

Wie aus einer Kiesgrube eine tiefe Baugrube wird – Coop Schafisheim, Kanton Aargau (CH)

A. Ducksch, M. Ammann
Basler & Hofmann AG, Zürich

1 Einleitung

In Schafisheim, Kanton Aargau (Schweiz) realisierte der Grossverteiler Coop von 2012 bis 2016 eine komplett neue Produktions- und Verteilzentrale. Das Projekt umfasste dabei im Wesentlichen (siehe Abb. 1):

- eine neue regionale Verteilzentrale am bestehenden Standort samt Bahnanschluss (Bau A)
- die grösste Bäckerei- und Konditoreianlage der Schweiz, eine vollautomatische nationale Tiefkühl-Verteilzentrale, Büros sowie 1'300 Parkplätze in den Untergeschossen (Bau B)
- eine zur Beheizung der Bäckereiofen vorgesehene Biomassezentrale (Bau C)
- Verbindungsbauten zwischen Bau A und B mittels Passerelle sowie einem unterirdischen, 2-spurigen Verbindungstunnel für LKW

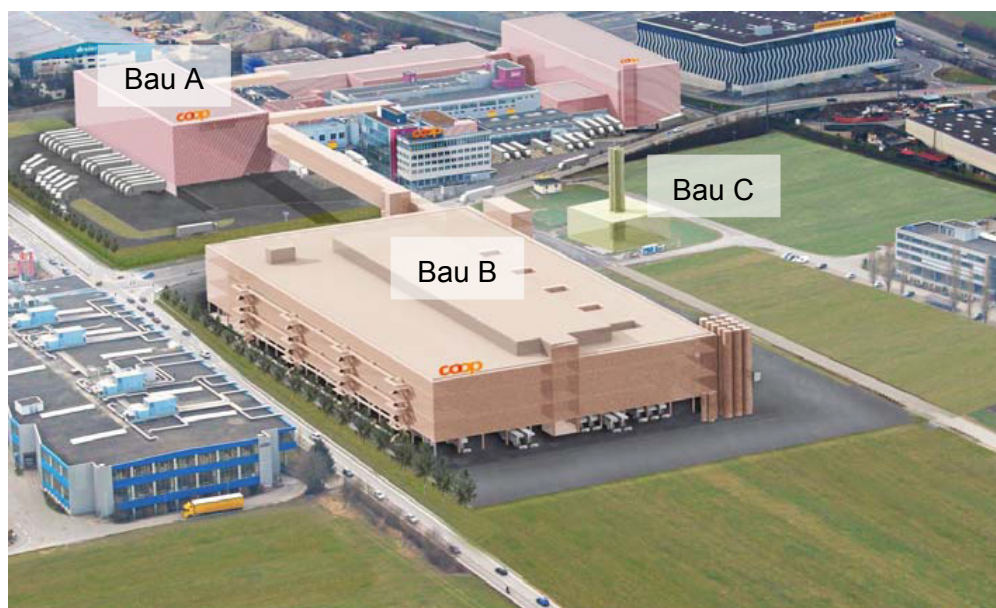


Abb. 1: Übersicht Neubauten Coop Schafisheim

Aussergewöhnlich war die Ausgangslage für das Projekt: Eine bis zu 40 m tiefe Kiesgrube (siehe Abb. 2). Das Gebiet befindet sich in einer (Kies-) Materialabbauzone mit überlagerter Industriezone. Aus übergeordnetem Interesse wurde das Neubauprojekt bereits in Angriff genommen, bevor die Kiesgrube vollständig ausgehoben worden war. Zudem befanden sich an der Peripherie der Kiesgrube und damit am unmittelbaren Projektperimeter angrenzend diverse Werkleitungen, Hauptverkehrsstrassen (Kantonsstrassen ausgelegt als Sondertransportrouten) und benachbarte Industriebauten.



Abb. 2: Ausgangslage: Bestehende Kiesgrube

Von den gesamthaft ca. 1 Mio. m³ umbautem Raum befinden sich mit den 5 Untergeschossen, welche primär für die Logistik und als Parkplätze genutzt werden, mehr als die Hälfte im Untergrund (siehe Abb. 3).

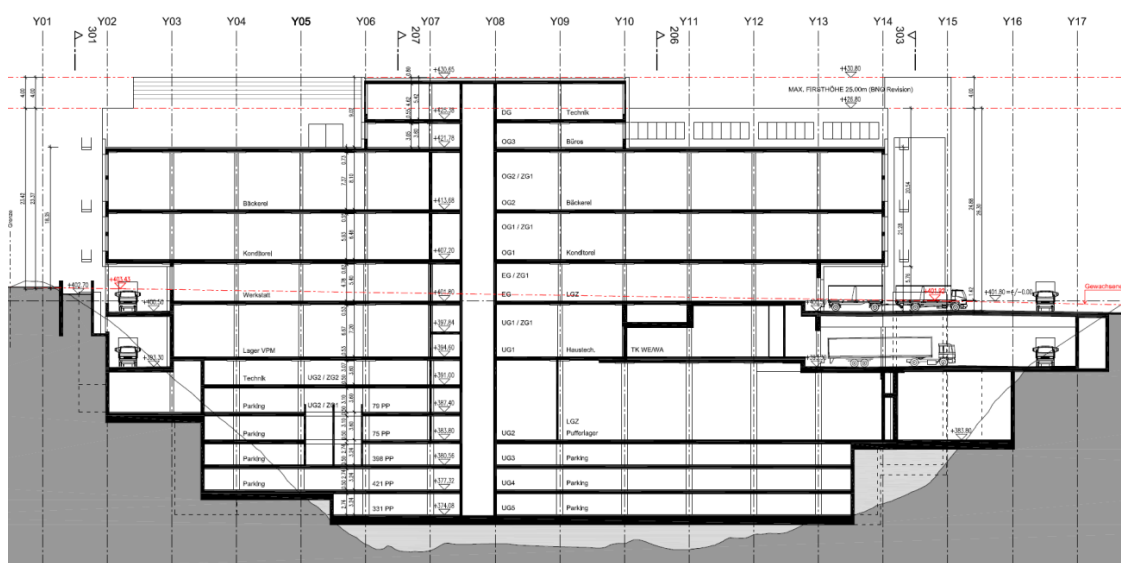


Abb. 3: Projektquerschnitt mit abgetreppten Untergeschossen

Es zeigte sich relativ schnell, dass ein tiefes "Loch" noch lange keine fertige Baugrube ist. Im Rahmen der Projektentwicklung wurde mittels Abtreppungen in den Untergeschossen angestrebt, der vorhandenen Kiesgrubengeometrie bestmöglich zu folgen. Die Raumgeometrie erforderte aber dennoch einen Platzbedarf, welcher deutlich grösser als die bestehende Kiesgrube war. Die 200 m lange, 100 m breite und 30 m tiefe Baugrube galt als grösste private Baustelle der Schweiz.

Mit den Neubauten wurden in Schafisheim über 1'000 zusätzliche Arbeitsplätze geschaffen. In der Bäckerei- und Konditoreianlage werden pro Jahr bis zu 60'000 Tonnen Brot und Backwaren verarbeitet. Unter der Leitung des Generalplaners IE Industrial Engineering Zürich AG durfte Basler & Hofmann AG als Bauingenieur unter anderem die Baugrube und Foundation für den Bau B bearbeiten. Erstere steht im vorliegenden Beitrag im Zentrum.

2 Geologie

Im Projektgebiet ist unter geringmächtigen Oberflächenschichten der für den Kiesabbau relevante Niederterrassen-Schotter anzutreffen. Der Baugrund ist in der bestehenden Kiesgrube – einem gigantischen Baggerschlitz gleich – grossräumig aufgeschlossen. Die Mächtigkeit des Schotter beträgt hier rund 40 bis 45 m. Er besteht grösstenteils aus sauberem, schichtweise schwach siltigem Kies mit reichlich Sand und Steinen sowie einzelnen Blöcken. In den obersten Metern ist der Schotter stärker siltig und im Kontaktbereich zu den Oberflächenschichten auch tonig ausgebildet. Der Schotter weist naturgemäss eine hohe bis sehr hohe Lagerungsdichte auf. Abb. 4 zeigt einen exemplarischen geologischen Schnitt.

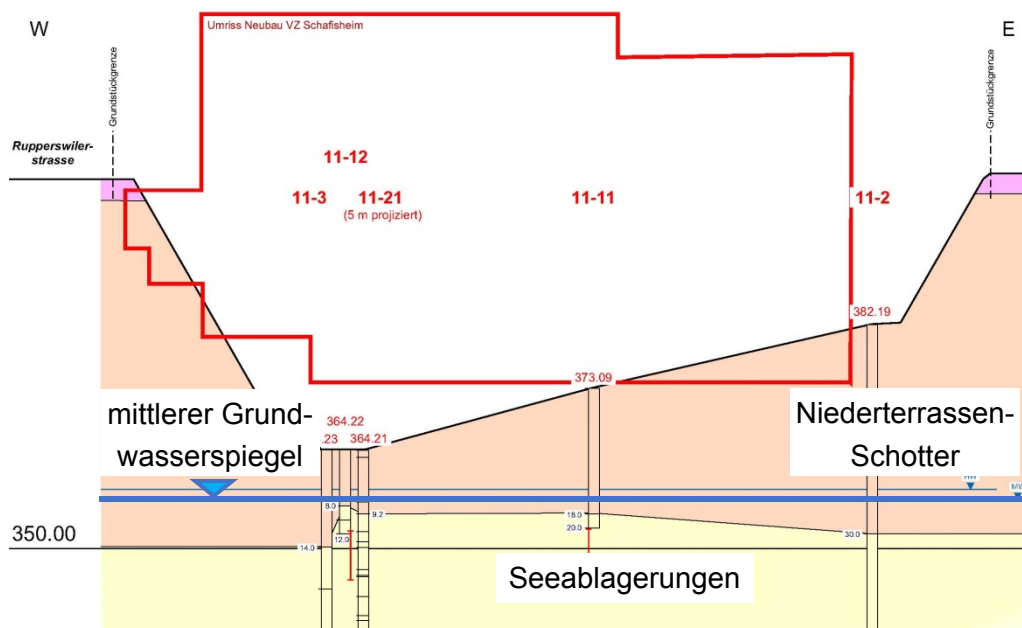


Abb. 4: Geologie, exemplarischer Schnitt (Quelle: Dr. H. Jäckli AG)

Unter dem Schotter liegen Schichten von Seeablagerungen aus mässig siltigem Feinsand mit einer Mächtigkeit von mindestens 25 m. Die Seeablagerungen sind schichtweise verkittet und dicht bis sehr dicht gelagert, spielen jedoch nur für die Fundation des Gebäudes eine wesentliche Rolle. Der Grundwasserspiegel verläuft rund 45 m unter der ursprünglichen Geländeoberfläche und ist somit für die Ausgestaltung und Ausführung der Baugrube nicht relevant.

3 Planung

3.1 Baugrubenkonzzept

Die unmittelbare Nähe zur Parzellengrenze erforderte einen senkrechten Baugrubenabschluss. Für die 30 m tiefe Baugrube wurde eine bis zu achtlagig verankerte Rühlwand mit einer Gesamtfläche von 7'000 m² geplant und ausgeführt. Da das Gebäude mit zunehmender Tiefe im Grundriss mehrfach zurückspringt, konnte der untere Teil der Baugrube am Fuss der Rühlwände bereichsweise geböschet ausgeführt werden. Für die aussenliegenden Fluchttreppenhäuser waren in den Böschungen zusätzlich Nagelwände erforderlich. Die Unterführung unter der Ruppertsweilerstrasse wurde unter Verkehr in Deckelbauweise mit einer gespriessten Rühlwand erstellt. Eine Übersicht zur Baugrube geben die folgenden Abb. 5 und 6.

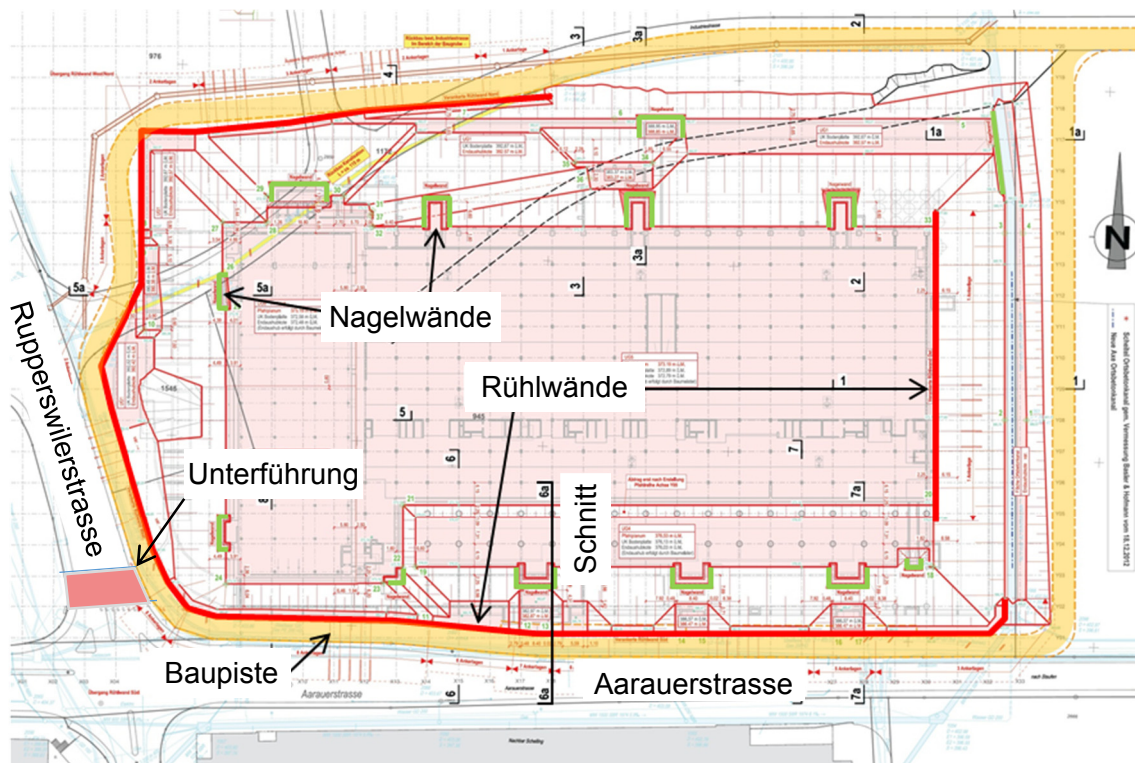


Abb. 5: Übersicht Baugrube

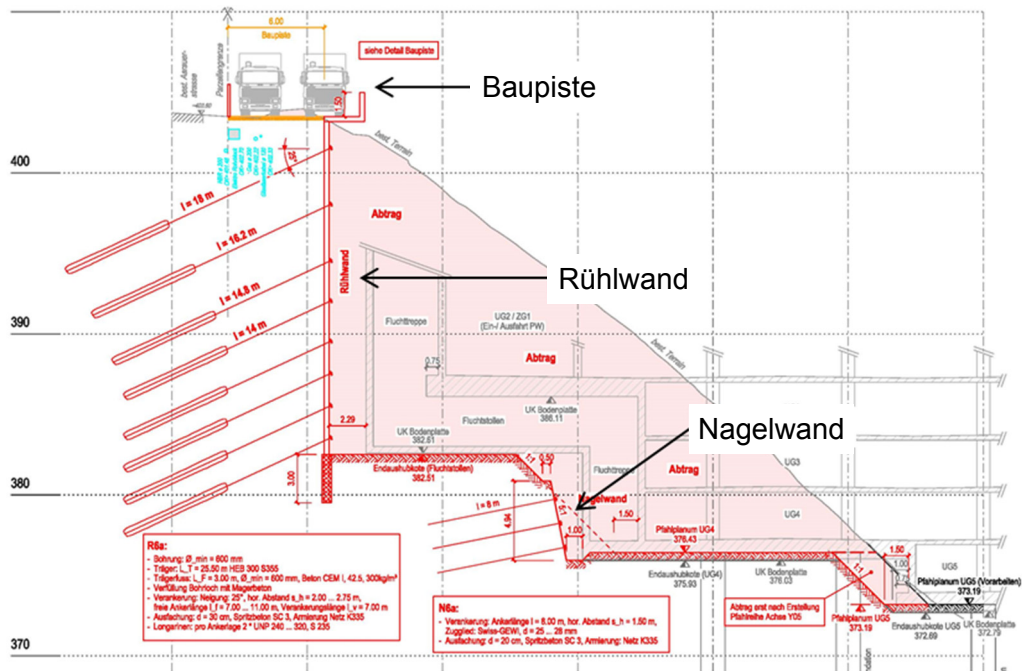


Abb. 6: Schnitt Baugrube

Die bestehende Grube war im Rahmen des Kiesabbaus an ihrem tiefsten Punkt bereits bis zu 40 m unter die ursprüngliche Geländeoberfläche ausgehoben worden. Da dieses Niveau 10 m unter der zukünftigen Bodenplatte lag, musste dieser Bereich vor den eigentlichen Baugrubenarbeiten zuerst wieder verfüllt werden. Hierzu wurden innerhalb der Kiesgrube 30'000 m³ Kies verschoben, in Lagen wieder eingebaut und verdichtet (siehe Abb. 7). Anschliessend wurden im Rahmen der Baugrubenarbeiten über 300'000 m³ Kies ausgehoben. Mit der Erstellung des Hochbaus wurden schliesslich wieder 120'000 m³ Kies aus der Umgebung hinterfüllt.



Abb. 7: Schütтарbeiten vor Baugrubenerstellung

Erwähnenswert ist auch das Fundationskonzept: Aufgrund der grossen Spannweite (8,4 x 8,4 m) und der hohen industriellen Nutzlasten des Gebäudes resultieren hohe Stützenlasten von über 25 MN (Bemessungsniveau). Die Fundation dieser Lasten erfolgt mit einer kombinierten Pfahl-Plattengründung bestehend aus über 280 Grossbohrpfählen mit einem Durchmesser von 1,5 m und einer rund 1 m mächtigen, verstärkungslosen Bodenplatte.

3.2 Baugrundkennwerte

Die bestehende Kiesgrube wies – wie im Kiesabbau üblich – Böschungsneigungen von 1:1 (45°) bis 3:2 (56°) respektive lokal noch steiler auf. Gemäss Baugrundgutachten durften aufgrund von Rückrechnungen für die relevante Kiesschicht ein mittlerer Reibungswinkel von $\phi = 40^\circ$ und eine Kohäsion von 40 kN/m² als geotechnische Erwartungswerte angenommen werden. Es wurde jedoch darauf hingewiesen, dass es sich um eine "technische Kohäsion infolge hoher Lagerungsdichte" handelt, die durch Witterungseinflüsse respektive "bei Auflockerung vollständig verloren" geht. Es war somit klar, dass diese Kohäsion bei den Baugrubenberechnungen nicht vollumfänglich berücksichtigt werden durfte. Gleichzeitig gebot die wirtschaftliche Planung, den positiven und vor Ort beobachtbaren Effekt zumindest im nicht oberflächennahen, ungestörten Bodenkörper zu berücksichtigen. Es stellten sich daher folgende Fragen:

- Wie wirkt sich eine aufgelockerte und somit kohäsionslose Schicht hinter der Rühlwand auf den resultierenden Erddruck aus?
- Die geotechnische Bemessung im 2D-Statik-Modell erforderte die Eingabe von horizontal homogenen Baugrundsichten. Welche äquivalente Kohäsion darf in diesem Fall für das Baugrundmodell angesetzt werden?

Die Fragen konnten mit einem Gedankenexperiment, unterstützt mit Finite-Element-Berechnungen wie folgt beantwortet werden: Modelliert wurde in 2D ein Volumen mit 10 m Höhe und 10 m Breite. Auf einer Seite wurde eine starre Baugrubenwand modelliert, dahinter eine kohäsionslose Bodenschicht mit variabler Breite, gefolgt von einer ungestörten Schicht mit der angegebenen Kohäsion von 40 kN/m². Nun wurde der Wand eine Bewegung zur Luftseite aufgezwungen (siehe Abb. 8).

Gemäss Lang et al. (2011) ist zur Erreichung eines aktiven Zustands eine Deformation ε_a von etwa 0,1% der Stützhöhe notwendig. Nach Erfahrungswerten treten bei Rühlwänden in vergleichbaren Böden Deformationen von ungefähr 0,2% der Stützhöhe auf. Dies wurde auch mit einem vorausgehenden Variantenstudium am kohäsionslosen Modell verifiziert. Für die weiteren Untersuchungen wurde daher eine Verformung von 2 cm auf die modellierte Wandhöhe von 10 m angenommen.

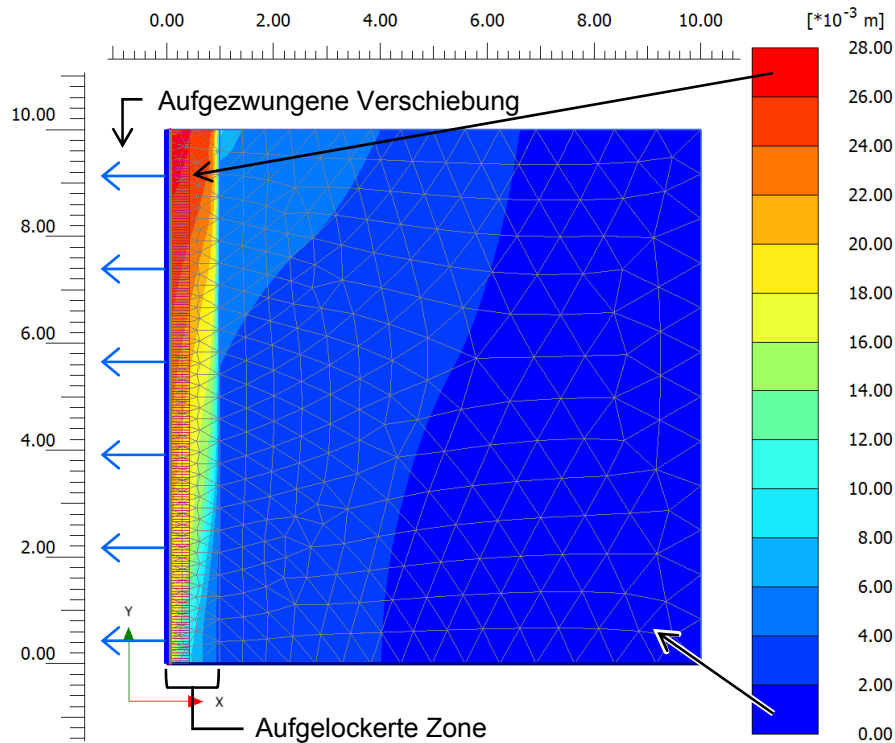


Abb. 8: Totale Verschiebungen im Finite-Elemente-Modell

Die Breite der kohäsionslosen Schicht wurde in mehreren Berechnungen variiert und gegen den auf die Baugrubenwand resultierenden Erddruck aufgetragen (siehe Abb. 9). Wie zu erwarten war, nimmt der Erddruck mit zunehmender Breite der aufgelockerten Schicht zu.

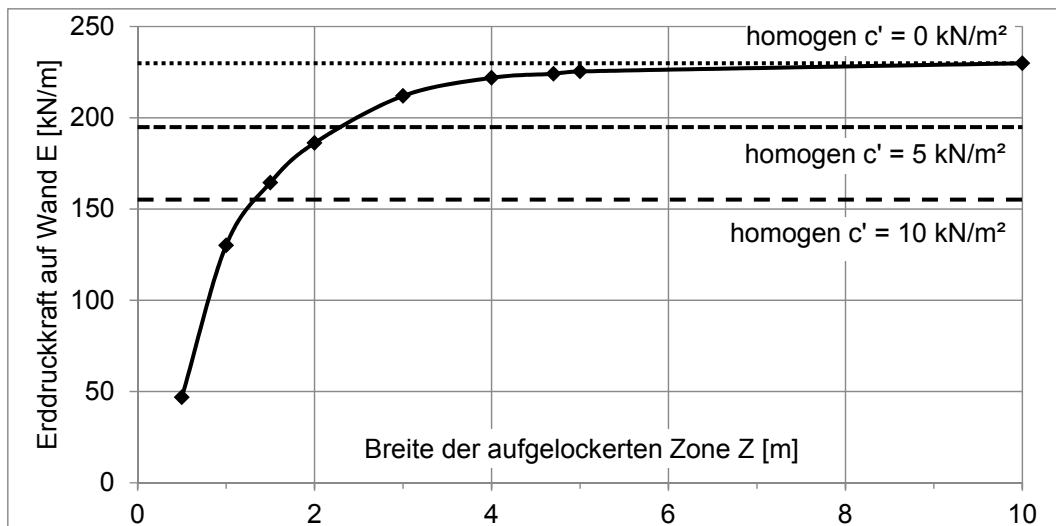


Abb. 9: Zusammenhang zwischen Breite der aufgelockerten Zone im Modell zur Erddruckkraft auf die Baugrubenwand

Für die Bestimmung einer über die massgebende Kiesschicht äquivalenten Kohäsion wurden neben den Berechnungen mit in der Breite variablen, aufgelockerten Zonen auch Modellierungen mit homogener, abgeminderter Kohäsion vorgenommen. Die Ergebnisse wurden gegen die zuvor ermittelten Resultate aufgezeichnet (siehe Abb. 9).

Die Grafik zeigt eine starke Zunahme des Erddrucks bei einer Breite der verwitterten Zone (Z) von 0 bis 2 m. Danach ist der Einfluss von Z deutlich kleiner. In Absprache mit dem Geologen wurde beurteilt, dass in der Realität ein $Z < 2$ m realistisch erscheint. Bei $Z = 2$ m ist der Erddruck ungefähr gleich gross wie bei einem Erdkörper mit einer homogenen Kohäsion von $c' = 5 \text{ kN/m}^2$. Daher wurde schliesslich dieser Wert für die erdstatischen Berechnungen verwendet. Einzig für die Gesamtstabilitätsnachweise in der tiefen Gleitfuge wurde eine höhere Kohäsion von $c' = 36 \text{ kN/m}^2$ angesetzt. Dieser normgemässe, charakteristische Wert wurde aus den Angaben des Baugrundgutachtens für den ungestörten Untergrund statistisch ermittelt.

3.3 Ankerkräfte

Die Ankerkräfte der vorgespannten Baugrubenanker wurden aus Erfahrungswerten bestimmt und mittels Versuchen vor Ort verifiziert. Zur Optimierung der Bauausführung wurden insbesondere verschiedene Verankerungslängen und unterschiedliche Aushärtungszeiten der verwendeten Injektionsmörtelmischung geprüft.

Die Anker wurden schliesslich als vorgespannte Gewindestabanker mit freier Länge ausgeführt. Mit den Versuchen konnte die Aushärtungszeit des Injektionsmörtels von sieben auf fünf Tage verkürzt werden. Dies ermöglichte einen rascheren Baufortschritt des Unternehmers. Insgesamt wurden knapp 900 Anker mit einer Gesamtlänge von je 14 bis 19 m erstellt. Die Anker erreichten im Schotter eine Bruchlast von 1'000 kN bei einer Verankerungslänge von 7 m.

3.4 Bemessung Baugrubenabschlüsse

Die Rühlwände wurden grundsätzlich mit einem 2D-Stabstatik-Programm bemessen. In Bereichen mit direkt an den Rühlwandfuss anschliessender Böschung wurden keine horizontalen, rückhaltenden Einbindekräfte (passiver Erdwiderstand) auf die Rühlwandträger berücksichtigt. Massgebend für die Positionierung der Ankerlagen waren die Biegemomente in den vertikalen Trägern (HEB 300, S355). Die Ankerkräfte wurden über zu Durchlaufträgern zusammengeschweisste Longarinen, bestehend aus zwei U-Profilen (UNP 240 bis 300, S 235), auf die Rühlwandträger übertragen.

Insbesondere die achtagig verankerten und bis zu 23 m hohen Rühlwände mit anschliessender Böschung wurden zusätzlich zweidimensional mit der Finite-Element-Methode (FEM) überprüft (siehe Abb. 10). Hiermit konnte auch die Gebrauchstauglichkeit des Baugrubensystems nachgewiesen werden. Es wurde ein Materialmodell gewählt, welches ein verfestigendes Verhalten des Untergrunds sowie vor allem eine erhöhte Steifigkeit bei kleinen Dehnungen berücksichtigt

(Hardening Soil, Small Strain Stiffness). Die dafür notwendigen Eingabeparameter konnten aus vorgängig zu den Planungsarbeiten ausgeführten Baugrunduntersuchungen gewonnen werden. Aufgrund der unmittelbaren Lage zu den Strassen und Werkleitungen wurden maximal zulässige, horizontale Deformationswerte von 30 mm definiert.

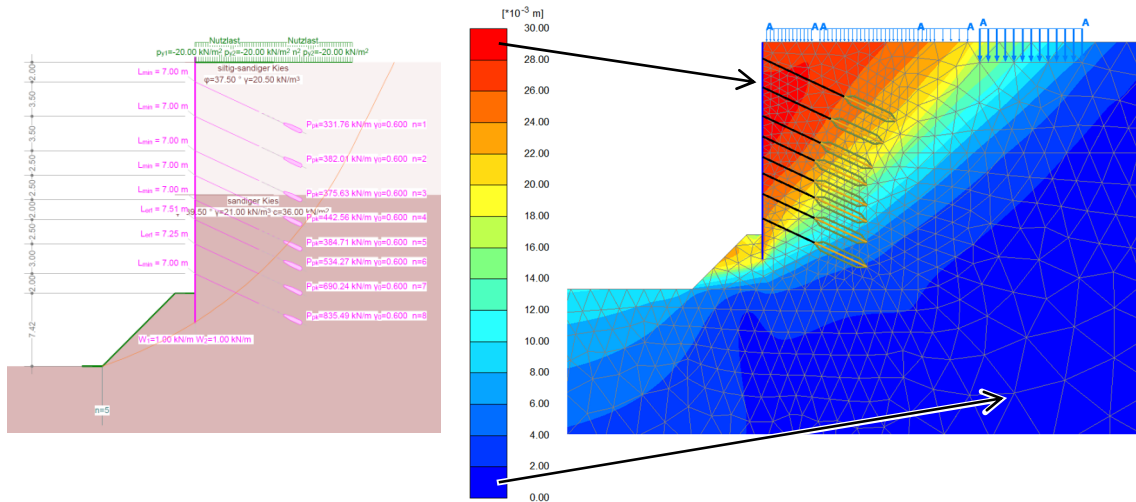


Abb. 10: Bemessungsmodelle: Stabstatik-Modell (links), 2D FEM (rechts)

Auf der Westseite des Gebäudes waren die Platzverhältnisse derart beschränkt, dass auf einen Arbeitsraum zwischen Rühlwand und Aussenwand verzichtet werden musste. In diesem Bereich wurden die Anker ohne Longarine direkt über vergrösserte Ankerplatten an die Rühlwandträger befestigt. In der Aussenwand des Gebäudes wurden entsprechend Öffnungen im Bereich der Anker vorgesehen. Nach dem Erstellen der Decke fungierte diese als Spriessplatte, die Anker konnten entspannt und die Öffnungen verschlossen werden (siehe Abb. 11).



Abb. 11: Ausschnitt Rühlwand mit Ankern auf Longarinen und direkt an Trägern angeschlossene Anker im Bereich der einhäuptigen Schalung

Für die Erstellung der aussenliegenden Fluchttreppenhäuser wurden in den Böschungen mit Nagelwänden gesicherte Nischen vorgesehen. Die Bemessung dieser 5:1 geneigten Nagelwände wurde ebenfalls mit einem spezialisierten Stabstatik-Programm vorgenommen. Die Böschungen oberhalb der Nagelwände wurden bis zum Fuss der darüber liegenden Rühlwände modelliert, der Erdkörper hinter der Rühlwand anschliessend als vertikale Last berücksichtigt. Die Gesamtstabilität wurde an einem kombinierten Gesamt-Modell zusammen mit der Rühlwand nachgewiesen. Die Böschungen innerhalb der Baugrube wurden mit einem Gefälle von 1:1 (45°) geplant.

4 Ausführung

4.1 Rühlwände

Die Erstellung der Rühlwände stellte die Planer und die ausführende Unternehmung vor einige Herausforderungen. Der Arbeitsraum für die Einbringung der Rühlwandträger war stark eingeschränkt. Zwischen den Kantonsstrassen und dem Böschungsrand der Kiesgrube betrug dieser bereichsweise nur etwa 4 m. Damit die Standsicherheit der Böschung jederzeit gewährleistet werden konnte, musste das 100 Tonnen schwere Bohrgerät auf eine lastverteilende Baggermatratze (mit Stahlseilen zusammengebundene Baumstämme) gestellt werden und durfte sich nur im Bereich der bereits erstellten Rühlwandträger bewegen. Mit diesem "Vor Kopf"-Erstellen war das Bohrgerät stets im gesicherten Bereich unterwegs. Darüber hinaus musste eine Spur der Kantonshauptstrasse temporär gesperrt werden.

Im Streifen zwischen Kantonstrasse und Böschungsrand lagen ausserdem verschiedene Werkleitungen im Erdreich, unter anderem eine Gas-Hochdruckleitung und ein Glasfaserkabel. Da der Bereich später auch als Lastkraftwagenpiste für die Baulogistik genutzt werden sollte, wurden die Werkleitungen vorgängig teilweise umgelegt und mit einer lastverteilenden Betonplatte geschützt.

Eine weitere Herausforderung war das Einbringen der bis zu 28 m langen Rühlwandträger (siehe Abb. 12). Vom Projektverfasser wurde ursprünglich vorgesehen, die überlangen Träger in zwei Teilen anzuliefern und auf der Baustelle kraftschlüssig zu verschweissen. Ausgeführt wurde schliesslich der Vorschlag des Unternehmers: Die Träger wurden in einem Stück per Bahn (Bahnanschluss Bau A) angeliefert. Für das Versetzen der Träger musste ein separater, maximal ausgefahrener Raupen-Teleskopkran beigezogen werden. Somit konnten aufwändige Baustellenschweissungen vermieden werden.



Abb. 12: Rühlwandarbeiten: Einbringen der bis zu 28 m langen Träger (links), Spritzbetonarbeiten (rechts)

Die Bohrlöcher wurden anschliessend im Bereich des Trägerfusses ausbetoniert und im oberen Bereich verfüllt. Einer Füllung mit Magerbeton wurde der Vorzug gegeben, um ein unkontrolliertes Ausrieseln des normalerweise lose eingefüllten Aushubmaterials beim Aushub für die Ausfachungsetappen zu verhindern.

Insbesondere bei der Erstellung der ersten Etappe stand für die Aushub-, Ausfachungs- und Ankerarbeiten aufgrund der hinter der Rühlwand steil abfallenden Böschung nur sehr beschränkt Platz zur Verfügung. Der ausführende Unternehmer konnte jedoch die Schaffung eines Arbeitsplanums bewerkstelligen. Auf ein aufwendiges Arbeiten von der Baupiste aus sowie auf den Einsatz von hängenden Plattformen konnte somit auch in den ersten Etappen verzichtet werden.

4.2 Baulogistik

Die Baupiste wurde während der nachfolgenden Rohbauphase für die Anlieferung der Baustelle rege genutzt. Das Logistikkonzept sah eine ringförmige Baustellener-schliessung rund um die Baugrube vor. Aufgrund der engen Platzverhältnisse zwischen Kantonsstrasse und Rühlwand konnte diese Baupiste nur einspurig ausgeführt werden. Die Nordwestecke der Baugrube musste sogar mit einer bis zu 6 m spannenden Stahlkonstruktion überbrückt werden. Um auf der über 200 m messenden Südseite ein Überholen von wartenden Lastwagen zu ermöglichen, wurden auf die Rühlwand zwei 50 m lange, für LKW befahrbare und 2 m auskragende Logistik-plattformen aufgesetzt (siehe Abb. 13). Die Plattformen wurden mit Stahlplatten

eingedeckt und mit massiven HEB-Profilen als Leitschranke versehen. Die auskragende Last wurde einerseits auf die dafür bemessenen Rühlwandträger abgegeben, andererseits über ein Gegengewicht in Form eines Betonriegels unterhalb der Baupiste ausbalanciert.



Abb. 13: Erstellung der auskragenden Logistikplattformen

Auf der übrigen Länge des Baugrubenrandes wurden die Rühlwandträger 1,5 m über das Terrain geführt und ebenfalls mit HEB-Profilen als Fall- resp. Anprallschutz für die Baustellenfahrzeuge beplankt. Die Anprallkraft auf die Rühlwandträger wurde in der Bemessung entsprechend berücksichtigt. Hierbei konnte in Absprache mit der Bewilligungsbehörde der Wert für langsam verkehrende LKW auf der Baupiste angesetzt werden. Zur Kantonsstrasse hin musste dafür die Baustelle mit New Jersey-Elementen abgesperrt werden, sodass auf den Baugrubenabschluss keine Anprallkräfte aus dem Überlandverkehr berücksichtigt werden mussten.

Noch während der Aushubarbeiten wurde in der bereits geplanten Mitte der entstehenden Baugrube mit der Erstellung der Fundationspfähle begonnen. Ebenfalls überlappend startete der Unternehmer mit dem Betonieren der Bodenplatte und den Hochbauarbeiten (siehe Abb. 14). Die engen räumlichen Bedingungen und die teilweise parallel laufenden Arbeiten mit mehreren Unternehmern bedeuteten einen erhöhten Koordinationsaufwand seitens der Bauunternehmer aber insbesondere auch der Bauleitung.



Abb. 14: Ansicht Baugrube zu Beginn des Rohbaus (Bild: Alexander Sauer)

5 Überwachung

Die grosse Tiefe der Baugrube sowie ihre exponierte Lage angrenzend an Hauptverkehrsachsen und umliegende Gebäude geboten eine umfassende geotechnische Überwachung, welche auch mit den Behörden abgestimmt werden musste. Hierzu wurden mehrere Systeme mit unterschiedlicher Messintensität eingesetzt. Abb. 15 gibt einen Überblick über die räumliche Verteilung der eingesetzten Messsysteme.

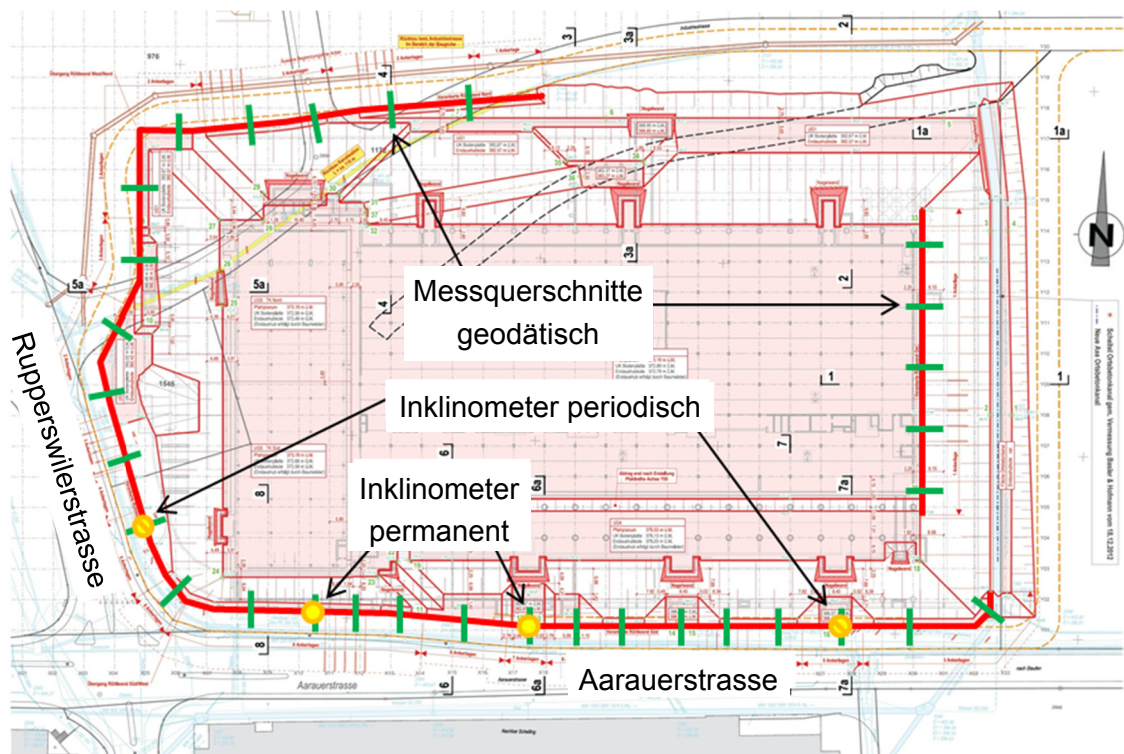


Abb. 15: Übersicht Messsysteme (Ankermessungen nicht dargestellt)

5.1 Permanente Überwachung

Zur Messung der Deformationen der Rühlwände im Bau- und Endzustand der Baugrube wurden entlang der Süd- und Westseite im Abstand von 60 bis 80 m Inklinometerrohre an den Rühlwandträgern befestigt. Zwei dieser Inklinometerrohre wurden mit permanent aufzeichnenden Messgeräten ausgerüstet. Ebenfalls auf der Süd- und Westseite wurden zehn Anker auf verschiedenen Lagen mit Kraftmessdosen versehen, die alle 30 Minuten automatisch den aktuellen Wert aufzeichneten. Die Daten dieser beiden Überwachungssysteme wurden direkt auf eine Internet-Plattform übertragen, wo sie visualisiert und ausgewertet werden konnten. Ebenfalls war es möglich, zu den einzelnen Messungen Alarmwerte zu definieren. Bei deren Überschreitung wurden durch das System automatisch Benachrichtigungs-SMS an die Bauleitung und den Unternehmer versandt.

Diese permanenten Messsysteme lieferten zuverlässig aktuelle Werte zum Zustand der Baugrube. Nichts desto trotz musste mehrmals manuell eingegriffen werden. Beim Abspitzen der Rühlwandträger-Umhüllung (Magerbeton) wurde das Schutzrohr der Inklinometerrohre getroffen. Dadurch resultierte ein Ausschlag der Messresultate, der in der Auswertung korrigiert werden musste. Mithilfe der Resultate der periodischen, geodätischen Messresultate (siehe Kap. 5.2) konnte aufgezeigt werden, dass nur die Messung beeinflusst worden war, die Rühlwand sich jedoch wie erwartet nicht verschoben hatte.

Die kontinuierlich aufgezeichneten Ankermesswerte wiesen im Tagesverlauf Schwankungen von bis zu 15% auf. Mit den fallenden Temperaturen im Herbst wurde zusätzlich eine tendenzielle Kraftabnahme registriert, was sich mit den Resultaten der periodisch gemessenen Anker jedoch nicht deckte. Mit der Gegenüberstellung der Ankerkräfte und der ebenfalls im Halbstundenrhythmus gemessenen Aussentemperatur konnte pro Anker ein charakteristischer, linearer Zusammenhang ermittelt werden. Daraus konnte eine einfache Korrekturfunktion entwickelt und ins Online-System eingespeist werden. Ausgegeben und mit den Alarmwerten versehen wurden anschliessend die berichtigten Werte, wodurch Fehlalarme deutlich reduziert werden konnten (siehe Abb. 16). Die Grösse und der Verlauf dieser Werte deckten sich nun mit den in der Baugrubenstatik berechneten Werten sowie den periodisch gemessenen Ankerkräften.

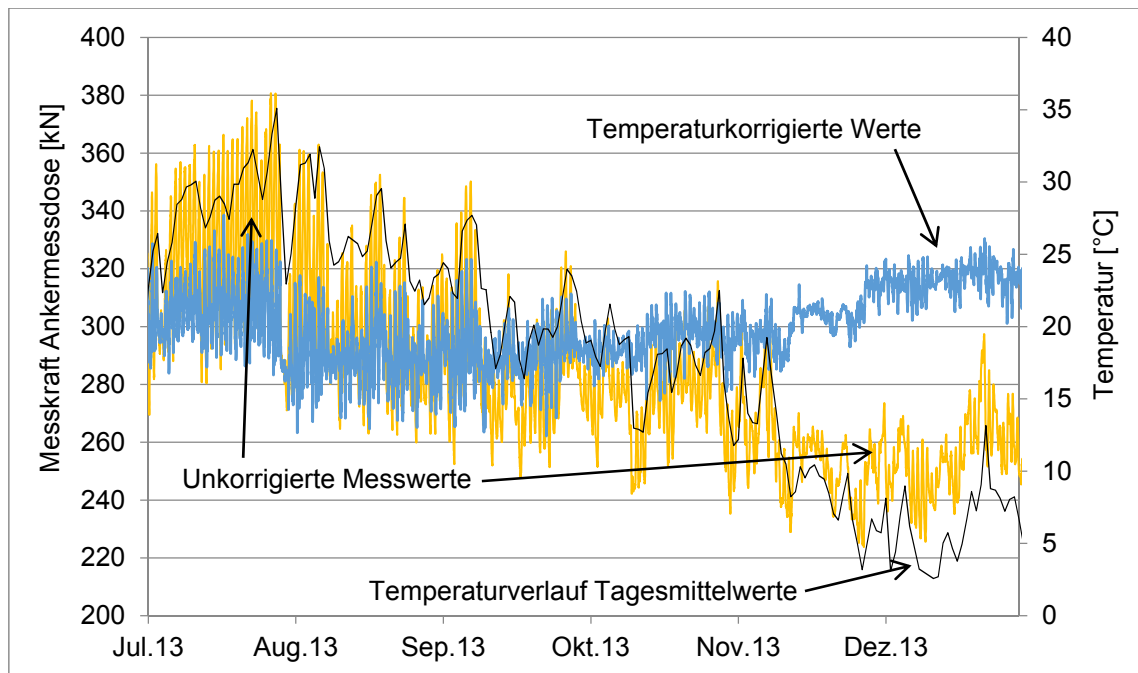


Abb. 16: Verlauf automatische Ankerkraftmessung Anker S1.099

5.2 Periodische Messungen

Ergänzt wurden die permanenten Messungen mit zwei zusätzlichen, periodisch gemessenen Inklinometerrohren sowie 25 manuellen Messankern. Die Messanker wurden mindestens im Wochenrhythmus abgelesen, die Inklinometerrohre wurden ca. einmal pro Monat ausgelotet.

Zusätzlich wurden rund um die Baugrube über 80 geodätische Messpunkte definiert. Diese wurden im horizontalen Abstand von ca. 20 m jeweils auf zwei bis drei Höhenlagen angebracht, um neben den horizontalen Verschiebungen auch Verkippungen der Rühlwände feststellen zu können. Die gesamte Baugrube wurde je nach Intensität der Bauarbeiten im Ein- bis Zweiwochenabstand vermessen, während der Rohbauphase wurde der jeweils noch sichtbare resp. verbliebene Teil der Baugrubenabschlüsse quartalsweise überprüft.

5.3 Gesamtsystem Überwachung

Die permanente Überwachung ausgewählter Punkte lieferte zeitnah Ergebnisse und konnte bei allfälligen, unvorhergesehenen Ereignissen Alarm auslösen. Die ergänzenden, periodischen Aufnahmen erlaubten eine kostengünstige Messung einer Grosszahl von Punkten. Durch die Kombination der beiden Systeme konnte mit einem wirtschaftlichen Aufwand das Ziel erreicht werden, die Baustelle umfassend und aktuell überwachen zu können.

6 Zusammenfassung

Die gewonnenen Messresultate der Baugrubenüberwachung deckten sich mit den in der Baugrubenstatik vorhergesagten Verformungen und Kräfte. Dies bestätigte schliesslich die getroffenen Annahmen und Berechnungsmethoden in der Planung. An den umliegenden Gebäuden, Strassen und Werkleitungen wurden keine unzulässigen Deformationen oder Schäden festgestellt.

Der vorliegende Bericht zeigt auf, dass eine Optimierung der geotechnischen Bemessung in Kombination mit einer adäquaten Überwachung auch für tiefe Baugruben bei guten Böden möglich und zielführend ist. Zu konservative Annahmen und standardmässiges Vorgehen führen zu unwirtschaftlichen Lösungen. Auf der anderen Seite birgt ein zu progressives Vorgehen im Rahmen der Baugrundbeurteilung sowie in der Bemessung Gefahren von möglichen Schäden – hier steht die ingenieurmässige Beurteilung wie wohl in keiner anderen Disziplin derart im Vordergrund. Mit durchdachten, innovativen Lösungen kann dagegen eine wirtschaftliche, nachvollziehbare und belastbare Lösung der Aufgabenstellung entwickelt werden.

7 Literatur

Dr. Heinrich Jäckli AG (2012)

Geologisch-geotechnischer Bericht, Coop LoBOS VZS, Ruppertsweilerstrasse Schafisheim / AG.

Lang, H.-J., Huder, J., Amann, P., Puzrin, A.M. (2011)

Bodenmechanik und Grundbau.