

Ingenieurgesellschaft für Geotechnik · Uellendahl 70 · 42109 Wuppertal

Stadt Wuppertal
- Gebäudemanagement -
Lise-Meitner-Straße 15-25

42119 Wuppertal

Prof. Dr.-Ing. Matthias Pulsfort
Dr.-Ing. Thomas Happe
Dr.-Ing. Arndt Kremer
Dipl.-Ing. Gunther Müller

Uellendahl 70
42109 Wuppertal
Telefon (0202)40491-0
Telefax (0202)40491-44
E-Mail: info@igw-geotechnik.de

Ihr Zeichen

Ihr Schreiben vom

Unser Zeichen

Tag

8242-3/Kr

28.06.2024

Betr.: **Turnhalle inkl. Anbau** auf dem Grundstück des Ausweichquartiers des
Gymnasiums Siegesstraße; D.-Bonhoeffer-Weg 1 in Wuppertal-Barmen
hier : Geotechnischer Bericht
Bezug: schriftl. Beauftragung vom 15.01.2024; M-22-00012-U01-A07 – VC

Geotechnischer Bericht

=====

zu den Untergrundverhältnissen im Bereich von
Turnhalle und Anbau in der Nordwestecke des Schulgrundstückes;
D.-Bonhoeffer-Weg 1 in Wuppertal-Barmen

1. Gegenstand

Der z.Zt. in der Nordwestecke des Schulgrundstückes am D.-Bonhoeffer-Weg 1 noch existierende Gebäudekomplex aus Turnhalle und Anbau (s. Lageplan Anlage 1.1) wird getrennt. Während das Turnhallengebäude bestehen bleiben soll, muss der Anbau wegen statischer Defizite abgebrochen und durch einen Neubau ersetzt werden. In diesem Zusammenhang soll die südliche Kelleraußenwand des Anbaus die Funktion einer Verbauwand übernehmen, in deren Schutz der Abbruch des restlichen Gebäudebestandes und die Errichtung des Neubaus erfolgen soll.

...

Unser Büro wurde vom Gebäudemanagement der Stadt Wuppertal (GMW) beauftragt, die Untergrundverhältnisse im Bereich des Gebäudekomplexes hinsichtlich folgender Fragestellungen zu erkunden:

- Welche Maßnahmen sind an der südlichen Kelleraußenwand durchzuführen, damit sie als Verbau herangezogen werden kann?
- Welche Maßnahmen müssen zur Gründung des Neubaus am Altstandort durchgeführt werden?
- Wie ist mit dem bei der Baumaßnahme anfallenden Bodenaushub umzugehen (abfallrechtliche Bewertung)? In diesem Zuge ist auch die Arbeitsraumverfüllung an der Turnhalle zu beproben und zu bewerten, da die Turnhalle zwecks Herstellung einer Außenabdichtung freigelegt werden muss.

Im Folgenden werden die Ergebnisse nun vorgestellt.

2. Grundlagen

Dem Geotechnischen Bericht liegen die nachfolgend aufgeführten Unterlagen bzw. Untersuchungen zugrunde:

- [U 1] Angaben der Geologischen Karte i.M. 1:25.000, Blatt Wuppertal-Barmen, herausgegeben im Jahre 1928, Neudruck 1979
- [U 2] Auszug aus tim-online M 1: 500 mit Darstellung des Schulgeländes (s. Lageplan Anlage 1.1)
- [U 3] Grundriss- und Querschnittspläne vom Bestands-Anbau, basierend auf alten Planunterlagen und zusätzlich vor Ort durchgeführten Aufmaßen; übergeben vom Architekturbüro 360° aus Wuppertal im Frühjahr 2024 (s. Lageplan Anlage 1.2)
- [U 4] Ergebnisse von 12 Rammkernsondierungen RKS 1-12 bis max. 5,9 m Tiefe unter GOK und von 6 Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde DPH 6-8 und DPH 10-12 bis max. 5,0 m Tiefe unter GOK, ausgeführt von der Fa. Stiehl im Außengelände des Gebäudekomplexes am 20. + 23.02.2024 (s. Anlagen 2.1 bis 2.3)
- [U 5] Ergebnisse von 2 horizontalen Kernbohrungen DN 200 durch die Kelleraußenwand und von einer Vertikalbohrung durch die Beckensohle des stillgelegten Schwimmbeckens, ausgeführt von der Fa. BBSP am 04. + 05.04.2024

...

- [U 6] Durchführung von mehreren orientierenden Ortsbegehungen des Unterzeichners von März bis Juni 2024 zwecks Festlegung von weiteren Erkundungsmaßnahmen im labyrinth-artigen Keller des Anbaus

- [U 7] Ergebnisse von 14 Rammkernsondierungen RKS A-K₂ bis max. 2,6 m Tiefe unter GOK und von 14 Rammsondierungen mit der Schweren bzw. Leichten Rammsonde DPH/DPL A-K₂ bis max. 1,8 m Tiefe unter GOK, ausgeführt von der Fa. Stiehl im Anbaukeller am 05. + 25.06.2024 (s. Anlagen 2.4 bis 2.7)

- [U 8] Chemische Analysen an 2 Bodenmischproben (entnommen aus dem Bohrgut der Rammkernsondierungen RKS 1-5 und RKS 9-12) auf die Parameter der Ersatzbaustoffverordnung (EBV 2023), ausgeführt im Chemielabor der SEWA GmbH, Essen (s. Laborbericht in Anlage 4)

Die Ansatzhöhen der Untersuchungspunkte wurden in der Örtlichkeit durch Ingenieur-nivellement auf die in den Grundrissplänen angegebene NHN-Höhe des Eingangspodestes bezogen. Somit sind die Ergebnisse der Untergrunderkundung in den Anlagen 2 höhengerecht als Bodenprofile entsprechend DIN 4023 bzw. als Sondierdiagramme gemäß DIN 4094 dargestellt (Anmerkung: die Höhen der Untersuchungspunkte im labyrinth-artigen Keller können um ca. ± 5 cm abweichen).

3. Untergrundverhältnisse

3.1 Allgemeines

Im Untergrund des Schulgrundstückes steht nach Ausweis der Geologischen Karte [U 1] die Felsformation der sog. **Oberen Honseler Schichten** an (tmh2, s. Abb. 1), einer Folge von Sedimentgesteinen aus dem Oberen Mitteldevon, die vorwiegend aus Schiefen mit teilweise kalkiger Bindung bestehen. In dieser Sedimentgesteinsfolge können aber auch mächtige Grauwackensandsteine und regelrechte Kalksteinbänke eingelagert sein. Im Osten grenzt das Grundstück z.B. an die westlichen Ausläufer der Hardthöhlen, die sich im dort anstehenden Kalksteinuntergrund über Jahrmillionen gebildet haben.

Über dem Felshorizont lagert allgemein **mehr oder weniger steiniger Lehm** unterschiedlicher Mächtigkeit, der als Verwitterungsprodukt des Felsens ent-

. . .

standen ist und / oder als Hangschutt (Lehm mit mehr oder weniger hohem Anteil an kantigen Steinen) auf dem Felshorizont natürlich umgelagert wurde.

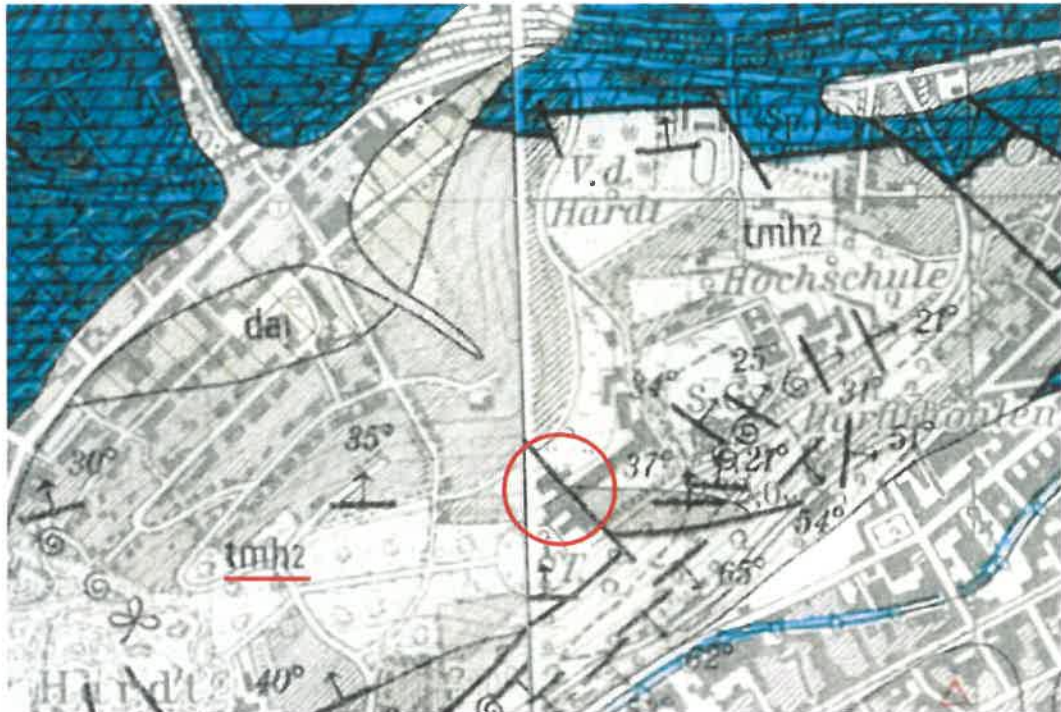


Abb. 1: Auszug aus der Geologischen Karte [U 1], ohne Maßstab

Die Auflockerungszone der Felsformation der Oberen Honseler Schichten ist erfahrungsgemäß relativ wasserdurchlässig, so dass Sickerwässer unter der Lehmdecke weitgehend rückstaufrei in den Klüften abfließen dürften. Ein durchgehender Grundwasserspiegel steht daher erst in größerer Tiefe an. Die über dem im Verband liegenden Fels vorkommenden Lehmböden sind aber als wasserstauend einzustufen, so dass sich abfließende Sickerwässer durchaus anstauen können.

3.2 Ergebnisse der Untergrunderkundung

In einer ersten Untersuchungskampagne wurden im verfüllten Arbeitsraum entlang der erdvergrabenen Gebäudefronten von Turnhalle und Anbau zur Bodenentnahme 12 Kleinbohrungen (RKS 1-12) bis ins Gewachsene in max. 5,9 m Tiefe unter OK Ansatzpunkt abgeteuft und parallel dazu an den Anbaufronten 6 Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde (DPH 6-8 und DPH 10-12) zur Ermittlung der Untergrundtragfähigkeit bzw. des Felshorizontes bis in ma-

...

ximal 5,0 m Tiefe unter GOK niedergebracht. Die zugehörigen Boden- bzw. Rammprofile sind in Anlage 2.1 bis 2.3 dargestellt.

Entlang der hangseitigen, südlichen Gebäudefronten wurde der Felshorizont in Tiefen von 3,7 m im Westen, ca. 5,7 m in der Mitte und ca. 4 m im Osten angetroffen, was Höhenkoten von +222,40 m bis +221,00 m NHN entspricht. Nach Norden fällt der Felsuntergrund dem Hanggefälle entsprechend auf Höhenkoten von +218,00 m (an der jeweiligen Nordwestecke von Turnhalle und Anbau) bzw. +216,70 m / +217,50 m NHN im weiteren Verlauf Richtung Osten ab. Damit ergeben sich auch an der Nordflanke des Gebäudekomplexes noch Mächtigkeiten der Arbeitsraumverfüllung von 2,4 m bis 4,0 m.

Die erbohrten **Anschüttungen** setzen sich i.d.R. aus **Schluffböden** und **schluffigen Steingemengelage**n zusammen, bei denen es sich sehr wahrscheinlich um örtlich umgelagerte gewachsene Böden handeln dürfte, die während der Aushubarbeiten angefallen sind und dabei z.T. mit anthropogenen Beimengungen (Ziegel-, Beton-, und Schlackestücke etc.) verunreinigt wurden. Stellenweise wurden auch regelrechte Sandschichten in Stärken von 0,2 m bis 0,7 m erbohrt (s. Bodenprofile von RKS 3, 7 und RKS 8). Wie aus den Ergebnissen der parallel durchgeführten Rammsondierungen mit der Schweren Rammsonde hervorgeht, besitzen die Arbeitsraumverfüllungen mit gemessenen Schlagzahlen pro 10 cm Sondeneindringung von durchweg $N_{10} < 10$ Schlägen, gtl. sogar $N_{10} < 5$ Schlägen und weniger eine nur geringe bis mäßige Tragfähigkeit. Offenbar wurden die Böden nur locker verfüllt.

Der in den Kleinbohrungen vorgefundene gut tragfähige **Felsuntergrund** bestand ausschließlich aus **Ton-/Schluff- und Sandsteinen**, die einen unterschiedlichen Verwitterungsgrad aufweisen können, was vermutlich zu dem schrattigen Felsverlauf mit Höhenversprüngen von bis zu 1,5 m entlang der gleichen Höhenlinie geführt hat. Wie noch zu zeigen ist, folgen die Gründungskörper (Streifenfundamente) diesem schrattigen Verlauf, so dass unterschiedliche Keller-Ebenen aus Kriechkellern und -gängen sowie nutzbaren Kellerräumen entstanden sind, die einen unübersichtlichen, labyrinth-artigen Eindruck vermitteln.

. . .

3.3 Grundwasser / Schichtenwasser

Ein durchgehender Grundwasserspiegel steht – wie bereits erwähnt – erst in größerer Tiefe an. Eine Durchnässung der Außenböden infolge eines stauenden Schichtenwassers lag zum Zeitpunkt der Erkundung nicht vor. Allerdings waren einige Kriechkellerbereiche durchnässt, was auf die Undichtigkeit eines alten, mittlerweile stillgelegten unterirdischen Verbindungsganges und/oder auf Kluftwasser führende Felsschichten zurückgeführt werden kann.

3.4 Bodenklassifizierung

Im Sinne der alten DIN 18300: 2012-09 kann der vorgefundene Boden folgenden Bodenklassen zugeordnet werden:

Tabelle 1: Bodenklassifikation

Bodenart	Bodengruppe (DIN 18196)	Bodenklasse (DIN 18300 alt)
Arbeitsraumverfüllung ¹⁾ in lehmig-steiniger, z.T. sandiger Matrix, gtl. mit Bauschuttbeimengungen	[UL, UM, TL, TM, SU*, SU, SI, SW, GU, GU*, GI, GW]; A	3 - leicht lösbare Bodenarten 4 - mittelschwer lösbare Bodenarten 5 - schwer lösbare Bodenarten
Steingemenge , sandig, tlw. verlehmt, dann auch stark steiniger Schluff	GU, GU*, GT, GT*, GW	4 - mittelschwer lösbare Bodenarten 5 - schwer lösbare Bodenarten 6 - verwitterter Fels ²⁾
Fels der Oberen Honseler Schichten	USt, TSt, SSt (KSt)	6 - leicht lösbarer Fels bis 0,1 m ³ Blockgröße 7 - schwer lösbarer Fels über 0,1 m ³ Blockgröße

¹⁾ Nicht in der Klassifizierung erfasst sind ggf. örtlich noch vorhandene Bauwerksreste (Fundamentreste, Fußbodenbefestigung etc.) oder grobstückiger, als Verfüllmaterial verwendeter Bauschutt etc.

²⁾ Der Übergang der Boden- / Felsklasse 5 zu 6 ist fließend und vom jeweiligen Verwitterungsgrad abhängig.

Nach den „Zusätzlichen technischen Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau“ in der Fassung von 2017 (ZTVE-StB '17) entsprechen die angetroffenen **schluffigen Anschüttungen** mit über 15 Gewichtsprozent Schluffanteilen ($d \leq 0,063$ mm) sowie die **gewachsenen Lehm Böden**, aber teilweise auch der **verwitterte Fels** der Frostempfindlichkeitsklasse **F3 – sehr frostempfindlich**.

...

Diese überwiegend stark bindigen Böden sowie der anstehende Schluff- und Tonsteinfels, die zu den veränderlich festen Gesteinen gehören und bei Nässe zerfallen, können bei Wasserzutritt und mechanischer Beanspruchung durch Erdbaumaschinen rasch in eine breiige Konsistenz übergehen und sind dann in die **Bodenklasse 2 – fließende Bodenarten** einzustufen. Eine solche Zustandsverschlechterung muss aber durch eine geeignete Erdbautechnik vermieden werden.

3.5 Homogenbereiche

Die zuvor beschriebenen Bodenschichten lassen sich unter geotechnischen Gesichtspunkten in die in Tabelle 2 und 3 angegebenen Homogenbereiche „Lockergestein“ und „Festgestein“ nach der DIN 18300 (Erdarbeiten) mit Stand von August 2015 einteilen:

Tabelle 2: Homogenbereiche im Lockergestein i.S. von DIN 18300

	Arbeitsraum- verfüllung	Steingemenge / stein. Schluff
Bodengruppe nach DIN 18196	[UL, UM, TL, TM, SU, SU*, GU, GU* GI, GW]; A	GU, GU*, GT, GT*, GW
Stein-/Blockanteile nach DIN EN ISO 14688-2	gering bis hoch	mittel bis sehr hoch
Dichte nach DIN 18125-2	1,9 – 2,0 g/cm ³	2,0 - 2,1 g/cm ³
undräßierte Scherfestigkeit nach DIN 18137 ¹⁾	---	0 - 40 kN/m ²
Wassergehalt nach DIN EN ISO 17892-1	5 bis 40 %	10 bis 30 %
Plastizitätszahl / Konsistenzzahl n. DIN 18122 ¹⁾	---	I _p = 0,1 – 0,4 I _c = 0,5 – > 1,0
Lagerungsdichte nach DIN EN ISO 14688-2 ²⁾	locker bis max. mitteldicht	mitteldicht bis sehr dicht
organische Anteile nach DIN 18128 / DIN EN ISO 14688-2	< 6 %	< 3 %

1) bei bindigen Böden bzw. für den bindigen Anteil bei gemischtkörnigen Böden

2) bei nicht bindigen Böden

Die angegebenen Kennwerte sind grundsätzlich größtenteils auf der Grundlage von speziellen Laborversuchen zu bestimmen. Hierauf wurde im vorliegenden Fall verzichtet und zur Eingrenzung der Homogenbereiche bzw. der zugehörigen Parameter auf Erfahrungswerte der IGW zurückgegriffen.

Tabelle 3: Homogenbereiche im Festgestein

	Bezeichnung	
	Sandstein, Grauwacke	Schluffstein, Tonstein
Dichte nach DIN 18125-2	2,5 - 2,8	2,4 - 2,6
Verwitterung, Veränderung, Veränderlichkeit nach DIN EN ISO 14689-1	Grad 1 - 2	Grad 1 - 3
einaxiale Druckfestigkeit	80 - 300 MN/m ²	20 - 150 MN/m ²
Trennflächenrichtung / Trennflächenneigung Schichtflächenabstand [mm] Kluft-/Schieferungsflächenabstand [mm] Gesteinskörperform nach DIN EN ISO 14689-1	ca. 315 - 45° / ca. 30 - 60° 20 - 2000 60 - 2000 gleichmäßig, tafelförmig, vielfächig	ca. 315 - 45° / ca. 30 - 60° 20 - 600 60 - 600 gleichmäßig, tafelförmig, geschiefert
Verwitterungsgrad nach DIN EN ISO 14689-1	Stufe 1 - 2	Stufe 1 - 1
Abrasivität nach NF P 94-430-1 ¹⁾	CAI = 2 - 4	CAI 0 - 2

¹⁾ Einstufung nach Thuro/Käsling im Sinne des CAI (Cerchar Abrasivitätsindex)

Der kompaktere Felsuntergrund konnte mit den hier eingesetzten kleinformatigen Erkundungsgeräten nicht erkundet werden. Der Vollständigkeit halber wird er aber mit aufgezählt, wobei auch hierbei auf Erfahrungswerte der IGW zurückgegriffen wird.

3.6 Bodenmechanische Kennwerte

Aufgrund der vorliegenden Untersuchungsergebnisse und Erfahrungen von vergleichbaren Maßnahmen werden die bodenmechanischen Eigenschaften der hier anstehenden Erdstoffe durch folgende Kennwerte im Sinne von charakteristischen Werten nach DIN EN 1997-1: 2014-03 (EC 7) beschrieben:

...

Tabelle 4: bodenmechanische Kennwerte

Bodenart	Wichte des feuchten Bodens γ [kN/m ³]	Reibungs- winkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m ²]	Steifemodul E_s [MN/m ²]
Anschüttung in lehmig-sandig-steiniger Matrix, tlw. mit Bauschuttbeimengungen	19 - 20	30 ¹⁾	---	---
Steingemenge , sandig, tlw. verlehmt, dann auch stark steiniger Schluff	20 - 21	35 ¹⁾	---	40 - 70
klüftiger, im Verband liegender Fels der Oberen Honseler Schichten, angewittert	24 - 26	40 ¹⁾	(20) ²⁾	≥ 100

¹⁾ Ersatzreibungswinkel; ²⁾ unterhalb von Gründungen berücksichtigt

3.7 Umweltrelevante Belastungen

Zwecks einer abfallrechtlichen Beurteilung von zu erwartendem Aushubmaterial bei der Freilegung der erdvergrabenen, hangseitigen Turnhallenflanken bzw. der talseitigen Anbauflanken wurden nach der organoleptischen Ansprache des entnommenen Bohrgutes (d.h. durch Sehen, Riechen, Fühlen) folgende **2 Bodenmischproben** zusammengestellt und im Chemielabor der SEWA GmbH, Essen auf die Parameter der seit 01.08.2023 gültigen Ersatzbaustoffverordnung (EBV; Anlage 1, Tabelle 3 zuzüglich einiger Parameter nach Tabelle 4) untersucht:

- Mischprobe **MP 301** aus der **Turnhallen-Arbeitsraumverfüllung** der Ansatzpunkte RKS 1 (t = 0,2 - 2,4 m); RKS 2 (t = 0,3 - 3,4 m); RKS 3 (t = 0,4 - 3,6 m); RKS 4 (t = 0,4 - 5,0 m) und RKS 5 (t = 0,4 - 5,7 m)

sowie

- Mischprobe **MP 302** aus der **Anbau-Arbeitsraumverfüllung** der Ansatzpunkte RKS 9 (t = 0,0 - 4,2 m); RKS 10 (t = 0,0 - 3,0 m); RKS 11 (t = 0,5 - 3,9 m) und RKS 12 (t = 0,0 - 2,9 m). Die hangseitige Arbeitsraumverfüllung am Anbau wurde nicht untersucht, weil sie von der zur Verbauwand umfunktionierten Kelleraußenwand weiter abgefangen und daher nicht angerührt werden soll.

...

Im Ergebnis (s. Laborbericht in Anlage 4) konnte in beiden Mischproben nur bei vereinzelt Parametern im Feststoff eine leichte Verunreinigung festgestellt werden. Die Gehalte der überwiegenden Mehrzahl der nach EBV zu untersuchenden Parameter waren entweder labortechnisch nicht nachzuweisen oder lagen unterhalb der Grenze für Zuordnungsklasse BM-/ BG-0 nach EBV (früher Z0 nach LAGA).

Ergebnis zu MP 301:

In der Arbeitsraumverfüllung an der Turnhalle war lediglich der PAK-Gehalt (polyzyklische aromatische Kohlenwasserstoffe) mit 7,7 mg/kg leicht erhöht, so dass der dort bei der Freilegung der Kelleraußenwände anfallende Bodenaushub als **BM-/BG-F2-Material** nach Ersatzbaustoffverordnung (EBV) einzustufen ist (früher Z2 nach LAGA).

Für den Fall, dass Teile der ausgekofferten Verfüllböden verdrängt werden und wegen ihrer erdbautechnischen Ungeeignetheit (insbesondere die angeschütteten Schluffböden) auf eine Bodendeponie abgefahren und entsorgt werden müssen, muss noch auf den TOC-Gehalt (Gesamtgehalt an organisch gebundenem Kohlenstoff) eingegangen werden, der in MP 301 mit 2,1 Massen-Prozent erhöht ist.

Beim TOC (total organic carbon) handelt es sich aber um keinen Schadstoff, sondern i.W. um einen Einbauparameter, der erst beim Wiedereinbau bzw. einer Deponierung zum Tragen kommt (Vermeidung einer möglichen Gasbildung infolge verrottbarer organischer Bestandteile).

Der o.g. Messwert würde ohne weitere Nachuntersuchungen zu einer Einstufung des Bodens in die höheren Deponieklassen DK II führen. I.d.R. kann der TOC-Gehalt aber durch solche Nachuntersuchungen (Bestimmung des AT 4 - Wertes bzw. des Brennwertes h_0) zu einem großen Teil auf elementaren Kohlenstoff (nicht mehr verrottbar) zurückgeführt werden, was dann meistens zu einer Einstufung in eine kostengünstigere niedrigere Deponieklasse führt.

. . .

Die Annahmestellen zur Deponierung von Boden verlangen zudem weitere chemische Untersuchungen auf die Parameter der Deponieverordnung (DepV), die ebenfalls noch nicht veranlasst wurden, da noch kein konkreter Umgang mit den Verfüllböden bekannt ist.

Ergebnis zu MP 302:

In der an der talseitigen Anbauflanke anstehenden Arbeitsraumverfüllung konnte lediglich eine Schwermetallbelastung im Feststoff nachgewiesen werden, ansonsten waren auch hier die übrigen zu untersuchenden Parameter nach EBV unauffällig.

Maßgebend für die abfallrechtliche Beurteilung waren letztlich die gemessenen Gehalte bei den Schwermetallen Blei (210 mg/kg) und Zink (850 mg/kg), die zu einer Einstufung der Verfüllböden in die Verwertungsklasse **BM-/BG-F3** nach EBV führen (früher Z2 nach LAGA bzw. DK I).

Der (Wieder-)Einbau solch geringfügig belasteter Materialien unter versiegelten Flächen ist durchaus bei der Unteren Bodenschutzbehörde (UBB) der Stadt Wuppertal genehmigungsfähig. Dies haben zumindest unsere Erfahrungen bei anderen Bauvorhaben im Stadtgebiet gezeigt.

Angesichts der nur vereinzelt vorkommenden geringfügigen Belastungen im Feststoff bei gleichzeitig vollkommen unauffälligen Messwerten im 2:1 Eluat zeichnet sich von den untersuchten Verfüllböden weder eine Gefährdung des Grundwassers noch des Menschen ab, so dass auf eine Untersuchung der Wirkungspfade "Boden - Grundwasser" bzw. "Boden - Mensch" nach Bundes-Bodenschutzverordnung (BBodSchV) bisher verzichtet wurde.

4. Untersuchungen an der Anbau-Kelleraußenwand

4.1 Allgemeines

In einem ersten Schritt wurde die zu prüfende Kelleraußenwand aus Stahlbeton an 2 Stellen horizontal durchkernt, um ihre Wandstärke, den Zustand des Betons und den Bewehrungsgrad zu ermitteln. Die 1. Untersuchungsstelle befand sich im Ostteil des Anbaus, der mit dem dort installierten ehemaligen Schwimmbecken (s. Foto 1) den tiefsten Punkt des Gebäudes darstellt.



Foto 1:
Ansicht des ehem. Schwimmbeckens im Ostteil
des Anbaus vor der zu betrachtenden Keller- ...

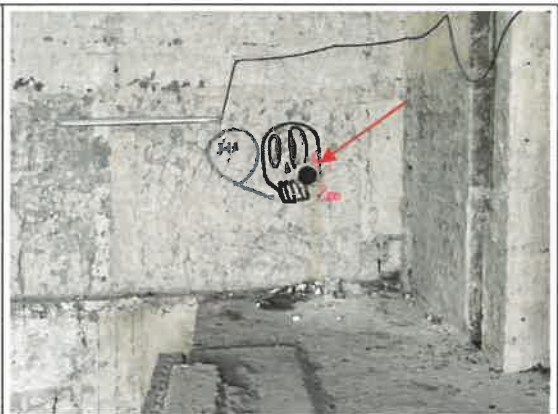


Foto 2:
... außenwand. Der Pfeil markiert die Entnahmestelle von Bohrkern BK H1.

Die 2. Untersuchungsstelle lag im Westteil des Anbaus gut 1,5 Geschossebenen höher (s. Foto 3). Dort befindet sich z.B. auch der Zugang zur westlich anschließenden Turnhalle (s. Foto 4).



Foto 3:
Ansicht der Untersuchungsstelle 2 in einem kleinen Nebenraum des Hauptflures in UG 1, ...



Foto 4:
... an dem sich auch der Zugang zur westlich anschließenden Turnhalle befindet (rechts im Bild).

An den beiden Untersuchungsstellen konnte jeweils ein durchgehender Kern aus zufriedenstellender Betonqualität (mindestens B 25 bzw. C 20/25) von ca. 38 cm Länge geborgen werden (s. Fotos 5-8). Der Querschnitt der Kelleraußenwand ist damit etwas stärker als in den alten Bestandsplänen angegeben.

Für den weiter gespannten Mauerabschnitt in der ehemaligen Schwimmhalle konnte innen wie außen eine Stabbewehrung $\varnothing$ 12 mm nachgewiesen werden. In Höhe der Bewehrungslagen war der Betonquerschnitt allerdings gerissen (s. Foto 6), was auf eine bereits fortgeschrittene Korrosion hindeutet.

Der zweite Bohrkern war vollkommen intakt (s. Foto 8). Hier konnte innen wie außen eine Stabbewehrung $\varnothing$ 10 mm nachgewiesen werden. Der etwas geringere Bewehrungsquerschnitt ist auf die kleinteiligere Stützung des westlichen Kellerwandabschnittes durch mehrere Querwände und Geschossdecken zurückzuführen.



Foto 5:
Blick in die durchkernte Außenwand und ...



Foto 6:
... Ansicht des gewonnenen Bohrkerns 1.

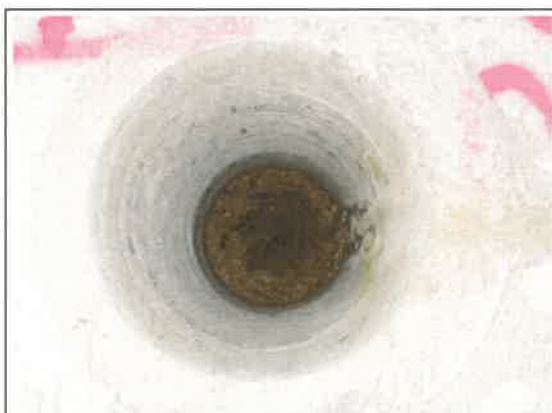


Foto 7:
Blick in die durchkernte Außenwand und ...



Foto 8:
... Ansicht des gewonnenen Bohrkerns 2.

Die Anbau-Kelleraußenwand kann also den aus der Arbeitsraumverfüllung resultierenden horizontalen Erddruck begrenzt aufnehmen, da sie eine ausreichende Stützung erfährt. Letztere wird ihr aber durch den Abbruch des Gebäudes weitestgehend genommen, so dass im Hinblick auf ihre Äußere Standsicherheit kompensierende Maßnahmen zur Stützung vorgenommen werden müssen, um vor allem die Kippsicherheit und Gleitsicherheit der dann als Baugrubenverbau fungierenden Wand gewährleisten zu können. Immerhin müssen von ihr – wie noch zu zeigen ist – Geländeversprünge von mindestens 6 m bis zu 8 m abgefangen werden.

Eine Rückverankerung der Wand erweist sich insofern als schwierig, als dass die Herstellung der Anker durch die räumlich beengten Verhältnisse insbesondere in den schlecht zu erreichenden Kriechkellern am Fuß der Kelleraußenwand bei lichten Raumhöhen von z.T. weniger als 1,7 m und lichten Raumtiefen von um die maximal 2 m sehr erschwert wird bzw. stellenweise nahezu unmöglich ist. Abgesehen davon stellen auch die in dem angrenzenden Schulhof verlaufenden Leitungen ein Hindernis für die Ausführung der Anker dar.

Vor diesem Hintergrund wurde im Rahmen einer Baubesprechung entschieden, die Kellerwand i.S. einer Schwergewichtswand zu verstärken. Zum einen sollen die ohnehin aufzugebenden alten Lichtschächte ausbetoniert werden und als Rucksackkonstruktion an die Kellerwand angehängt werden, wodurch ein für die Standsicherheit positiv wirkendes rückdrehendes Moment erzeugt wird. Zum anderen soll innenseitig vor die Wand ein massiver Betonblock als verstärkendes Fußelement hergestellt werden. Ggf. ist die darüber aufgehende Kellerwand auch noch innenseitig zu verstärken. Dies wird insbesondere für den Bereich i.H. des ehemaligen Schwimmbeckens gelten, da dort die größte freie Stützhöhe vorliegt und gleichzeitig keine Lichtschächte vorhanden sind.

Bei der Herstellung des Betonklotzes muss auf jeden Fall sichergestellt sein, dass er auf tragfähigem Baugrund abgestellt wird. In den betroffenen Kriechkellern wurden aber vor allem lose verfüllte Boden-Bauschutt-Gemische und/oder

rollige Böden angetroffen. Darüber hinaus wurde bei der Durchkernung der stellenweise 70 cm mächtigen Bodenplatte des ehemaligen Schwimmbeckens ein weiterer Hohlraum entdeckt, so dass eine innenliegende Baugrunderkundung zur Ermittlung des tragfähigen Gründungshorizontes angeraten war.

4.2 Weitere Erkundungen im Kellerinnern

In einem ersten Schritt musste als Vorbereitung der 2. Erkundungskampagne der unübersichtliche Kellerbereich mit seiner stark verschachtelten Raumsituation bei gleichzeitig mehrfach verspringenden Ebenen durch mehrere orientierende Ortsbegehungen kartiert werden. Daraus ergaben sich letztlich 4 Schnitte (Anbau-West (1-1); Anbau Mitte-West (2-2); Anbau Mitte-Ost (3-3) und Anbau Ost (4-4); s. Lageplan Anlage 1.2).

Bei den Aufmaßarbeiten stellte sich heraus, dass sich zwischen dem parallel zur Gebäude-Längsseite verlaufenden Mittelgang und den unmittelbar an der Außenwand gelegenen Kriechkellern noch allseitig ummauerte Kellerbereiche befanden. Daraufhin wurden dort Deckenöffnungen zur Einsichtnahme veranlasst. Im Ergebnis wurde i.H. von Schnitt 1-1 eine unverfüllte Kammer von ca. 25 m² Grundfläche und gut 2,5 m Raumhöhe entdeckt. In Schnitt 2-2 wurde zum einen unter der Bodenplatte des südlich des Mittelganges befindlichen Seitenganges ein weiterer schmaler Hohlraum von knapp 1 m Tiefe entdeckt, der z.T. mit Bauschutt und alten Schalbrettern verfüllt ist **und in dem klares Schichtenwasser ansteht**. Letzteres erklärt die im Umfeld dieses Seitenganges feuchten Wand- und Bodenbereiche. Zum anderen wurde ein weiterer großer Hohlraum unter dem zum Schwimmbecken hinab führenden Treppenlauf freigelegt, der insbesondere in seinem niedrigeren östlichen Teil am Fuß der Treppe (Schnitt 3-3) mit Bauschutt verfüllt ist.

Im Bereich der ehemaligen Schwimmhalle existiert umlaufend zu den Hallenwänden ein ebenfalls nicht zugänglicher Hohlraum, der offensichtlich die alten Beckenwände umschloss und in dem sehr wahrscheinlich die stillgelegten Abflaufleitungen der Beckenentleerung verlaufen.

. . .

Da in keinem der vorgefundenen Kellerräume der Felsuntergrund sichtbar war, wurden entlang der jeweiligen Schnittführung mehrere Untergrunderkundungen in Form von Rammkernsondierungen (Bodenentnahme) und Rammsondierungen (Tragfähigkeit) bis auf festen Rammwiderstand durchgeführt. Die Ansatzpunkte sind alle mit einem Buchstaben versehen (s. Lageplan Anlage 1.2), wobei die zugehörigen Boden- und Rammprofile getrennt nach Querschnitt in Anlage 2.4 bis 2.7 aufgetragen sind. Danach kann für die Querschnitte 1-1 bis 3-3 von folgendem Verlauf des Felshorizontes ausgegangen werden (grüne Linie):

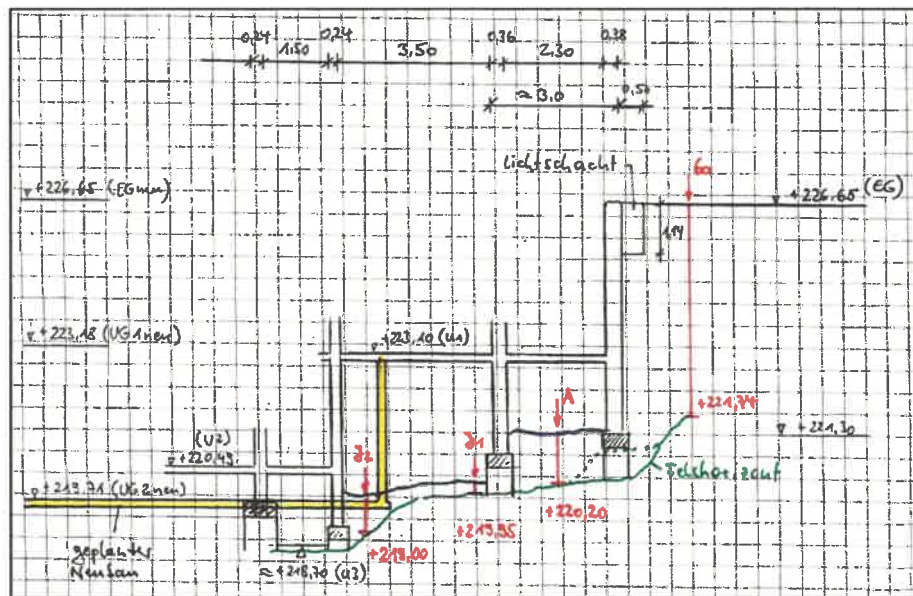


Abb. 2: Kellersituation und Felsverlauf in Höhe von Schnitt 1-1

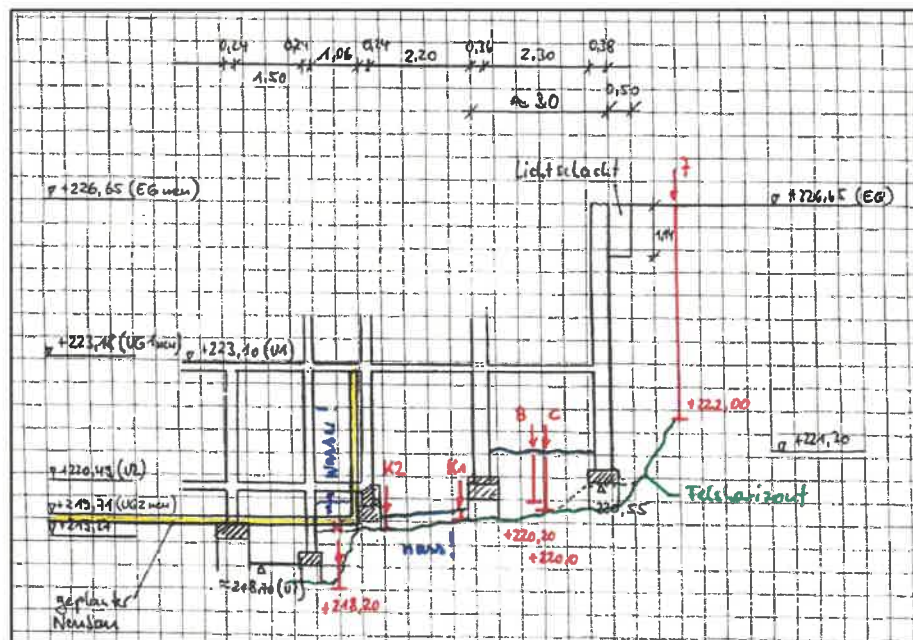


Abb. 3: Kellersituation und Felsverlauf in Höhe von Schnitt 2-2

■ ■ ■

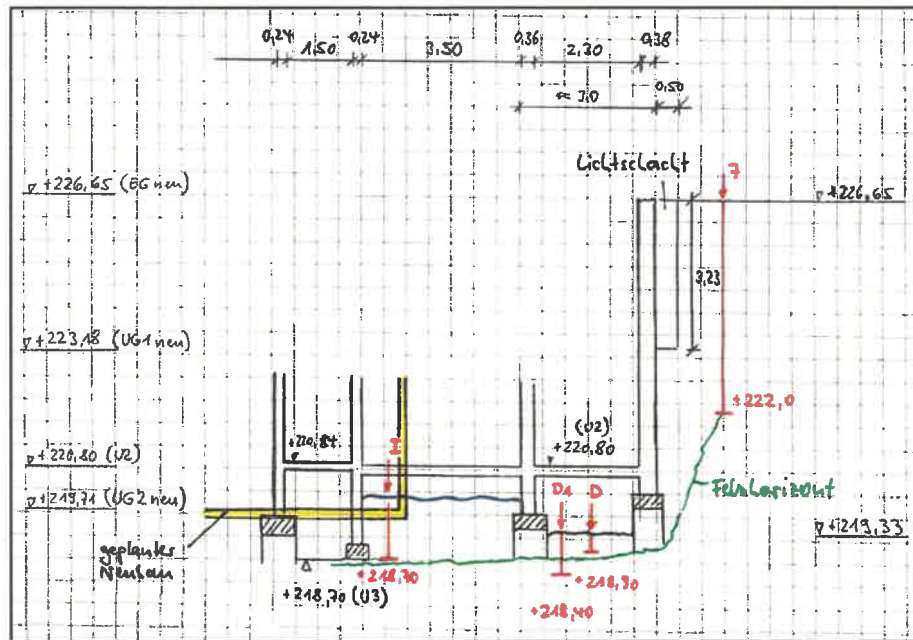


Abb. 4: Kellersituation und Felsverlauf in Höhe von Schnitt 3-3

Es wird ersichtlich, dass die in den Kriechkellern am Fuß der hier zu betrachtenden Kellerwand noch vorhandenen Verfüllböden, in denen auch noch Schalungsreste eingelagert sein können, bis auf den Felshorizont ausgekoffert werden müssen, bevor die Betonage des Betonklotzes erfolgen kann. Ansonsten würden die talseitigen Bauteile insbesondere in Schnitt 1-1 und 2-2 deutlich erddruckbelastet, was vermieden werden muss.

Aufgrund der beengten Platzverhältnisse können die Ausschachtungen nur händisch vorgenommen werden. Der Bodenaushub könnte aber auf relativ kurzem Wege durch noch herzustellende Wandöffnungen in die nördlich angrenzenden Kammern umverlagert werden. Dies wird in dem tiefer liegenden Kriechkeller in Höhe von Schnitt 3-3 allerdings nicht gelingen, so dass hier größere Transportstrecken für den Bodenaushub eingeplant werden müssen.

Der Bereich des ehemaligen Schwimmbeckens (Schnitt 4-4) stellt mit dem Hohlraum unter dem alten Beckenumlauf einen Sonderfall dar. An den Stellen, wo nur eine dünne Betonplatte ($d < 10$ cm) diesen abdeckt (an der Westflanke des Beckens), ist die Abdeckplatte vollständig zu entfernen und der ebenfalls mit Bauschutt und Schalungsresten beaufschlagte Hohlraum bis auf den Fels aus-

zukofern und anschließend auszubetonieren. Entlang der Süd- und Ostflanke des Beckens wird dies nicht ohne großen Aufwand gelingen, da dort die Abdeckung aufgrund früherer Umbaumaßnahmen aus einer 70 cm starken Betonplatte besteht. In diesem Fall wird daher eine Verdämmung der von dieser Situation betroffenen Hohlraumabschnitte empfohlen.

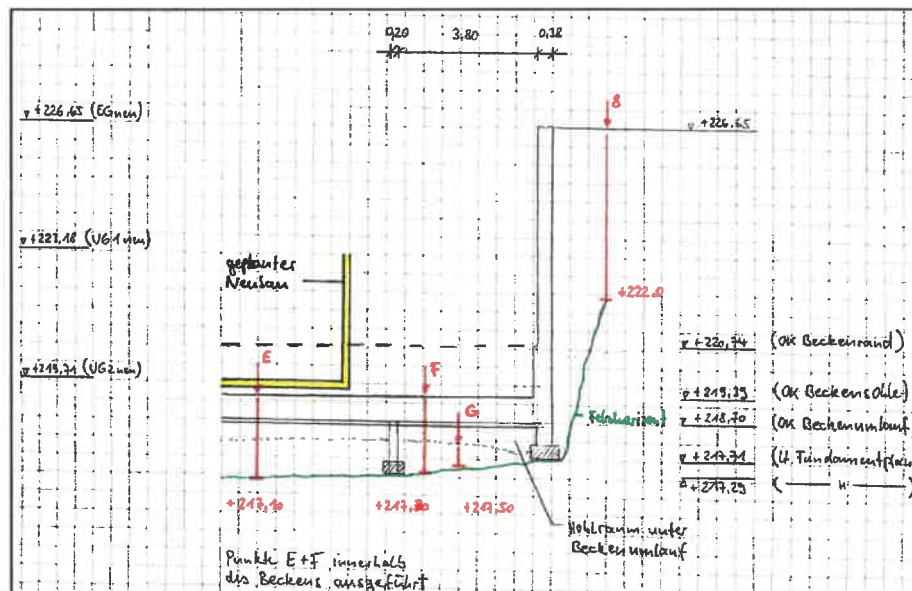


Abb. 5: Beckensituation und Felsverlauf in Höhe von Schnitt 4-4

Außerhalb des ca. 1,5 m breiten Beckenumlaufes, d.h. im ehemaligen Beckeninnenfeld verringert sich die Stärke der Betondohle von 70 cm auf ca. 30 cm. Darunter wurde in den dort angesetzten Kleinbohrungen RKS E und RKS F eine 1,6 bis 1,8 m dicke Kiessandschicht in dichter Lagerung erbohrt, die von der parallel angesetzten Leichten Rammsonde aufgrund zu großer Rammwiderstände nicht durchörtert werden konnte (s. entsprechende Boden- und Rammprofile in Anlage 2.7). An der Basis der Kiessandschicht beginnt dann der Verwitterungshorizont des unterlagernden Felsens, in dem auch die Rammkernsonde schließlich festging.

Im Folgenden werden nun die erforderlichen Querschnittsabmessungen der zur Schwergewichtsmauer auszubauenden Kelleraußenwand auf Grundlage der dargestellten 4 Gelände- und Gebäudequerschnitte im Nachweis der Äußeren Standsicherheit ermittelt.

5. Nachweis der Äußeren Standsicherheit

5.1 Baugrundmodell

Auf Grundlage der Untergrunderkundung und nach Erfahrung mit den dabei angetroffenen Bodenarten wurde für die Standsicherheitsberechnung der verschiedenen Stützmauerabschnitte von einem dreischichtigen Baugrundmodell mit folgenden rechnerischen Bodenkennwerten im Sinne von charakteristischen Werten nach DIN EN 1997-1: 2014-03 (EC 7) ausgegangen:

Schicht 1: von GOK bis UK Stützmauer

- Hinterfüllung , lehmig-stei-	Reibungswinkel	$\varphi_k' = 30^\circ$
nig, in mindestens mitteldich-	Wichte	$\gamma/\gamma' = 20/10 \text{ kN/m}^3$
ter Lagerung	Kohäsion	$c_k = 0 \text{ kN/m}^2$,

Schicht 2: vor dem Wandfuß

- Kammervorfüllung ,	Reibungswinkel	$\varphi_k' = 30^\circ$
vor dem auszubetonierenden	Wichte	$\gamma/\gamma' = 20/10 \text{ kN/m}^3$
Kriechkeller	Kohäsion	$c_k = 0 \text{ kN/m}^2$,

- Kiessandschicht^{*)} , in ,	Reibungswinkel	$\varphi_k' = 35^\circ$
dichter Lagerung	Wichte	$\gamma/\gamma' = 19/10 \text{ kN/m}^3$
	Kohäsion	$c_k = 0 \text{ kN/m}^2$,

^{*)} auf der sicheren Seite für Schnitt 4-4 angenommen

Schicht 3: ab UK Stützmauer

- Felsen , bankig und klüftig	Reibungswinkel	$\varphi_k' = 40^\circ$
in unterschiedlichem Verwitterungs-	Wichte	$\gamma/\gamma' = 25/15 \text{ kN/m}^3$
grad	Kohäsion	$c_k = 20 \text{ kN/m}^2$
	Steifemodul	$E_s = 100 \text{ MN/m}^2$.

...

- **Kiessandschicht^{*)}**, in ,
dichter Lagerung

Reibungswinkel	$\varphi_k' = 35^\circ$
Wichte	$\gamma/\gamma' = 19/10 \text{ kN/m}^3$
Kohäsion	$c_k = 0 \text{ kN/m}^2$,

^{*)} auf der sicheren Seite für Schnitt 4-4 angenommen

Für die Mauerbemessung von Schnitt 4-4 wurde sowohl vor als auch unter dem Stützwandfuß auf der sicheren Seite liegend nur die Kiessandschicht angesetzt. Die aussteifenden Elemente Beckensohle und zubetonierte bzw. verdämmte Hohlräume unter dem Beckenumlauf wurden nicht berücksichtigt.

5.2 Grund- und Schichtenwasser

Ein geschlossener Grundwasserspiegel ist wegen des abfallenden Hanggeländes nicht vorhanden. Schichten- bzw. Sickerwasser konnte – wie bereits erwähnt – in Höhe des alten unterirdischen Verbindungsganges nachgewiesen werden (Schnitt 2-2). **Während der Auskofferungsarbeiten der betroffenen Kriechkellerbereiche ist der Wasserandrang zu beobachten, so dass ggf. Dränagemaßnahmen getroffen werden können (z.B. durch die Verwendung von Einkornbeton in dem Betonklotz). Die freigeschachteten Kriechkeller sind daher fachgutachterlich abzunehmen.** Unter diesem Vorbehalt wurde kein Wasserdruck berücksichtigt.

5.3 Verkehrslasten

Auf der unmittelbar an die Kelleraußenwand angrenzenden Schulhofffläche wurde eine großflächige Verkehrslast von 10 kN/m^2 angesetzt, mit der der im Zuge der späteren Abbruch- und Neubauarbeiten anfallende Baustellenverkehr erschlagen ist.

5.4 Standsicherheitsberechnungen

Die Standsicherheitsberechnungen wurden mit dem Programm LIMES Stützwände der RIB Software AG durchgeführt. Die Berechnungen erfolgten nach DIN 1054, Ausgabe 2021-04 für den Lastfall **1g** – Bodeneigengewicht und den Lastfall **1q** – Bodeneigengewicht und Baustellenverkehr mit den entsprechen-

. . .

den Teilsicherheitsbeiwerten. Die Stützmauerabschnitte von Schnitt 1-1 + 2-2 konnten aufgrund vergleichbarer Verhältnisse zusammengefasst werden, so dass sich die erforderlichen Querschnittsabmessungen für die Kelleraußenwand in 3 Berechnungen ermitteln ließen, deren Berechnungsausdrucke in Anlage 3 beigelegt sind.

Wandabschnitt 1-1/2-2:

Danach müssen die westlichen, bis auf den Fels ausgekofferten Kriechkellerbereiche gut 2 m hoch ausbetoniert werden (s. Abb. 6+7 bzw. Anlage 3.1/3.2).

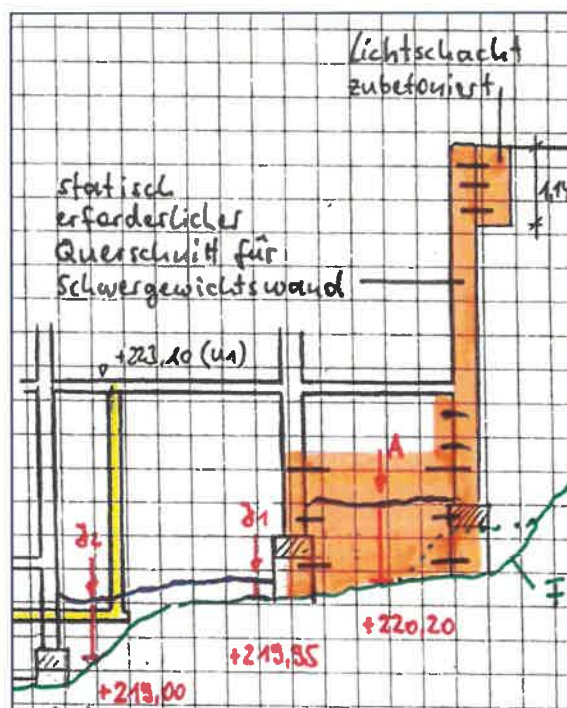


Abb. 6: zubetonierter Keller und Lichtschacht in Höhe von Schnitt 1-1

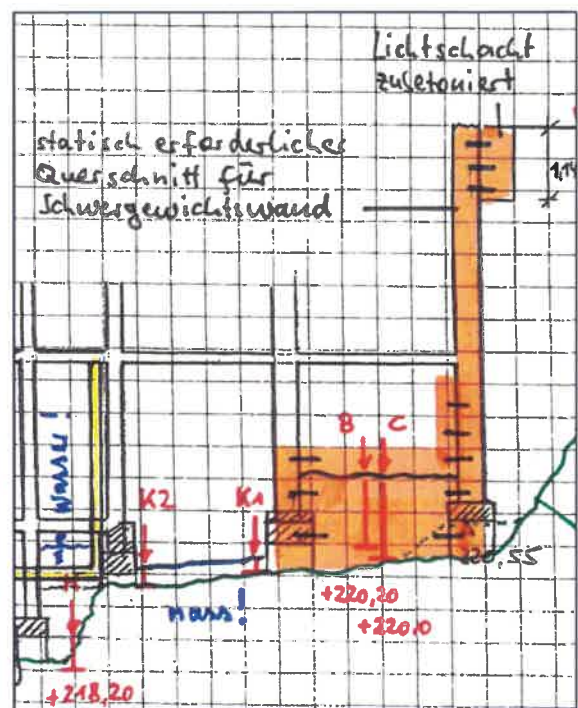


Abb. 7: zubetonierter Keller und Lichtschacht in Höhe von Schnitt 2-2

Der Betonklotz ist sowohl mit der Außenwand als auch mit der gegenüberliegenden Innenwand konstruktiv über dort einzubohrende Querkraftdübel $\varnothing 20$ mm zu verbinden. Die Einbindetiefe der mindestens 1 m langen Dübel soll nahezu den vollen Wandquerschnitt erfassen. Auf dieser Strecke sind sie dann z.B. mit Zementleim zu verkleben. Die Dübel sind in 3 Reihen mit horizontalen Abständen von 1 m anzuordnen, wobei die Reihen (Vertikalabstand von 0,6 m) untereinander horizontal zu versetzen sind. Entsprechend ist auch mit der Ver-

...

dübelung des zuzubetonierenden Lichtschachtes und der 24 cm dicken und ca. 1,2 m hohen Wandverstärkung oberhalb des Betonklotzes zu verfahren.

Wie aus Abb. 6+7 weiter hervorgeht, müssen nicht alle Wandbereiche verstärkt werden, da der vorgefundene Bewehrungsgrad ($a_s = 3,93 \text{ cm}^2 = \varnothing 10 \text{ mm}$ mit geschätzt $e = 20 \text{ cm}$) ausreichend sein dürfte. Auf der sicheren Seite liegend sollen aber die alten Deckenplatten und Querwände auf einem 1,2 m breiten Streifen vor der Wand als aussteifende Elemente erhalten bleiben.

Ferner ist darauf zu achten, dass der Zugang zum alten Verbindungsgang nicht zubetoniert wird, da dieser ggf. weiter genutzt werden soll. Auch die im Mittelteil dieses Kriechkellerbereiches ankommenden Anschlüsse der neu verlegten Versorgungsleitungen dürfen nicht zubetoniert werden!

Wandabschnitt 3-3:

Der östliche Kriechkeller liegt zwar deutlich tiefer, so dass der zugehörige Keller-Außenwandabschnitt auch höhere Erddrucklasten erhält, aber im Prinzip wiederholt sich das oben beschriebene Procedere. Die Außenwand ist dort allerdings massiver zu verstärken, wie in Abb. 8 zu erkennen ist.

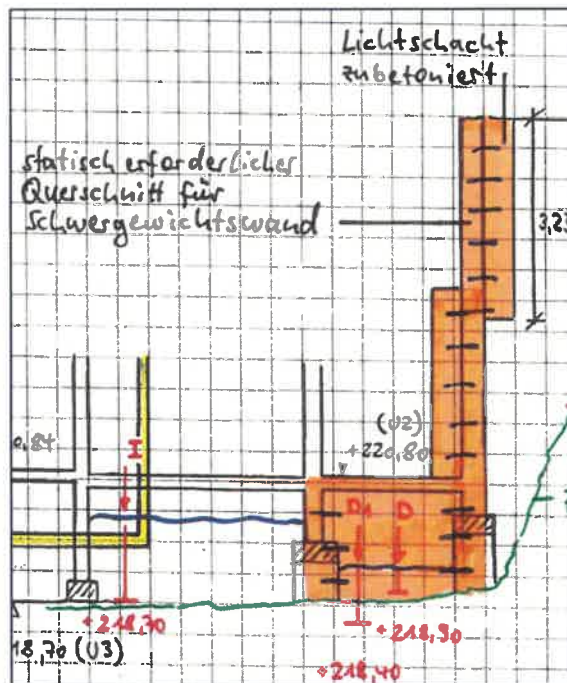


Abb. 8: zubetonierter Keller und Lichtschacht in Höhe von Schnitt 3-3

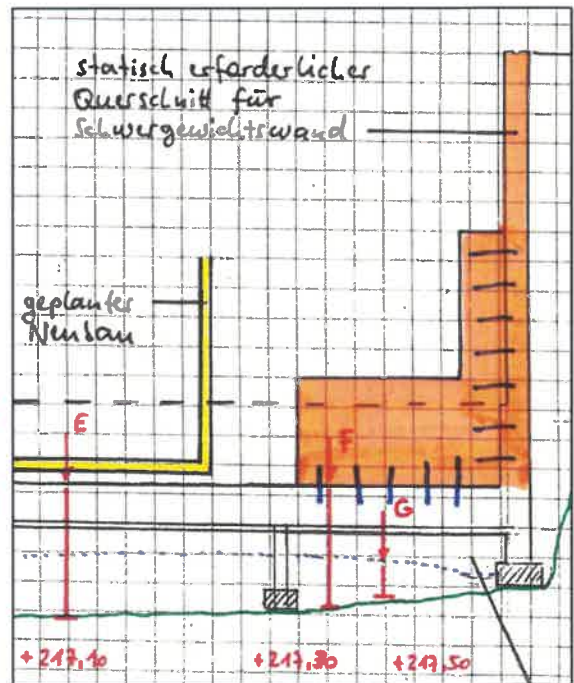


Abb. 9: teilzubetoniertes Becken für die Wandverstärkung in Höhe von Schnitt 4-4.

Wandabschnitt 4-4:

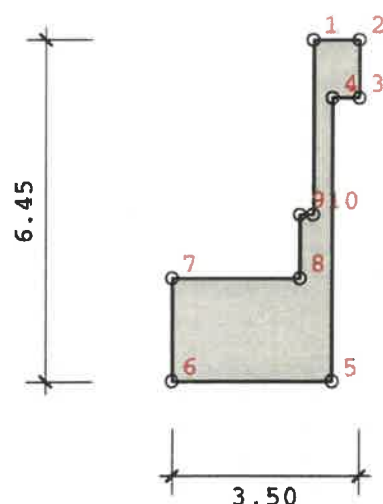
Ein tiefer ins Erdreich einbindender Wandabschnitt und höhere Erddrucklasten liegen auch für den Schwimmhallenbereich am östlichen Ende des Anbaus vor. Die auf der Beckensohle abzusetzende Schwergewichtsmauer ist nicht nur mit der Außenwand, sondern diesmal auch über vertikal einzubohrende Querkraftdübel nach dem oben beschriebenen Procedere und Raster mit der Bodenplatte zu verbinden (s. Abb. 9).

Der massive Wandfuß dient auch gleichzeitig zur Stützung der östlichen Giebelwand, die ebenfalls als Verbau fungieren soll, wobei dort die Geländehöhen und die daraus resultierenden Erddrucklasten aufgrund des nach Norden abfallenden Geländes deutlich geringer ausfallen. Ein weiterer Standsicherheitsnachweis ist daher nicht erforderlich.

In diesem Zusammenhang wird noch einmal darauf hingewiesen, dass die sorgfältige Verfüllung des Hohlraumes unter dem alten Beckenumlauf mit Beton bzw. Dämmen vor der Herstellung der Schwergewichtswand erfolgt sein muss (s.a. Abschnitt 4.2). Auch diese Arbeiten sollten fachgutachterlich begleitet werden.

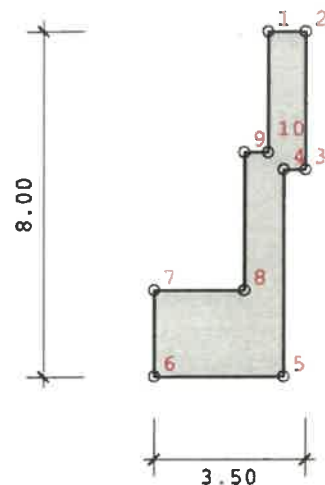
5.5 Fazit

Insgesamt ergeben sich folgende statisch erforderlichen Querschnitte:



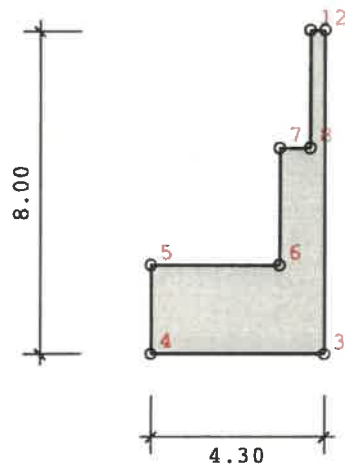
Nr.	x [m]	z [m]
1	2.640	0.000
2	3.500	0.000
3	3.500	1.100
4	3.000	1.100
5	3.000	6.450
6	0.000	6.450
7	0.000	4.500
8	2.400	4.500
9	2.400	3.300
10	2.640	3.300

Abb. 10: statisch erforderlicher Wandquerschnitt für Schnitt 1-1/2-2



Nr.	x [m]	z [m]
1	2.640	0.000
2	3.500	0.000
3	3.500	3.200
4	3.000	3.200
5	3.000	8.000
6	0.000	8.000
7	0.000	6.000
8	2.100	6.000
9	2.100	2.800
10	2.640	2.800

Abb. 11: statisch erforderlicher Wandquerschnitt für Schnitt 3-3



Nr.	x [m]	z [m]
1	2.940	0.000
2	3.300	0.000
3	3.300	8.000
4	-1.000	8.000
5	-1.000	5.800
6	2.200	5.800
7	2.200	2.900
8	2.940	2.900

Abb. 12: statisch erforderlicher Wandquerschnitt für Schnitt 4-4

Die Betonage in den Kriechkellern kann nur vom Schulhof aus über eine Betonpumpe erfolgen, die den Beton durch genügend Öffnungen in sämtlichen Zwischengeschossdecken bis zum Einbauort fördern muss. Zur Schwimmhalle kann der Beton ggf. auch über die talseitige Flanke des Altbaus transportiert / gefördert werden, ansonsten ist er ebenfalls vom Schulhof aus zu pumpen.

Im Schutz des fertiggestellten Verbaus kann dann der Abbruch des Altbaus ausgeführt werden, wobei – wie bereits erwähnt – die alten Deckenplatten und Querwände auf einem 1,2 m breiten Streifen vor der Verbauwand als aussteifende Elemente erhalten bleiben sollen.

...

6. Gründung des Neubaus

Der geplante Neubau soll gemäß der vorliegenden Planung gtl. auf dem Grundriss des Altbaus ab einem Niveau von ca. +219,30 m NHN errichtet werden. Damit würden die z.Zt. existierenden nördlichen Kellerbereiche überbaut werden. Nach den bisherigen Erkenntnissen aus dem Südteil des Altbaus muss befürchtet werden, dass sämtliche Keller- / Arbeitsräume in der Nordhälfte auch mit lockerem Bodenmaterial, Bauschutt und Schalungsresten verfüllt wurden und damit keinen tragfähigen Baugrund darstellen. Zur Vermeidung eines großflächigen Bodenaustauschs und angesichts der trägerrostartigen Ausbildung der alten Gründungskörper bietet sich vielmehr an, die Bodenplatte des Neubaus unmittelbar auf die alten Kellerwände bzw. Streifenfundamente abzusetzen, bei denen nach den bisherigen Erfahrungen davon ausgegangen werden kann, dass sie alle bis auf den tiefer liegenden Felshorizont geführt worden sind. Zwischen diesen Auflagern ist die Bodenplatte als freispannend zu bemessen.

Für eine erste Vorbemessung und vorbehaltlich einer Überprüfung der Gründungstiefen kann für die Alt-Streifenfundamente, die alle eine Mindesteinbindetiefe von 0,8 m und eine Mindestbreite von $b' = 0,5 \text{ m}$ ($b' = b - 2 \cdot e$) einhalten dürften, ein Bemessungswert des Sohldruckwiderstandes im Sinne von DIN 1054 (Ausgabe 2010-12) von

$$\sigma_{R,d} = 420 \text{ kN/m}^2$$

angesetzt werden.

Es hat sich bisher herausgestellt, dass hinsichtlich der Lage der Fundamente eine gute Übereinstimmung mit dem alten Fundamentplan vorliegt, ihre tatsächlichen Gründungstiefen aber von den Planangaben deutlich abweichen können. Nach Abbruch des Altbaus und Einebnung der Baufläche müssen daher die Gründungsverhältnisse der Fundamente z.B. per Baggerschurf überprüft werden. Evtl. muss der Trägerrost aus Alt-Streifenfundamenten auch ergänzt werden, um Auskragungen der neuen Bodenplatte zu vermeiden. Nach den vorliegenden Unterlagen wird der Neubau z.B. an seiner Nordflanke über das dort verlaufende Altfundament hinausragen.

. . .

Die ggf. erforderlichen neuen Gründungskörper können in grabenartigen Tiefschachtungen in Erdschalung betoniert werden, wobei sie ebenfalls bis auf den Felshorizont zu führen sind.

Grundsätzlich ist auch die Ausführung einer elastisch gebetteten Platte möglich. Diese müsste aber vollflächig von einem lageweise einzubauenden und zu verdichtendem Bodenpolster unterlagert werden. Um harte Auflagerungen zu verringern, müssten hierzu vorab sämtliche im Untergrund verbliebenen Kellerwände / Streifenfundamente um mindestens 50 cm zurückgestemmt werden. Im Bereich der eher locker verfüllten Kellerräume müsste das Bodenpolster dagegen deutlich stärker ausgebildet werden. Sehr wahrscheinlich wären dazu auch umfangreiche Bodenaustauschmaßnahmen erforderlich. Sollte diese Lösung weiter verfolgt werden, wird um Benachrichtigung gebeten.

7. Weitere Hinweise

Aufgrund des vermehrtem Sicker- bzw. Schichtenwasserandranges ist die Herstellung einer funktionstüchtigen und wartungsfähigen Dränage nach DIN 4095 „Dränung des Untergrundes zum Schutz baulicher Anlagen“ einzuplanen. Diese ist längs der Südflanke mit Gefälle nach Osten und dann nach Norden entlang der östlichen Giebelwand um den Neubau herum zu führen und an der dort abfallenden Böschungsoberfläche enden zu lassen.

Weitere Einzelheiten können noch besprochen werden, wenn eine Planung mit konkreten Lastenangaben vorliegt.



(Dr.-Ing. A. Kremer)

Anlagen: 1. Lagepläne
2. Schichten- und Rammprofile
3. Berechnungsausdrücke
4. Laborbericht