05-3,1 m
Geruch unauffällig
Schichtwasserzutritt bei 0,9 m u. Gel.

R ≈ 34 86 119 / H ≈ 54 01 673

Ansatzhöhe: 485.11 mNN (= Gel.)

erstellt am : 02.02.21

G: 'S&P'AUFTR20'20194'SCH02.bpr; 15.03.2021



mit dem Aushub verfüllt
Bodenproben: 0,0-0,1 m; 0,2-0,3 m; 0,5-0,6 m;
1,2-1,3 m; 2,4-2,5 m; 2,6-2,7 m; 3,0-3,1 m;
3,3-3,4 m
Geruch unauffällig
Schichtwasserzutritt bei 1,8 m u. Gel.

TK 25: 7218 Calw

R ≈ 34 86 157 / H ≈ 54 01 676

Lage siehe auch Anlage 1.2

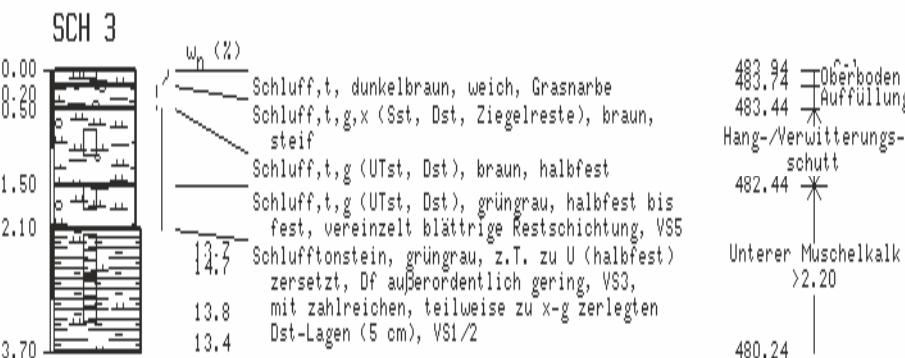
Ansatzhöhe: 483.94 mNN (= Gel.)

erstellt von: örtliche Landschaftsgärtnerei

am : 02.02.21

aufgenommen: Dipl.-Geol. Philipp Polzin/S&P

G:\'S&P'AUFTR20\20194\SCH03.bpr; 15.03.2021



mit dem Aushub verfüllt

Bodenproben: 0,0-0,1 m; 0,2-3,0 m; 1,0-1,1 m;
1,7-1,8 m; 2,4-2,5 m; 2,6-2,7 m; 3,0-3,1 m;
3,2-3,3 m

Geruch unauffällig

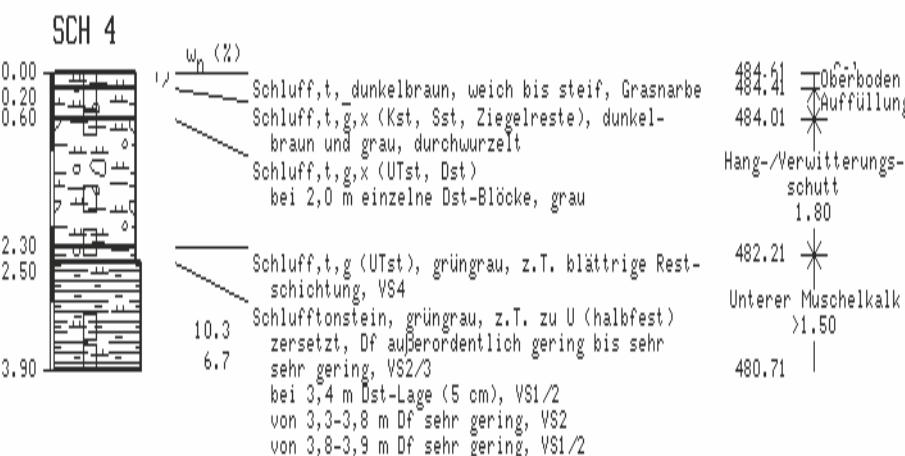
Schichtwasserzufluss bei 0,4 m u. Gel.

R ≈ 34 86 184 / H ≈ 54 01 671

Ansatzhöhe: 484.61 mNN (= Gel.)

erstellt am : 02.02.21

G:\'S&P'AUFTR20\20194\SCH04.bpr; 15.03.2021



mit dem Aushub verfüllt

Bodenproben: 0,0-0,2 m; 0,3-0,5 m; 0,7-0,8 m;
1,7-1,8 m; 2,3-2,4 m; 3,4-3,5 m; 3,8-3,9 m

Geruch unauffällig

Grundwasser-/Schichtwasser nicht angetroffen

TK 25: 7218 Calw

R ≈ 34 86 196 / H ≈ 54 01 635

Lage siehe auch Anlage 1.2

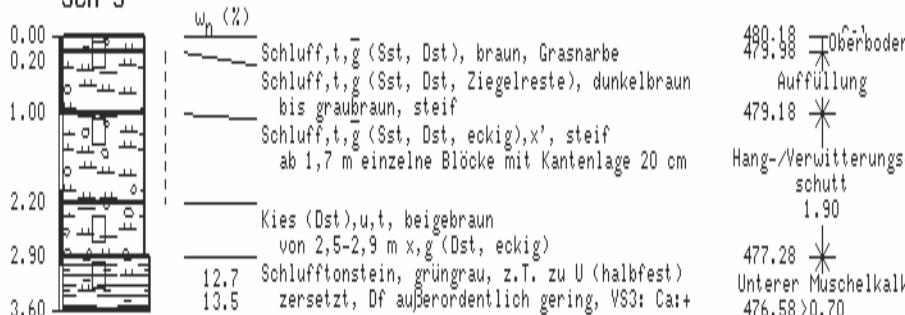
Ansatzhöhe: 480.18 mNN (= Gel.)

erstellt von: örtliche Landschaftsgärtnerei

am : 02.02.21

aufgenommen: Dipl.-Geol. Philipp Polzin/S&P

G:\'S&P\AUFR20\20194\SCH05.bpr; 15.03.2021

SCH 5

mit dem Aushub verfüllt

Bodenproben: 0,0-0,2 m; 0,3-0,4 m; 1,2-1,4 m;
2,6-2,7 m; 3,2-3,3 m

Geruch unauffällig

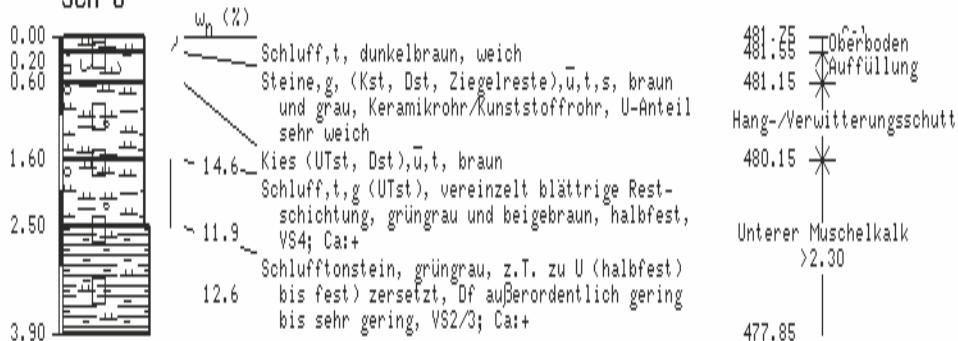
Schichtwasserzutritt bei 1,0 m u. Gel.

R ≈ 34 86 204 / H ≈ 54 01 662

Ansatzhöhe: 481.75 mNN (= Gel.)

erstellt am : 02.02.21

G:\'S&P\AUFR20\20194\SCH06.bpr; 15.03.2021

SCH 6

mit dem Aushub verfüllt

Bodenproben: 0,0-0,2 m; 0,3-0,4 m; 1,1-1,2 m;
1,6-1,8 m; 2,6-2,7 m; 3,4-3,5 m

Geruch unauffällig

starker Schichtwasserzutritt bei 0,5 m u. Gel.

TK 25: 7218 Calw

R ≈ 34 86 143 / H ≈ 54 01 644

Lage siehe auch Anlage 1.2

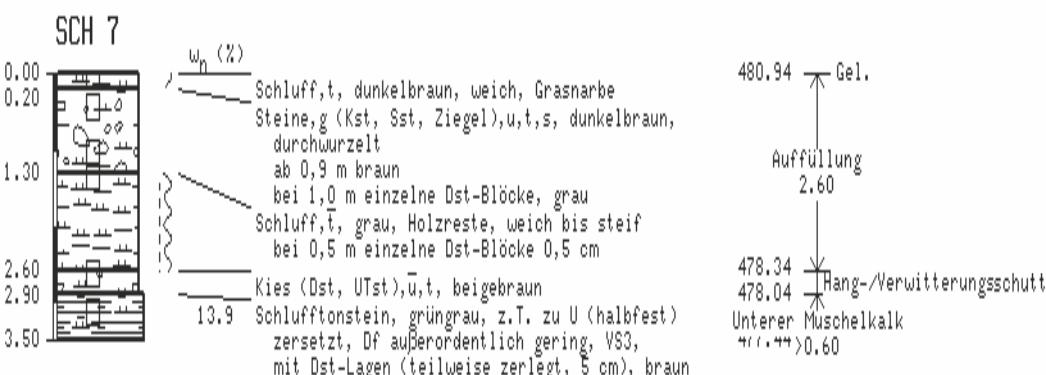
Ansatzhöhe: 480.94 mNN (= Gel.)

erstellt von: örtliche Landschaftsgärtnerei

am : 02.02.21

aufgenommen: Dipl.-Geol. Philipp Polzin/S&P

G: 'S&P'AUFTR20'20194'SCH07.bpr; 15.03.2021



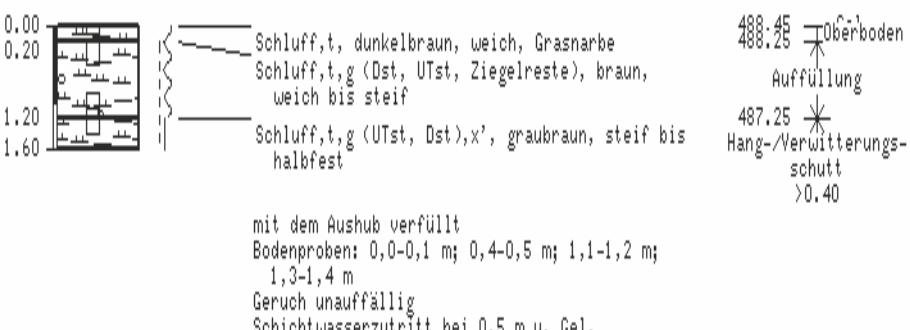
mit dem Aushub verfüllt
Bodenproben: 0,0-0,2 m; 0,2-0,6 m; 1,0-1,2 m;
1,4-1,5 m; 2,7-2,8 m; 3,2-3,3 m
Geruch unauffällig
starker Schichtwasserzutritt bzw. Gw-zutritt
bei 1,3 m u. Gel.

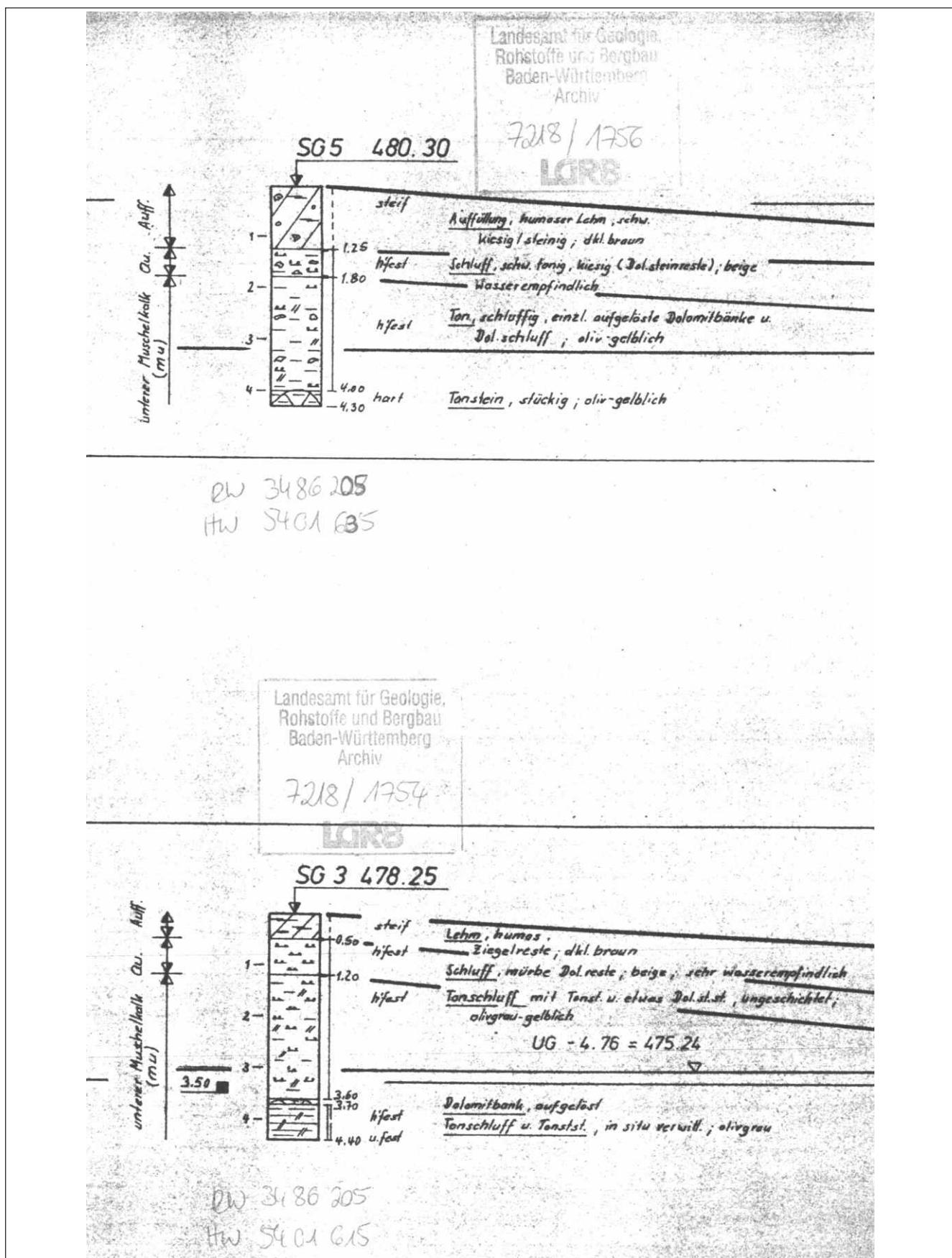
R ≈ 34 86 162 / H ≈ 54 01 697

Ansatzhöhe: 488.45 mNN (= Gel.)

erstellt am : 02.02.21

G: 'S&P'AUFTR20'20194'SCH08.bpr; 15.03.2021

SCH 8





Fotodokumentation des Schurfs
SCH 1

gez. AJ
gepr. Pz



Fotodokumentation des Schurfs
SCH 2

gez. AJ
gepr. Pz



Fotodokumentation des Schurfs
SCH 3

gez. AJ
gepr. Pz



Fotodokumentation des Schurfs
SCH 4

gez. AJ
gepr. Pz



Fotodokumentation des Schurfs
SCH 5

gez. AJ
gepr. Pz



Fotodokumentation des Schurfs
SCH 6

gez. AJ
gepr. Pz



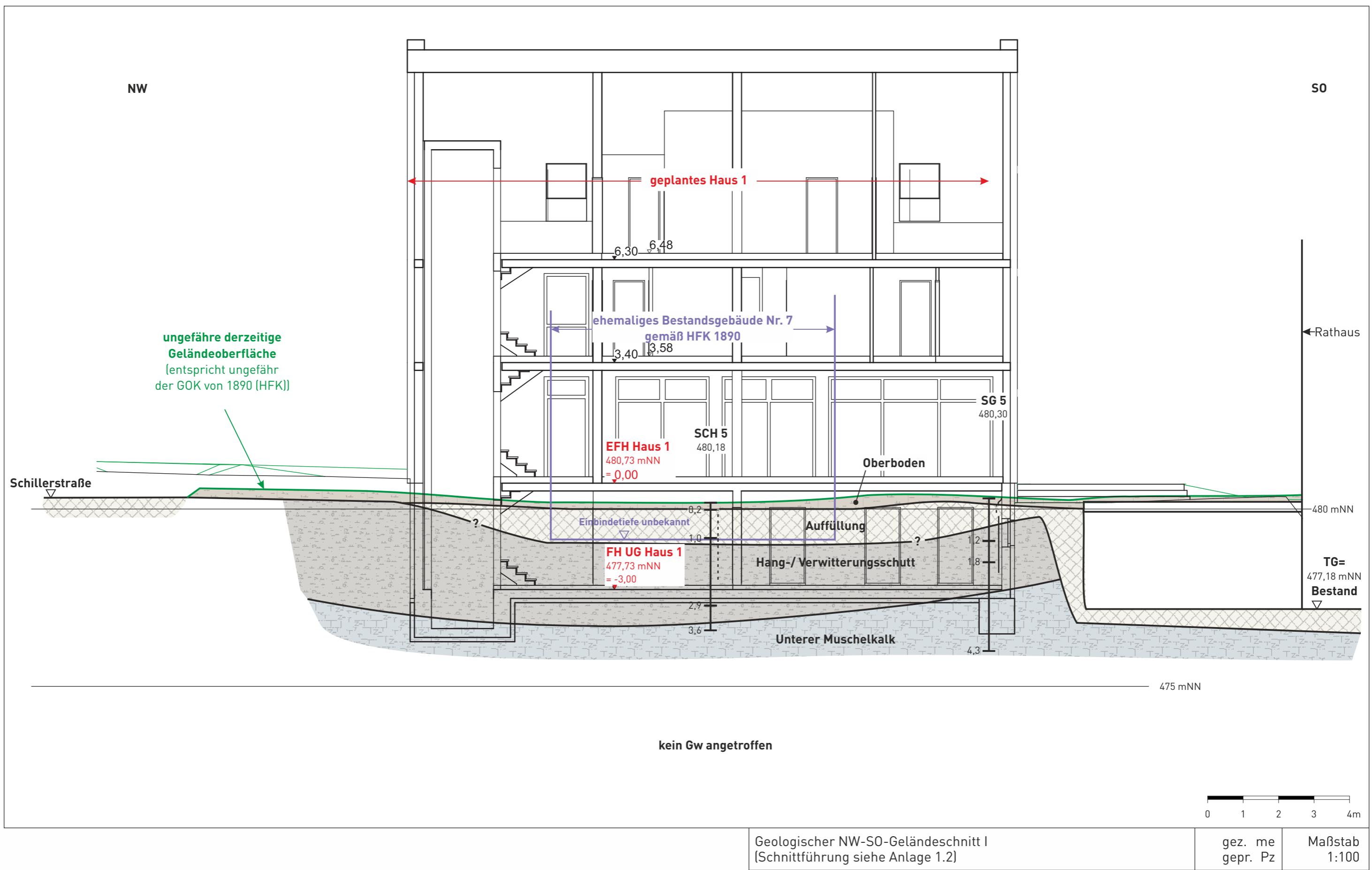
Fotodokumentation des Schurfs
SCH 7

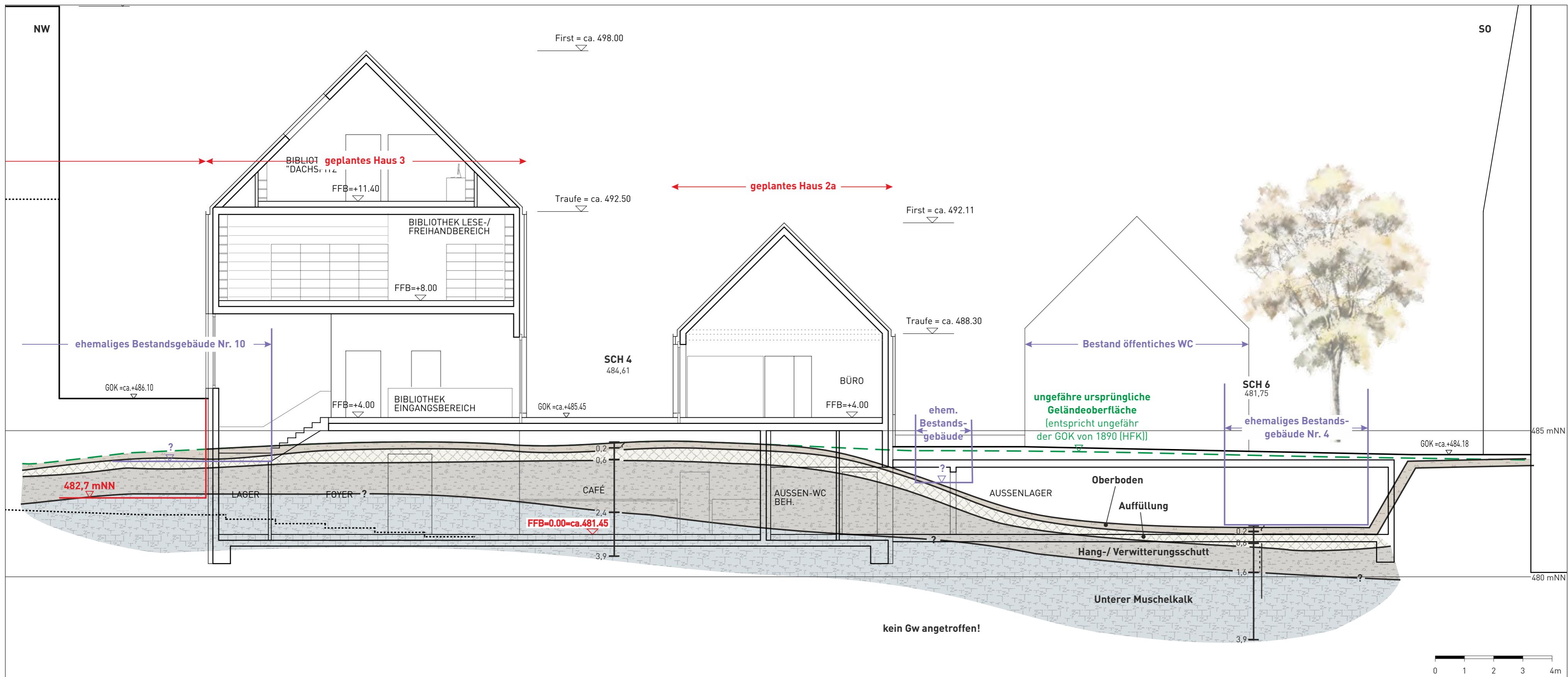
gez. AJ
gepr. Pz



Fotodokumentation des Schurfs
SCH 8

gez. AJ
gepr. Pz

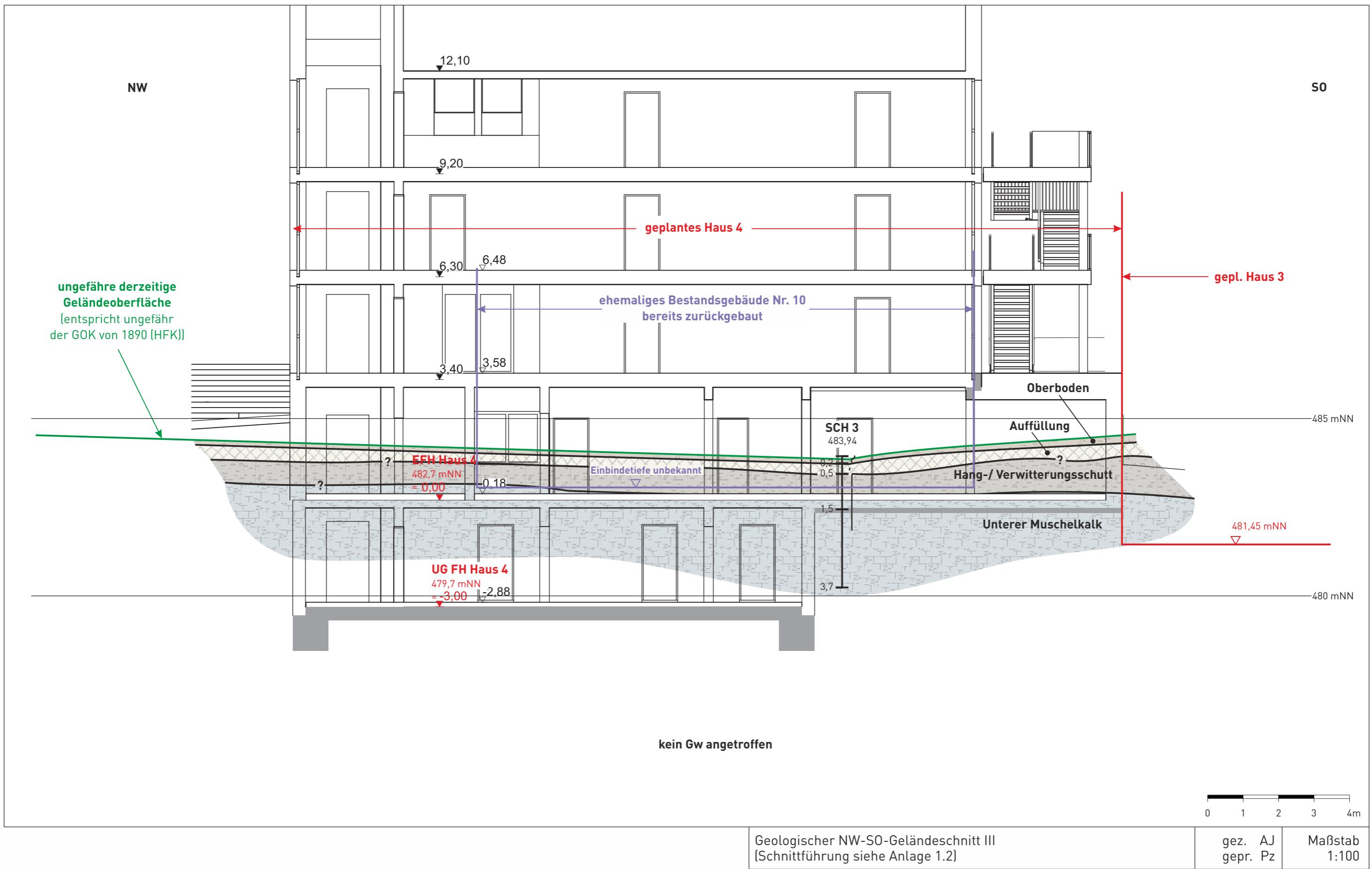


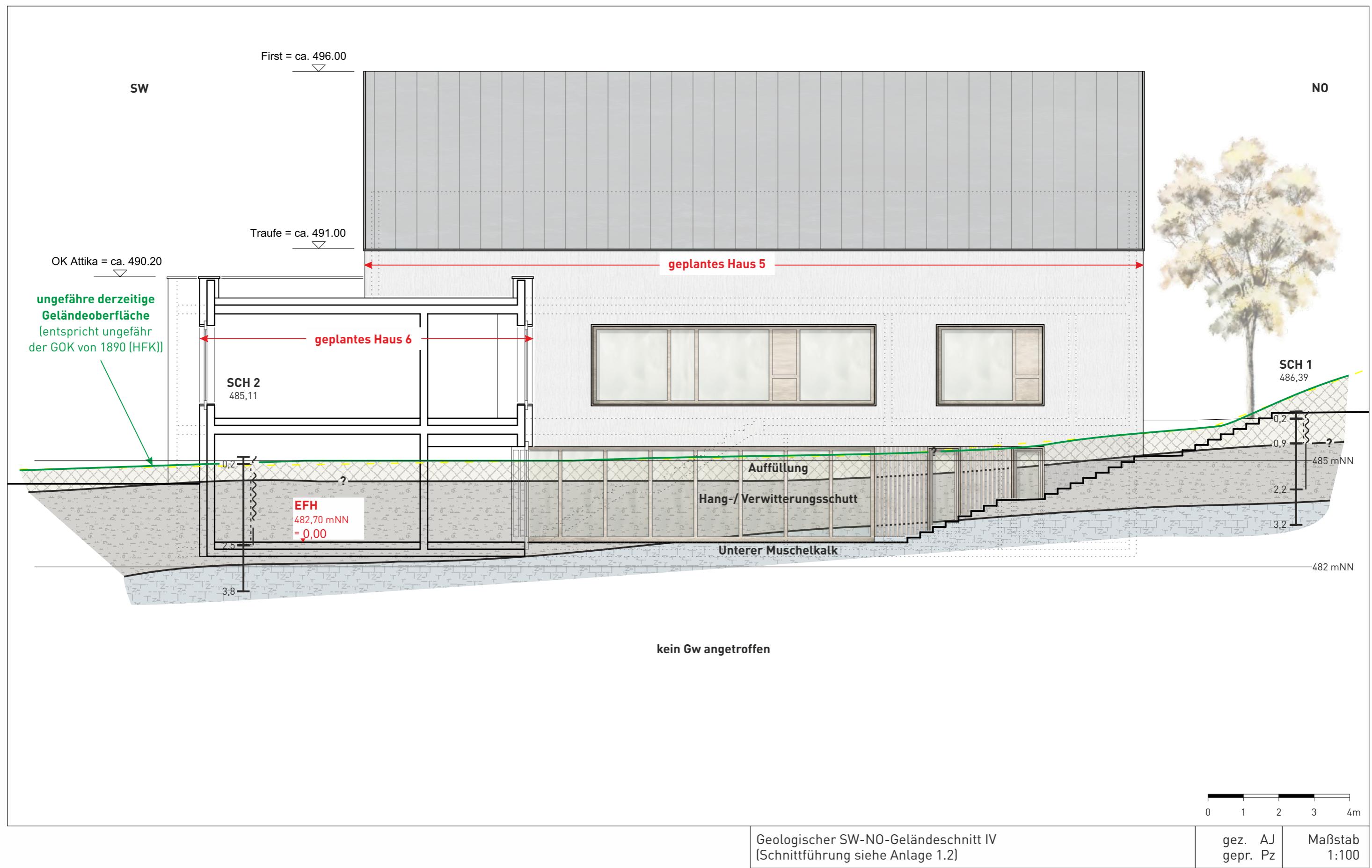


Geologischer NW-SO-Geländeschnitt II
(Schnittführung siehe Anlage 1.2)

gez. AJ
gepr. Pz

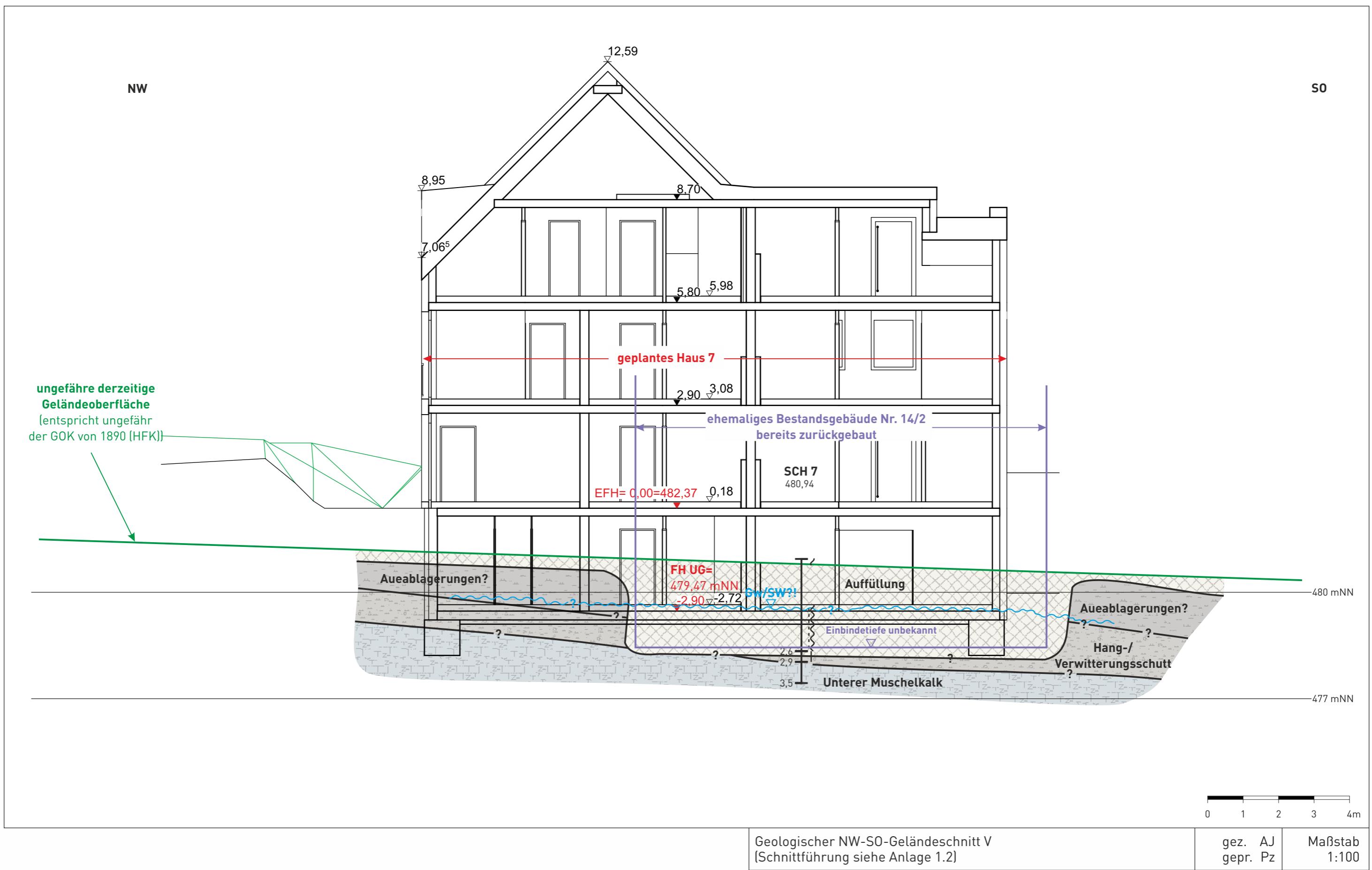
Maßstab
1:100

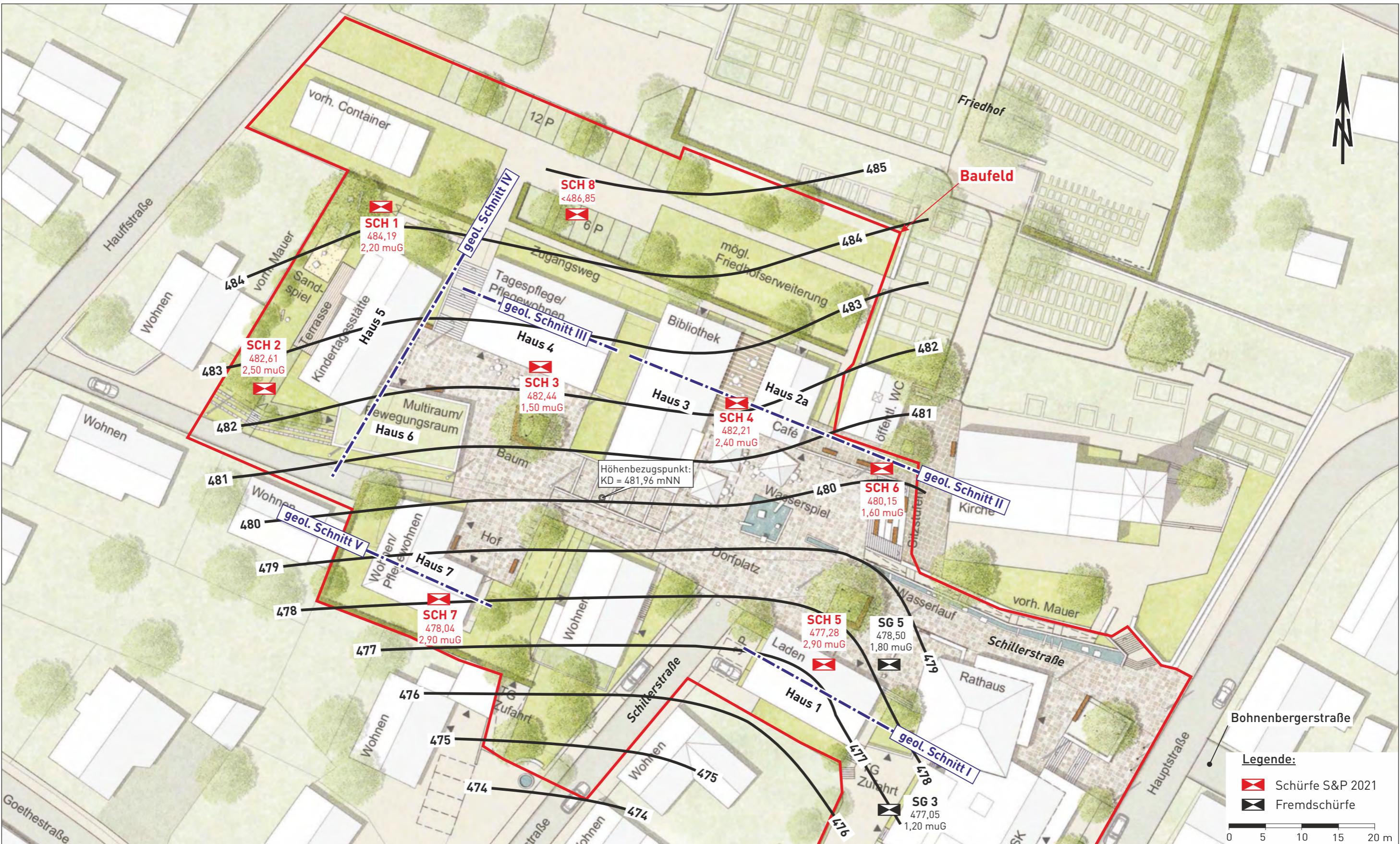




Geologischer SW-NO-Geländeschnitt IV
(Schnittführung siehe Anlage 1.2)

gez. AJ
gepr. Pz
Maßstab
1:100





Schichtlagerungskarte mit Höhenlage (mNN und m u. Gel.) der Basis Hang-/ Verwitterungsschutt/ Oberfläche Unterer Muschelkalk

gez.
gepr.

Maßstab
1:500