



- BIM-basierte Kollaboration
- BIM-basierte Instandhaltung von Ingenieurbauwerken mit Monitoringsystemen
- Machine Learning Prognose von Messdaten des Bauwerksmonitorings
- Nichtlineare Optimierungsprozesse im Bauingenieurwesen
- Dünenerosionen an der Ostseeküste
- Zu Schlos Sprengungen bei kombinierten Spundwänden
- Baugrube und Gründung des Forschungszentrums von Roche in Basel
- Technischer Jahresbericht 2020 der EAU

Automatisierungsaspekte bei der Planung von Baugrube und Gründung eines Forschungszentrums

Im Zuge der Planung und Ausführung der Baugrube und Gründung des zukünftigen Forschungszentrums von Roche in Basel wurden viele Herausforderungen bewältigt, indem automatisierte Verfahren und digitale Methoden konsequent im Spezialtiefbau angewendet wurden. Das Projekt befindet sich innerstädtisch am Rande des Industrie- und Forschungsareals von Roche mit sensibler Nachbarbebauung. Oberirdisch besteht das Forschungszentrum aus vier Gebäuden mit von Westen nach Osten zunehmenden Höhen von 18 bis 115 m. Diese vier Gebäude sind durch einen gemeinsamen, 140 m langen, 70 m breiten und 22 m tiefen sechsstöckigen Kellerkasten verbunden. Am Standort wurde bereits in den 1970er-Jahren eine Schlitzwand für eine Baugrube mit gleichen Abmaßen erstellt. Zur Reduktion von Bauzeit und Investitionskosten wurde diese 45 Jahre alte Schlitzwand als Baugrubensicherung reaktiviert und der vorhandene Kellerkasten durch einen Neubau ersetzt. Die bestehende Schlitzwand wurde mit bis zu fünf Ankerlagen gegen den Erddruck und den 12 m hohen Wasserdruck im Baugrund gesichert. Die Gründung wurde als kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) mit einer 1,5 m mächtigen Bodenplatte und 178 Großbohrpfählen bemessen. Die Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,2 m und Längen von 10 bis 28 m wurden 12 m unter dem Grundwasserspiegel von der Baugrubensohle aus hergestellt. Durch die Automatisierung der KPP-Iteration wurden der Berechnungsaufwand für die Planer und die Kosten für den Bauherrn deutlich reduziert.

Stichworte Gründung; kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP); innerstädtisch; Baugrube; Finite-Elemente-Methode (FEM); Geotechnik; Automatisierung; BIM

Excavation pit and foundation of a research center

During planning and construction of the excavation pit and foundation of the new research center of Roche in Basel (Switzerland), several challenges have been solved by applying automated procedures and digital methods in civil engineering. The project is located in an urban area on the periphery of the industrial and research site of Roche with sensitive neighbouring buildings. Above ground, the research center consists of four buildings with heights increasing from west to east between 18 and 115 m. These four buildings share a 140 m long, 70 m wide and 22 m deep six-storey basement. At site, a diaphragm wall was constructed in the 1970s for an excavation pit with the same dimensions. This 45-year-old diaphragm wall has been reactivated as excavation pit support for cost- and time-saving reasons and the existing basement had to be replaced by a new one. The existing diaphragm wall was secured with up to five anchor layers to withstand the earth pressure and the 12 m high water pressure in the highly permeable subsoil. The foundation was designed as a combined piled raft foundation (CPRF) with a 1.5 m thick raft and 178 heavy-duty bored piles. The heavy-duty bored piles with a diameter of 120 cm and lengths of 10 to 28 m were constructed 12 m below groundwater level from the bottom of the excavation pit. By automating the CPRF iteration procedure the planning expenses and the construction costs were significantly reduced.

Keywords foundation; combined piled raft foundation (CPRF); urban area; excavation pit; finite element method (FEM); automation; geotechnics

1 Projektübersicht

Das zukünftige Forschungszentrum liegt am westlichen Ende des Areals von Hoffmann La-Roche in Basel und besteht oberirdisch aus vier Gebäuden: einem Konferenzgebäude, einem Bürogebäude sowie zwei Laborhochhäusern. Bild 1 zeigt eine Visualisierung des fertigen Projekts mit den angrenzenden Nachbargebäuden.

Unterirdisch sind alle vier Gebäude des Neubaus über eine gemeinsame mehrgeschossige Tiefgarage verbunden, für deren Herstellung eine 140 m lange, 70 m breite und 22 m tiefe Baugrube notwendig war. Da für den bestehenden Bau 74 eine Baugrubensicherung in Form einer Schlitzwand noch im Untergrund vorhanden war, wurde diese zur Sicherung der Baugrube wiederverwendet. Dieses Vorgehen ergab für den Bauherrn deutliche Zeit- und Kostenvorteile:

- Durch die Wiederverwendung der bestehenden Schlitzwand musste keine neue Baugrubenwand an gleicher Stelle hergestellt werden. Diese Herstellung wäre aus Platzgründen erst nach dem Abbruch des oberirdischen Bestands möglich, hätte eine gewisse Zeit für die Herstellung benötigt, hätte außerhalb der bestehenden Schlitzwand liegen müssen (genehmigungsrechtliche Fragen) und hätte entsprechende Kosten verursacht.
- Da die Schlitzwand bereits vorhanden war, konnten noch vor der vollständigen Räumung des Altbestands und parallel zum inneren Rückbau und späteren Abbruch die Litzenanker für die Rückverankerungen aus den früheren Parkgeschossen des Altbestands heraus erstellt und so eine erhebliche Zeiteinsparung erreicht werden.



Bild 1 Übersicht zukünftiges Forschungszentrum von Roche in Basel (Visualisierung, Blick nach Nordost)
Overview of the upcoming research center of Roche in Basel (visualization, view towards northeast)

Die Gründung des Forschungszentrums wurde mit einer kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) realisiert, deren Gründungspfähle von der Baugrubensohle aus erstellt wurden.

2 Baugrund

Der anstehende Baugrund besteht oberflächennah aus künstlichen Auffüllungen, die ab ca. 2 m Tiefe durch den anstehenden, dicht gelagerten Niederterrassenschotter abgelöst werden. Innerhalb des Schotters treten stark zementierte Bereiche, sog. Nagelfluhbänke, auf. Ab ca. 16 m unter GOK steht das veränderlich feste Gestein der Molasse, bestehend aus Elsässer Molasse und Cyrenenmergel, an. Der mittlere Grundwasserspiegel liegt ca. 11,7 m unter GOK und steigt im Hochwasserfall auf ca. 10,2 m unter GOK an. Bild 2 zeigt den 3-D-Schichtverlauf außerhalb der Baugrube auf der Südseite und Tab. 1 enthält die charakteristischen Baugrundkennwerte.

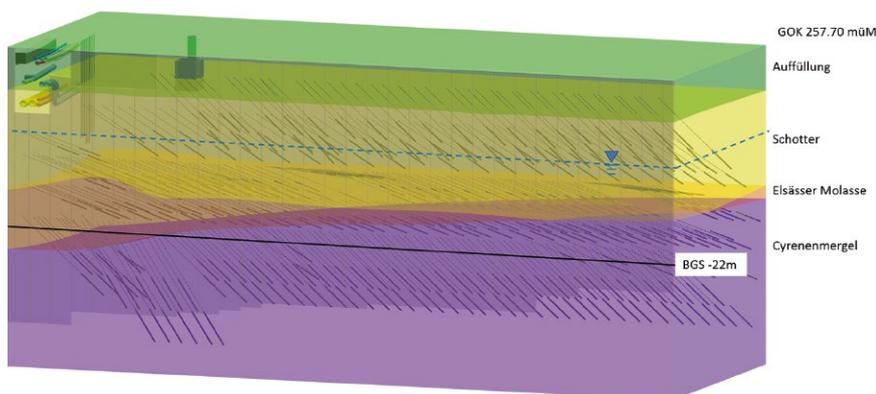


Bild 2 Ansicht der Südseite der Baugrube mit 3-D-Baugrundmodell gem. geologischem Gutachten und Anker
3-D view of the southern side of the construction pit with anchors, according to the geological report

3 Bestehende Schlitzwand

Die bestehende Schlitzwand wurde 1973 sowohl als Baugrubensicherung als auch als Teil der Tragstruktur des Bau 74 erstellt. Die Unterkante der Schlitzwand liegt zwischen 25 m und 35 m unter der GOK. Während der Bauzeit 1973–1974 wurde die Schlitzwand durch Litzenanker gesichert. Im Zuge der Erstellung der Untergeschosse wurden die Decken des Kellerkastens bis an die Schlitzwand betoniert, die Anker entspannt und abgedichtet. Die einzelnen Lamellen haben eine nominelle Wandstärke von 80 cm und wurden in Elementbreiten von 2,5 m und 5,0 m mit Greifern ausgehoben (Bild 3).

4 Baugrubensicherung

4.1 Baugrubenstatik

Die Baugrubenwand des Forschungszentrums wurde mit vier bis fünf Ankerlagen rückverankert (Bild 4) und ein erhöht aktiver Erddruck gem. EAB EB22 Ziffer 3 [2] mit einer realitätsnahen Erddruckumlagerungsfigur angesetzt [3].

Auf Basis der neuen Randbedingungen ergab sich in der Statik in manchen Schnitten eine erforderliche Einbindelänge der Schlitzwand, die größer als die vorhandene Einbindelänge (bereichsweise nur 2,3 m) ist. Überlegungen, die Schlitzwand nach unten hin zu verlängern – bspw. über Mikropfähle oder Injektionsarbeiten –, wurden mit Blick auf Kosten und Aufwand verworfen. Als Lösung wurde durch eine stärkere Verankerung der Schlitzwand eine Erddruckumlagerung von unterhalb der Baugrubensohle (BGS) nach oben erzwungen und damit der „fehlende“ Erdwiderstand vor der Wand durch die Ankerlagen ausgeglichen. Als Ergebnis wurden die unteren Ankerlagen in Bereichen mit zu geringer Einbindetiefe der Schlitzwand in einem engeren Raster gesetzt.

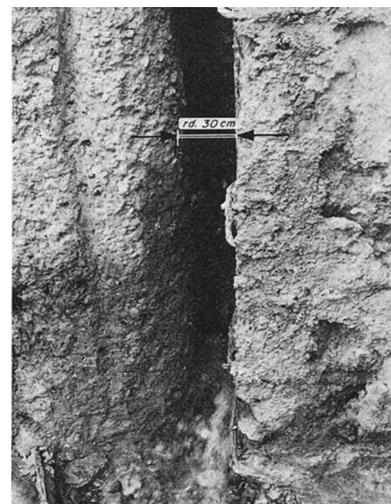


Bild 3 Klaffende Fuge der Schlitzwand mit Wassertritt aus dem Jahre 1974, aus [1]
Gaping joint of the diaphragm wall with water intrusion in 1974, from [1]

Tab. 1 Bodenkennwerte
Soil parameters

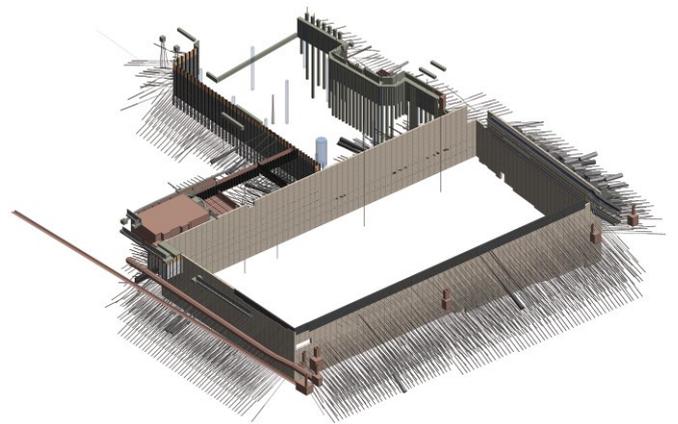
Homogenbereich	Bezeichnung	Wichte (kN/m ³)	Reibungswinkel (°)	Kohäsion (kN/m ²)	Ankertragfähigkeit (kN)
		γ	φ'	c'	$R_{a,k}$
Auffüllung	Auffüllung	20	29	0	–
Schotter	Niederterrassenschotter	23	38	0	1600
Molasse	Elsässer Molasse	21	27,5	50	1200
	Cyrenenmergel	22	29	75	1200

**Bild 4** Panoramabild aus der Baugrube mit Abbrucharbeiten auf der Gründungssohle (Blick nach Osten)
Panorama picture of the excavation pit from the foundation level during demolition (view towards east)

4.2 Modellunterstützte Anordnung von Anker

Die gesamte Baugrubensicherung, die Geologie, alle relevanten Leitungen, Untergeschosse der Nachbargebäude und die Sicherungselemente der Nachbarbaugrube wurden in einem gemeinsamen 3-D-BIM-Modell abgebildet (Bild 5). Die Anker wurden explizit im 3-D-BIM-Modell eingefügt, wobei zusätzlich zur Bauteilgeometrie auch Toleranzen für die Ankerbohrungen (SIA 267 [4]: 3% Abweichung) modelliert und das Potenzial für Ankerkollisionen automatisiert ermittelt wurde. Für die Ausführung wurden für relevante Anker Bohrlochvermessungen ausgeführt, um den tatsächlichen Verlauf der Ankerbohrung im 3-D-Modell abzubilden und damit Kollisionen zu verhindern.

Die Messdaten der Bohrlochvermessung wurden durch die Baufirma dem Planer digital zugestellt. Durch eine selbst entwickelte Automatisierung der Verarbeitung dieser Daten und Implementierung mit Prüfung im 3-D-Modell konnte innerhalb von 30 min eine Beurteilung der Ankerbohrung erfolgen und entweder ein Weiterbohren zugelassen oder direkt Ersatzanker angeordnet werden. Bild 6 zeigt exemplarisch den Konfliktbereich im Norden zwischen der Baugrube und der angrenzenden Nachbarbaugrube. In Grün sind die erfolgreich erstellten, in Gelb und Violett die umgeplanten Anker gekennzeichnet. In

**Bild 5** 3-D-Modell der Schlitzwand mit allen Anker des Neubaus sowie der Nachbarbaugrube (gesamthaft über 2000 Anker)
3-D model of the diaphragm wall with all the anchors of the new and of the neighboring construction pit (more than 2 000 anchors in total)

Weiß sind die gemessenen Verläufe der Ankerbohrungen inkl. Prognose des weiteren Bohrungsverlaufs dargestellt.

4.3 Ausführung der Ankerarbeiten

Aufgrund des engen Zeitplans waren bei der Ausführung bis zu zwölf Ankerbohrgeräte zeitgleich in den Unterge-

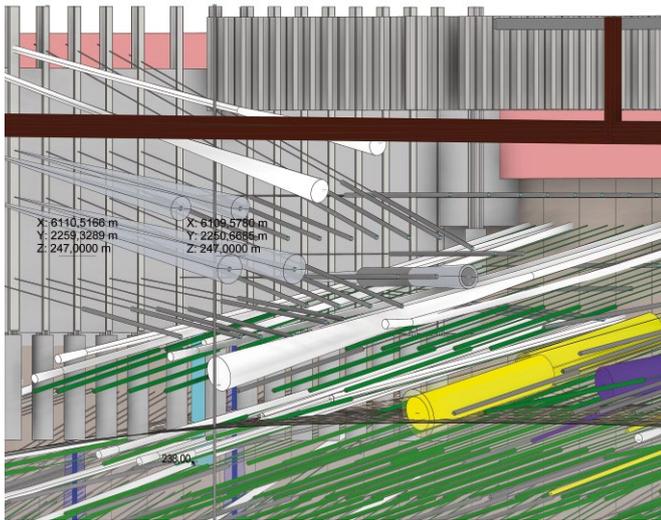


Bild 6 Beispiel für den Konfliktbereich sich überschneidender Anker (weiß: vorhandene Bohrlochmessungen, grün: erstellte Anker, gelb/violett: umgeplante Anker, braun: Abwasserleitungen, rosa: Kabelkanal, grau: Bestandsanker)
Example of the conflict area of overlapping anchors (white: existing borehole measurements, green: already built anchors, yellow/violet: replanned anchors, brown: sewage pipes, pink: cable duct, gray: preexisting anchors)



Bild 7 Extrem beengte Platzverhältnisse bei Ankererstellung aus Bestand
Extremely tight space conditions during anchor drilling in the existing structure

schossen des Bestands im Einsatz, um die insgesamt 1739 Anker innerhalb von sechs Monaten zu erstellen (Bild 7). Weitere Ausführungsdetails sind in [3] beschrieben.

4.4 Bohrlochvermessung und erhöhte Bohrgenauigkeit

Für die Bohrgenauigkeit der Ankerbohrungen wurde die Regelung nach SIA 267 verschärft und von der Baufirma eine Bohrgenauigkeit von 2% verlangt. Aufgrund der Staffelung der Anker in der Länge wurden Ankerlängen von bis zu 34 m erstellt. Durch den Einsatz von Klein- bzw. Kellerbohrgeräten und die beschränkten Platzverhältnisse

Tab. 2 Ergebnis der Abweichungen der Ankerbohrungen auf Basis der Bohrlochvermessungen
Results of the borehole deviations of the anchors based on borehole surveys

	vertikal	horizontal
Abweichung < 2%	77 Stk.	169 Stk.
	41%	89%
Abweichung < 3% gem. SIA 267 [4]	127 Stk.	186 Stk.
	67%	98%

konnten meist nur 1-m-Rohrschüsse verwendet werden. Dies führte in Kombination mit den harten Nagelfluhbänken bzw. dem variierenden Übergangsbereich zwischen Schotter und Molasse im Baugrund zu teils sehr starken Abweichungen der Bohrungen.

Insgesamt wurden 190 der 1739 Ankerbohrungen vermessen. Durch den digitalen Datenaustausch der Ergebnisse der Bohrlochvermessung konnte der gemessene Bohrlochverlauf im 3-D-Modell voll integriert werden (Abschn. 4.2). Bei Messungen auf der halben Ankerlänge konnte der weitere Verlauf der Bohrung extrapoliert und kurzfristig eine Kollision abgewendet oder die Fortführung der Bohrung freigegeben werden.

Die statistische Auswertung der Bohrlochvermessungen in Tab. 2 zeigt deutlich, dass die in der Planung berücksichtigte Abweichung von 2% in der Horizontalen realistisch war (Bild 9). In der vertikalen Richtung hielten hingegen nur etwa 40% der gemessenen Ankerbohrungen die ausgeschriebene Toleranz ein (Bild 8).

Aufgrund der schwierigen Randbedingungen wurden insgesamt 220 Anker kurzfristig auf Basis des 3-D-Modells (Bilder 10, 11) neu bzw. umgeplant. Weitere Erkenntnisse im Zusammenhang mit der Baugrube sind in [3] näher beschrieben.

5 Gründung

Um ein möglichst großes Stützenraster im Neubau zu ermöglichen, wurde eine durchgängige kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) verwirklicht. Wie auch durch die KPP-Richtlinie [5] empfohlen, wurde ein Monitoring geplant und ausgeführt. Details hierzu siehe [6].

Durch die Wahl der KPP als Gründungsform mit all ihren Vorteilen ergibt sich jedoch ein etwas erhöhter Aufwand in der Bemessung inkl. der Abstimmung mit der Statik des Hochbauplaners. Darüber hinaus ergab sich aus der zuvor beschriebenen Reaktivierung der Schlitzwände die Notwendigkeit, die Gründungspfähle von der Baugrubensohle aus herzustellen.

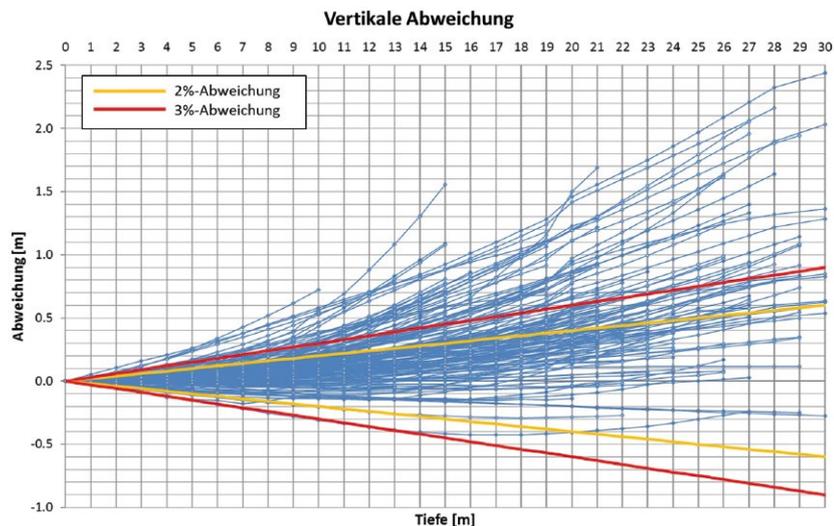


Bild 8 Vertikaler Verlauf der gemessenen Ankerbohrungen; gelb: zul. Soll-Abweichung gem. Ausschreibung; rot: zul. Soll-Abweichung gem. [4]
Vertical course of the measured anchor boreholes; yellow: permissible target deviation according to tender documents; red: permissible target deviation according to [4]

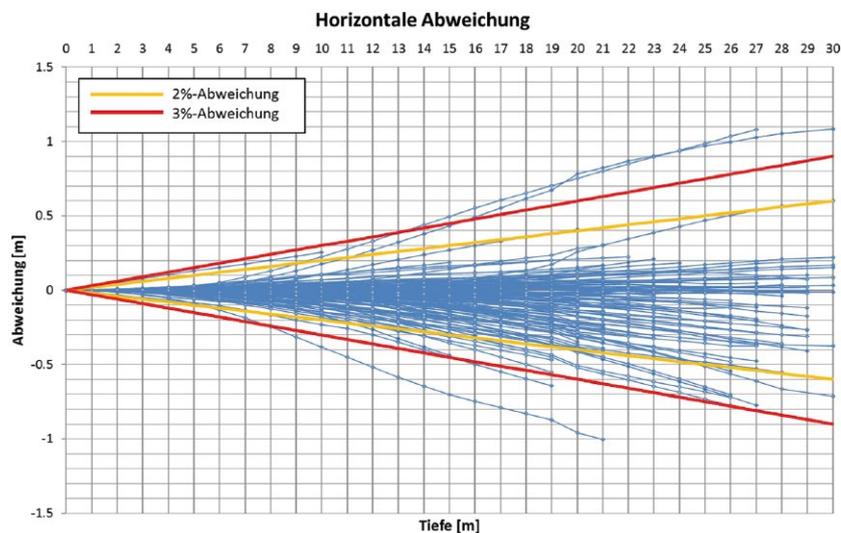


Bild 9 Horizontaler Verlauf der gemessenen Ankerbohrungen; gelb: zul. Soll-Abweichung gem. Ausschreibung; rot: zul. Soll-Abweichung gem. [4]
Horizontal course of the measured anchor boreholes; yellow: permissible target deviation acc. Tender; red: permissible target deviation acc. [4]

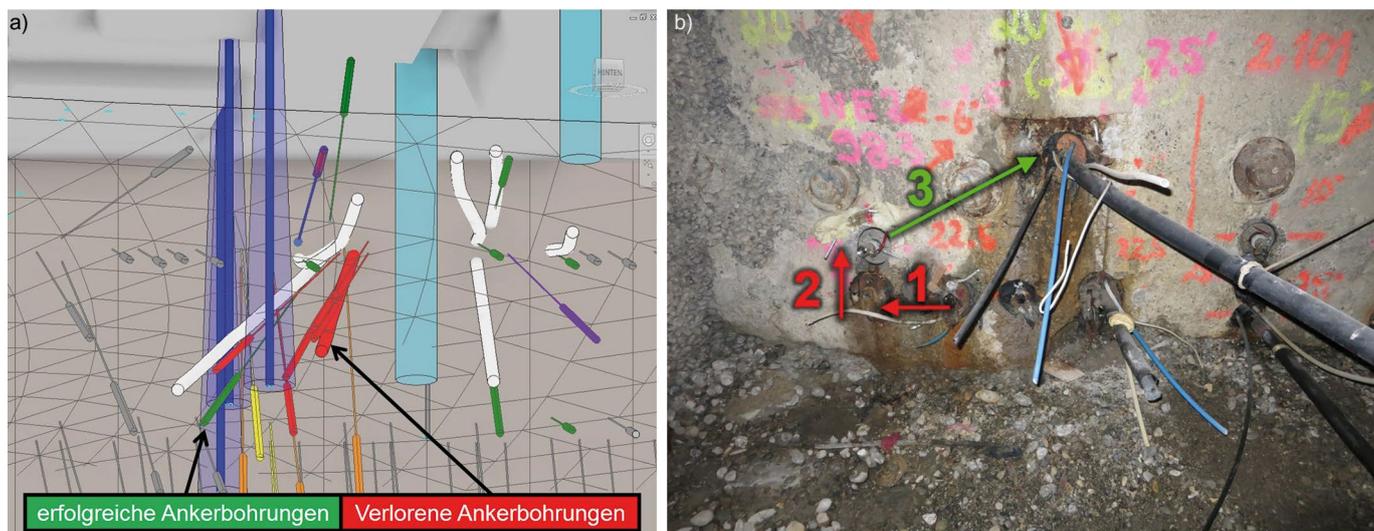


Bild 10 Beispiel einer Ankerumplanung infolge mehrerer verlorener Ankerbohrungen (rot): a) Umplanungen im 3-D-Modell (Blick auf Schlitzwandrückseite); b) Ansicht Schlitzwand aus Bestand heraus mit Bohransatzpunkten
Example of an anchor replanning as a result of several lost anchor boreholes (red): a) replanning in the 3-D model (rear side view of the diaphragm wall); b) view of the diaphragm wall from the existing structure with drilling points

5.1 KPP-Bemessung

Wie weltweit vielfach realisiert und in der KPP-Richtlinie [5] im Detail beschrieben, werden bei einer KPP sowohl die Gründungspfähle wie auch die Bodenplatte selbst zum Lastabtrag herangezogen. Um dies zu ermöglichen, werden die Gründungspfähle nicht mehr klassisch als reine Pfahlgründung bemessen, sondern es wird eine begrenzte Plastifizierung im Kontakt zwischen Pfahl und Baugrund zugelassen. Um das Last-Setzungsverhalten einer KPP abzubilden, ist eine dreidimensionale numerische Modellierung de facto unumgänglich und wurde für das zukünftige Forschungszentrum mit der Finite-Elemente-Methode umgesetzt. Die Eingangsparameter wurden u. a. auf der Grundlage von Rückrechnungen an statischen Pfahlversuchen und vergleichbaren Bauwerken durchgeführt.

Rein theoretisch kann die Bemessung einer KPP und die Bemessung der Hochbaustruktur in einem gemeinsamen numerischen Modell erfolgen, welches sowohl die Gründung als auch das Tragwerk enthält. Der Vorteil eines solchen Modells wäre, dass eine von der Steifigkeitsverteilung der Gründung abhängige Lastverteilung des Tragwerks direkt im Modell abgebildet werden würde. In der Praxis werden solche Gesamtmodelle zugunsten von zwei Partialmodellen („Tragwerk“ und „Gründung“) aus verschiedenen Gründen zumindest aktuell nicht eingesetzt. Zu diesen Gründen zählen u. a.:

- In den Tragwerksmodellen wird häufig mit Lastfallkombinationen mittels Superposition gearbeitet, da die Werkstoffe Beton und Stahl dies im vorgesehenen Arbeitsbereich zulassen. Aus Sicht der Geotechnik ist dies aufgrund des nichtlinearen und pfadabhängigen Materialverhaltens des Baugrunds i. d. R. nicht möglich. Dadurch ergäbe sich ein sehr hoher Rechenaufwand, um die im Hochbau üblichen Lastkombinationen einzeln zu berechnen.
- Die Berechnungen der Tragwerksmodelle berücksichtigen die Teilsicherheitsfaktoren des Eurocodes. Die Bemessung der KPP im Tiefbaumodell nutzt hingegen charakteristische Kennwerte, wobei die äußere Tragfähigkeit durch eine Erhöhung der Gebäudelast auf 200% nachgewiesen wird [5].

Als Schnittstelle zwischen den beiden Partialmodellen hat sich nach der Erfahrung der Autoren die Bodenplatte bewährt, die in beiden Partialmodellen vorhanden ist. Dies wurde im Projekt auch so umgesetzt. Die innere Bemessung der Bodenplatte erfolgt durch das Partialmodell des Tragwerks. Details zur Schnittstelle zwischen den Partialmodellen finden sich in Bild 11.

Mit dem Einsatz der zwei Partialmodelle entsteht ein Zirkelbezug: So benötigt das Tragwerksmodell die Federsteifigkeiten am Kopf der Bohrpfähle und die Verteilung des Bettungsmoduls im Kontakt zwischen Bodenplatte und Baugrund. Das Gründungsmodell (Bild 12) benötigt seinerseits die Verteilung der Lasten (Punkt-, Linien- und Flächenlasten z. B. aus Stützen, Wänden und Nutzung) auf der Oberkante der Bodenplatte in den maßgebenden Lastfallkombinationen. Ungünstigerweise sind diese Kenngrößen aber jeweils nur mit den Resultaten des anderen Partialmodells berechenbar.

Dieser Zirkelbezug kann i. d. R. nur durch ein iteratives Vorgehen gelöst werden. Hierfür wird ausgehend von geschätzten Startwerten der Federsteifigkeiten und Bettungsmoduln das Tragwerks- und Gründungsmodell wechselseitig berechnet und die Kennwerte in der Schnittstelle in das jeweils andere Partialmodell übertragen. Hierdurch hat eine Lastumlagerung im Tragwerk eine Umlagerung in der Steifigkeitsverteilung zur Folge et vice versa. Diese Iteration kann abgebrochen werden, wenn die Änderungen in den Steifigkeiten bzw. der Lastverteilung unter einen zu definierenden Grenzwert fallen. Für die Iterationen war dies i. d. R. nach ca. 10–15 Iterationszyklen der Fall.

Weitere zu beachtende Punkte im Zusammenhang mit einer solchen KPP-Iteration sind:

- Die mechanischen Kennwerte des Baugrunds werden i. Allg. nicht durch einen „singulären“ Kennwertsatz repräsentiert, sondern vielmehr durch einen Schwankungsbereich mit einem „Erwartungswert“, einem „oberen“ und „unteren Grenzwert“. Für das Projekt wurden daher jeweils drei parallele Iterationen mit diesen Steifigkeiten durchgeführt, die einen zusammengehörigen Iterationssatz darstellen.

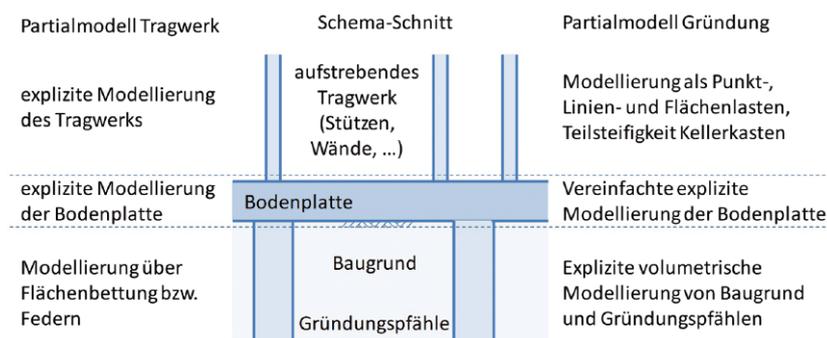


Bild 11 Schnittstelle zwischen den Partialmodellen
Interface between the partial models

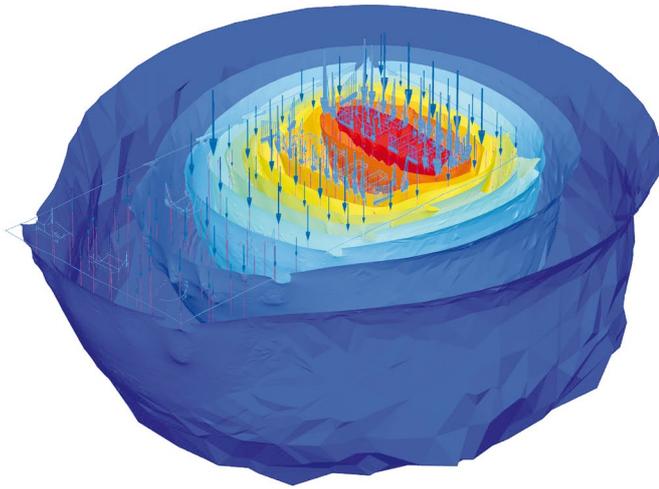


Bild 12 Perspektivischer Blick auf das FE-Gründungsmodell (Farbflächen: relative Setzungen eines Bauzustands)
 Perspective view of the FE foundation model (colored areas: relative settlements of a construction stage)

- Um die Konvergenz einer Iteration zu ermöglichen, sollten im Zuge einer solchen die beiden Partialmodelle konstant gehalten werden (z. B. Anordnung und Länge der Gründungspfähle). Andererseits ist nach einer – im Zuge einer Planung normalen und notwendigen – Anpassung der Geometrie der Gründung oder einer signifikanten Anpassung in der Tragstruktur die Iteration zu wiederholen.
- Im Zuge des Designs einer KPP ist somit eine gewisse Anzahl von Iterationen notwendig, um die Verteilung, Längen und ggf. Durchmesser der Gründungspfähle zu optimieren und gleichzeitig Randbedingungen wie z. B. max. Durchbiegung und Querkraftbewehrung der Bodenplatte zu berücksichtigen. Für das Projekt wurden für die mehrstufige Planungsphase mehr als 20 Iterationssätze gerechnet.

Die zuvor beschriebenen Iterationen bedeuten einen gewissen technischen Aufwand: Neben dem reinen numerischen Aufwand für die eigentlichen wechselseitigen Berechnungen der Partialmodelle entsteht ein Aufwand für den Übertrag der zahlreichen Daten zwischen den Partialmodellen.

Um den händischen Aufwand zu reduzieren, um Planungszeit optimal zu nutzen, aber auch um Fehler bei einer manuellen Übertragung der Daten zu vermeiden, wurde der Prozess der KPP-Iteration mit einer eigenen Softwareentwicklung vollständig automatisiert. Diese Automatisierung nutzt unverändert die durch die beiden Planungsteams bevorzugten kommerziellen Softwareprodukte für die Tragwerks- und Gründungsmodelle, steuert diese von außen und übernimmt den Übertrag der Kennwerte in der Schnittstelle. Diese für nahezu beliebige KPP-Gründungen anwendbare Softwarelösung hat es ermöglicht, dass ganze Iterationssätze innerhalb weniger Tage durchlaufen wurden. Durch die Planer wird diese voll automatisierte Iteration punktuell geprüft (um z. B. bei oszillierenden Konvergenzverläufen gegensteuern zu können).



Bild 13 Gründungsarbeiten auf der Baugrubensohle
 Foundation works on the excavation base

Mit diesem Vorgehen wurde eine KPP entworfen, die sowohl die Vorgaben des Bauherrn (u. a. Setzungsverteilung, Durchbiegung der Bodenplatte) als auch die konstruktiven Randbedingungen (u. a. Bewehrung der Bodenplatte) vollumfänglich in den verschiedenen Lastfallkombinationen einhält und gleichzeitig die Anzahl und Längen der Gründungspfähle optimiert. Der für KPP häufig angegebene Faktor α_{KPP} unterscheidet sich rechnerisch naturgemäß sowohl für die vier Gebäude des Forschungszentrums, für die Lastfallkombinationen als auch für die untersuchten Bodensteifigkeiten. Für das höchste Gebäude schwankt der Wert im Bereich von 0,78 bis 0,82 für den Lastfall „Eigengewicht“ und die untersuchten Bodensteifigkeiten.

5.2 Bohrpfählarbeiten

Die Gründungspfähle der KPP wurden von der Baugrubensohle aus erstellt (Bild 13). Die Bohrgeräte wurden dazu in Teilen in die Baugrube ein- und wieder ausgehoben. Die bis zu 28 m langen Pfähle wurden i. d. R. in einem C30/37 ausgeführt. Um die Befahrbarkeit der Baugrubensohle bei einem 40 cm starken Arbeitsplanum über einer bewehrten Sauberkeitsschicht gewährleisten zu können, wurden alle Längseisen mit Schraubmuffen versehen, sodass die Anschlussbewehrung der Pfähle nicht in die Baugrube hineinragt und dadurch den Bohrarbeiten nicht im Weg ist. Die höchst belasteten Pfähle der KPP wurden in einem C35/45 und mit Doppelisen Durchmesser 2×40 mm ausgeführt. Für diese war ein Anschluss per Schraubmuffe aufgrund der einzuhaltenden Mindestabstände der Längseisen zueinander nicht mehr möglich und die Längseisen wurden konventionell überstehend belassen. Da diese Pfähle nur vereinzelt auf der Baugrubensohle vorkommen, konnte ein Hineinragen der Längseisen in die Baugrube akzeptiert werden. Aufgrund der großen Pfahllängen wurden die Bewehrungskörbe gestoßen. Dieser Stoß wurde auch dazu genutzt, die

Längsbewehrung der Pfähle in der Tiefe abzustufen, wo dies statisch möglich war. Die an insgesamt 60 Pfählen durchgeführten Integritätstests mit PIT, CHA und TIP lieferten keine Anomalien und stellten damit die Qualität der Gründungspfähle sicher.

6 Fazit

Die Wiederverwendung der 45 Jahre alten Schlitzwand aus dem Jahr 1973 zur Sicherung der Baugrube für das zukünftige Forschungszentrum von Roche in Basel wurde erfolgreich realisiert und damit eine deutliche Kosten-

ersparnis für den Bauherrn erreicht. Durch die detaillierte Planung der Baugrubenumschließung und die teilautomatisierte Aufarbeitung in einem 3-D-Modell konnten unvorhersehbare Konflikte und Problemstellungen in der Ausführung schnell und sicher gelöst werden.

Das Konzept der Gründungsarbeiten ist im Projekt gut aufgegangen und die planerisch vorgesehenen Maßnahmen zur Sicherstellung der Qualität der KPP haben sich bewährt. Die Automatisierung des KPP-Iterationsprozesses reduzierte einerseits die Planungskosten und begünstigte andererseits die Optimierung des Gründungsdesigns signifikant.

Literatur

- [1] Schäfer, U. (1975) *Rückverankerte Baugrubenumschließung im Grundwasser als bleibender Bestandteil des Bauwerkes mit permanenter Drainage* in: SIA-Heft 1/1975, Band 93.
- [2] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V. (2012) *Empfehlung des Arbeitskreises Baugruben (EAB)*. 5. Aufl. Essen.
- [3] Westermann, K.; Grasso, P.; Pitteloud, L. (2020) *Reaktivierung einer 45 Jahre alten Schlitzwand als Baugrubensicherung* in: TAE [Hrsg.] *12. Kolloquium Bauen in Boden und Fels*. Esslingen, 21./22. Jan. 2020. Bd. 1, S. 307–317.
- [4] SIA 267 (2013) *Geotechnik*. Zürich: SIA Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein.
- [5] Hanisch, J.; Katzenbach, R.; König, G. (2002) *Kombinierte Pfahl-Plattengründungen*. Berlin: Ernst & Sohn.
- [6] Pitteloud, L.; Meier, J. (2019) *High Frequency Monitoring Results of a Piled Raft Foundation under Wind Loading* in: World Academy of Science, Engineering and Technology, International Journal of Geotechnical and Geological Engineering 13, no. 3, pp. 90–102. <https://doi.org/10.5281/zenodo.2643504>

Autoren

Dipl.-Ing. Konrad Westermann (Korrespondenzautor)
Konrad.Westermann@gruner.ch
Konstruktion Nordwestschweiz, Geotechnik
Gruner AG
St. Jakobs-Strasse 199
4020 Basel, Schweiz

Dr.-Ing. Jörg Meier
Joerg.Meier@gruner.ch
Konstruktion Nordwestschweiz, Geotechnik
Gruner AG
St. Jakobs-Strasse 199
4020 Basel, Schweiz

Dipl.-Ing. ETH Laurent Pitteloud
Laurent.Pitteloud@gruner.ch
Konstruktion Nordwestschweiz, Geotechnik
Gruner AG
St. Jakobs-Strasse 199
4020 Basel, Schweiz

Zitieren Sie diesen Beitrag

Westermann, K.; Meier, J.; Pitteloud, L. (2020) *Automatisierungsaspekte bei der Planung von Baugrube und Gründung eines Forschungszentrums*. Bautechnik 97, H. 12, S. 878–885. <https://doi.org/10.1002/bate.202000062>