

165

MITTEILUNGEN der GEOTECHNIK SCHWEIZ
PUBLICATION de la GÉOTECHNIQUE SUISSE
AVVISO di GEOTECNICA SVIZZERA

Herbsttagung, 13. September 2012, Journée d'étude, 13 septembre 2012, Basel

Baugrube und Foundation des höchsten Hauses der Schweiz (Roche Bau 1)

dipl. Bauing. ETH Laurent Pitteloud

Baugrube und Foundation des höchsten Hauses der Schweiz (Roche Bau 1)

Laurent Pitteloud

1 Einführung

Der Pharmakonzern Roche baut am Hauptsitz in Basel ein Bürohochhaus für ca. 2'000 Mitarbeitende auf 41 Stockwerken. Das Gebäude wird nach Fertigstellung im Jahre 2015 eine Höhe von 178 m aufweisen. Der Neubau ermöglicht es, dass Mitarbeitende, deren Büros zur Zeit in der Stadt Basel verteilt sind, auf dem Roche-Areal an der Grenzacherstrasse arbeiten können. Entworfen wurde das Gebäude von den Architekten Herzog & de Meuron.



Bild 1 Perspektive des geplanten Hochhauses "Bau 1" der F. Hoffmann-La Roche AG in Basel

2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

2.1 Baugrundaufbau

Der Baugrund kann in drei lithostratigraphische Einheiten unterteilt werden. Direkt unterhalb der Terrainoberkante wird eine wenig tragfähige, 3 bis 6 m mächtige, künstliche Auffüllung angetroffen. Unter dieser liegt der tragfähige Rhein-Niederterrassenschotter, der eine durchschnittliche Mächtigkeit von 13 bis 16 m aufweist. Unterhalb des Niederterrassenschotters befinden sich Cyrenenmergel und Elsässermolasse in wechselnder Abfolge, welche den tragfähigen Untergrund für die Foundation bilden.

Dieser Untergrund wurde im Bodengutachten vom Büro Pfrirter Nyfeler [1] wie folgt beschrieben:

"Der Cyrenenmergel (Tertiär, Chattien) besteht aus siltigen, mergeligen Tonen und tonigen Mergeln. Die Elsässermolasse (Tertiär, Chattien) besteht aus den glimmerführenden Sandsteinen, Siltsteinen und teils unzementierten Sanden. Cyrenenmergel und sandige Elsässermolasse sind seitlich miteinander verzahnt. Sie wurden zeitgleich abgelagert. Die Mergel und Tone sind fest und erdfeucht, bisweilen bröckelig. Die Sandsteine sind, wenn gut zementiert, hart. Nicht zementierte sandige Varietäten fließen bei Wassereinfluss im Bohrloch zusammen und werden weich oder breiig. Der Cyrenenmergel ist fest und wirkt als Grundwasserstauer."

Die ursprüngliche Schichthöhe des damaligen Hochterrassenschotters im Quartär wird im Projektgebiet bis auf eine Höhe von ca. 390 m.ü.M. geschätzt (OKT heute im Projektgebiet ca. 258 m.ü.M.). Diese Schotter-schichten wurden jedoch am Ende der einzelnen Eiszeiten wieder teilweise erodiert. Die heute anstehenden Schotter und Molasse (Cyrenenmergel und Elsässermolasse) sind demnach als vorbelastet einzustufen. Dies entspricht einer (heute nicht mehr vorhandenen) Überlagerung bzw. Vorbelastung der heutigen Bodenschichten von ca. 100 m bis ca. 150 m Höhe.

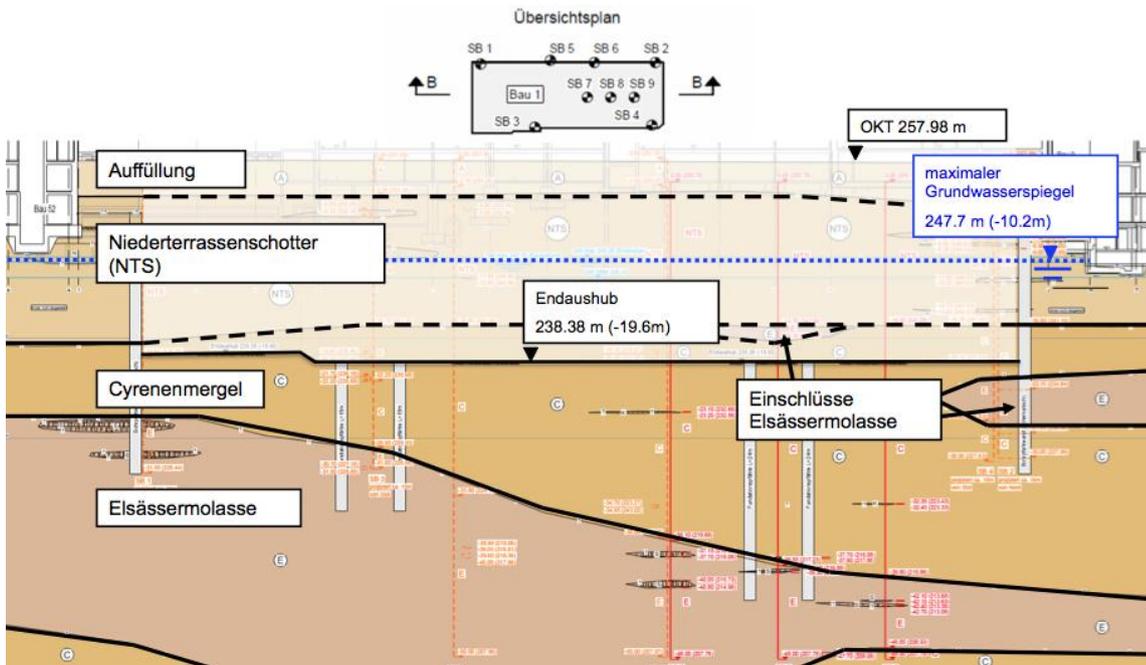


Bild 2: Geologisches Profil im Baugrubenschnitt B-B

Die Molasse wies im Zuge der Aushubarbeiten ausgeprägte Schichtungen in 3 Hauptrichtungen auf. Entlang dieser Schichtungen konnten eine verringerte Scherfestigkeit und eine höhere Wasserdurchlässigkeit festgestellt werden. Die 1. Schichtungsfläche war leicht abfallend zum Rhein hin (Streichazimut Süd-Ost, Fallwinkel 10°). Die 2. und 3. Schichtungsfläche hatten einen Fallwinkel von ca. 80° bei einer Streichazimut Nord-West bzw. West.

2.2 Geotechnische Kennwerte

In Tabelle 1 sind die Bodenkennwerte der massgebenden Bodenarten aus dem geologischen Bericht [1] aufgeführt. Kalkstein- und Sandsteinbänke wurden auf der sicheren Seite liegend nicht einbezogen. Auch aufgrund der Klassifizierung nach USCS ist ersichtlich, dass es sich beim Cyrenenmergel eher um die tonige Ausbildung (CL-CH) und bei der Elsässermolasse um die siltig-sandige Ausbildung der Molasse handelt (MH-SM).

Tabelle 1: Bodenkennwerte der Hauptbodenarten (aus Geologischem Bericht: Pflitzer, Nyfeler + Partner AG [1])

Bodenbezeichnung	Wichte γ (kN/m ³)	Reibungswinkel ϕ' (°)	Kohäsion c' (kN/m ²)	ME-Wert (MN/m ²)	Klassifizierung nac USCS (-)
Künstliche Auffüllung	19 - 20	28 - 30	0	20 - 40	GP, GM
Rhein-Nieder- terrassenschotter	22 - 24	38 - 40	0	80 - 100	GP, GW (SP, SW untergeordnet)
Cyrenenmergel (Molasseuntergrund)	21 (20 - 22)	27.5 (20 - 35)	50	100	CL, CH
Elsässermolasse (Molasseuntergrund)	22 (21 - 23)	29 (25 - 33)	75 (50 - 100) (leicht verfestigte Sande)	250 (200 - 500) (vertikal)	SM, MH
			200 (Sandsteine)	150 (100 - 200) (horizontal)	

() Werte in Klammern sind minimale resp. maximale Werte

2.3 Grundwasser

Das Grundwasser liegt im Mittel bei 245.6 m (ca. 12 m unter Terrainoberkante). Durch die Rheinnähe ist der Grundwasserstand stark abhängig vom Rheinpegel. Im extremen Hochwasserfall ist mit einem Grundwasserstand von 247.7 m (ca. 10 m unter Gelände) zu rechnen. Das Grundwasser ist vor allem in den gut durchlässigen Niederterrassenschotterschichten anzutreffen. In den sandigen, durchlässigen Ausbildungen der Molasse wird Porenwasser festgestellt. In den tonig-siltigen, wenig durchlässigen Molasseschichten ist Porenwasser kaum feststellbar, jedoch vorhanden. Im Zuge der Endausubarbeiten wurden bis in ca. 22 m Tiefe Probeschürfungen im Cyrenenmergel ausgeführt. Dabei wurden ca. 1 Stunde nach Öffnung der Schürfung leichte Porenwassereinsickerungen entlang der Molasseschichtungen festgestellt.

3 Baugrube

3.1 Baugrubenkonzept

Für die Erstellung der 3 Untergeschosse mit Geschosshöhen von bis zu 7.3 m war eine Baugrube von 19.6 m Tiefe erforderlich. Im Westen konnte aufgrund der Verjüngung der Bodenplatte von 2.5 m auf 1.5 m die Tiefe auf 18.6 m reduziert werden. Im Bereich der Aufzugsunterfahrten war eine grossräumige Vertiefung bis auf 21.5 m erforderlich. Das Umfeld der Baugrube ist auf 3 Seiten durch direkt angrenzende, flach fundierte Bebauung gekennzeichnet. Typischerweise handelt es sich um Bauten der 50er- und 60er-Jahre in Stahlbeton-Skelettbauweise mit 6 Ober- bzw. 2 Untergeschossen. Auf der westlichen Seite steht der 62 m hohe Bau 52 mit 17 Obergeschossen.

Aufgrund des anstehenden Grundwassers und der zu schützenden Nachbargebäude ist ein wasserdichter Baugrubenverbau kombiniert mit einer Grundwasserabsenkung innerhalb der Baugrube erforderlich.



Bild 3: Grundrissituation mit Baugrube und umliegenden Nachbargebäuden

Das Baugrubenkonzzept sieht einen verformungsarmen Baugrubenabschluss mit 3 bis 4 Lagen Vorspannanker vor. Ausgeschrieben wurde eine Bohrpfahlwand mit einem Pfahldurchmesser von 1.0 m bei einem Achsabstand von 0.8 m. Die Betongüte wurde auf C30/37 für die Baugruben- und Fundationspfähle gesetzt. Die daraus resultierende Bewehrungseinsparung liessen Kosten gegenüber einer minderwertigeren Betongüte einsparen. Im Zuge des Ausschreibungsverfahrens wurde eine Bohrpfahlwand mit Durchmesser 1.2 m und Achsabstand 1.0 m als Unternehmervariante offeriert. Da diese Lösung technisch mindestens gleichwertig war, jedoch Vorteile im Bereich Termine und Kosten brachte, wurde diese Unternehmervariante beauftragt. Der gewählte Achsabstand zusammen mit den Anforderungen bezüglich Herstelltoleranzen (Ansatzpunkt 2 cm, Neigung $\leq 1\%$) stellte sicher, dass im Aushubbereich die Bohrpfähle nicht auseinander klaffen. Dabei wurde angenommen, dass ein gegenläufiges Abdriften von 2 Nachbarpfählen sehr unwahrscheinlich ist. Eine Pfahlnigungsmessung im Zuge der Pfahlherstellung bestätigte diese Annahme, ebenso auch das Freilegen der Bohrpfahlwand, die keine nennenswerte Abweichung zur Solllage verdeutlichte.

Auf der Westseite konnten Bauherr und Architekt in einer frühen Projektphase überzeugt werden, die Bohrpfahlwand um 5 m vor dem Nachbargebäude Bau 52 zurückzusetzen. Dieser Vorschlag hat mehrere Vorteile. Einerseits wurde das Verformungsrisiko reduziert, da die Gebäudelasten nicht direkt neben der Bohrpfahlwand in den Baugrund eingeleitet werden. Weiter kam es zu einer Reduktion der Kosten, da dadurch die Anzahl der Anker und die Länge der Bohrpfahlwand parallel zur Grenzacherstrasse reduziert werden konnten. Schliesslich konnte die Bohrpfahlwand am Kopf durch eine auf der Erdseite angebrachte, horizontal liegende Aussteifungsscheibe festgehalten werden. Hierdurch liess sich die oberste von 3 Ankerlagen einsparen (Bild 4).

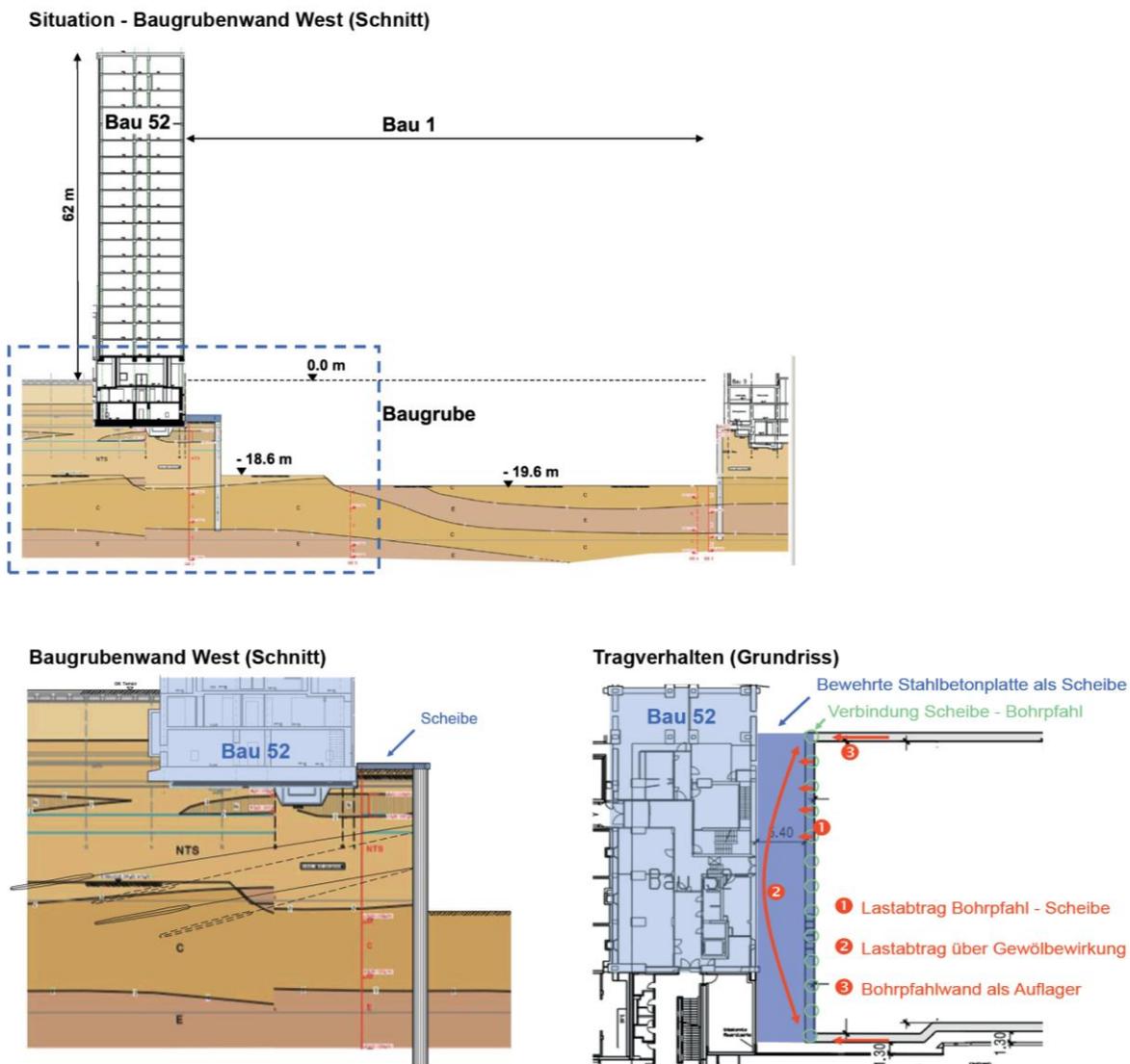


Bild 4: Baugrubenschnitt auf der Westseite bei Bau 52

Das Grundwasser wird nur innerhalb der Baugrube mittels Filterbrunnen abgesenkt. Zur Verhinderung eines hydraulischen Grundbruchs bzw. Auftriebsproblems werden Entspannungsbohrungen am Baugrubenrand in 4 m Abstand angeordnet. Diese Bohrungen sollen den ursprünglichen hohen Wasserdruck von wasserführenden Schichten unterhalb der Baugrubensohle entspannen und so ein Aufschwimmen der Sohle verhindern. Die Baugrubenpfähle binden bis zu 10 m unterhalb der Baugrubensohle ein, um die Anforderungen der Verformungsminimierung und der Statik zu erfüllen. Diese Einbindung verhindert zudem eine grossräumige Grundwasserabsenkung und die daraus folgenden Setzungen im Umfeld der Baugrube. Genauere Untersuchungen erlaubten, die unbewehrten Pfähle um 7 m zu kürzen, ohne dabei unverträgliche Auswirkungen auf Wasserhaltung und Setzungen im Umfeld der Baugrube zu erzeugen.

Für die Baugrubenstatik wurde ein erhöhter aktiver Erddruck mit einem Erdruchdruckanteil von 25 % im Bereich der Strasse und einem Erdruchdruckanteil von 50 % im Bereich der Nachbargebäude angesetzt.

3.2 Ankerversuche

Ankerversuche wurden zu Beginn der Bauausführung durchgeführt, damit genügend Zeit verblieb, um die Ankeranzahl zu optimieren. Hierzu wurden innerhalb der Baugrube 9 vertikale Anker hergestellt, jeweils 3 in den massgebenden Baugrundsichten. Das Arbeitsplanum wurde bei 3 m unter Gelände festgelegt. Dies brachte den Vorteil, dass noch Restfundamente des Bestands als Ankerwiderlager genutzt werden konnten.

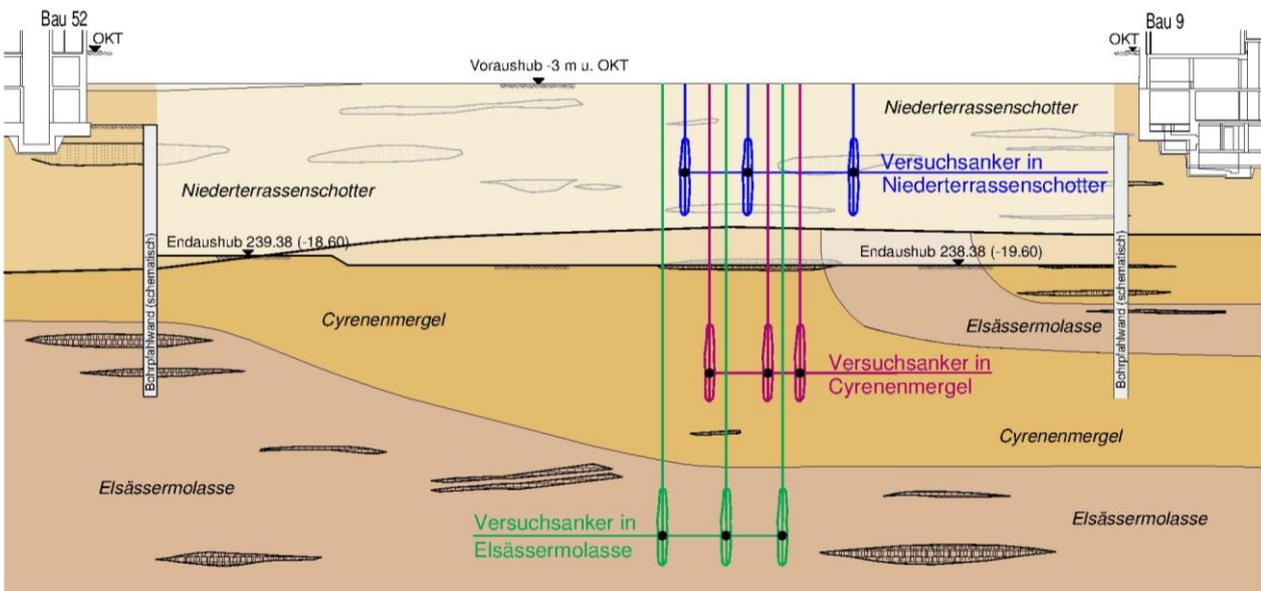


Bild 5: Anordnung der Ankerversuche in der Baugrube

Zunächst wurde eine geneigte Anordnung der Anker verfolgt. Jedoch stellte sich heraus, dass zum einen die Anker sehr lang werden, um die teilweise sehr tief liegenden Bodenschichten zu erreichen. Zum anderen wurden die notwendigen Ankerwiderlagerkonstruktionen infolge der hohen Horizontallastanteile sehr umfangreich. Schliesslich zeigten theoretische Überlegungen wie auch praktische Erfahrungen im Grossversuch Limelette in Belgien [2], dass die Ankerneigung keinen nennenswerten Einfluss auf die Ankertraglast hat.

Die Ankerversuche bestätigten unsere Erwartungen, dass die üblicherweise in Basel angesetzten Ankertraglasten Optimierungspotential bieten (Tabelle 2). Leider war es trotz grösster Anstrengung seitens Ausführung nicht möglich, die theoretische freie Ankerlänge überall zu erreichen, so dass gemäss SIA 267/1 6.2.2.3 eine nicht vernachlässigbare Reduktion der ermittelten Tragkraft vorgenommen werden musste (Spalte "gewählt" in Tabelle 2).

In den Niederterrassenschottern erwies sich die gewählte Traglast als richtig. Wegen der hohen Variabilität der Bodenausbildung (Rollzonen, Nagelfluhbänke, hohe Durchlässigkeit und daher Verlust von Zementsuspension bzw. Einpressen von sehr hohen Zementmengen) ergab sich eine Ausfallquote hinsichtlich des Erreichens der Prüfkraft von 8%. In der Molasse lag die Ausfallquote streng genommen bei 5%, wobei bei vielen Ankern die Prüfkriterien nur knapp nicht erfüllt wurden.

Tabelle 2: Ankertraglasten

Bodenschicht	Ankertraglast auf Bruch			Bewertung nach der Ausführung aller Bauwerksanker
	üblich	Versuch	gewählt	
Niederterrassenschotter	1200 kN*	1800 kN**	1600 kN***	Traglast realistisch, Ausfallquote 8%
Cyrenenmergel (Molasse)	800 kN	1600 kN**	1200 kN***	gewählte Traglast zeigt noch Reserve, Ausfallquote gering
Elsässermolasse (Molasse)	800 kN	1700 kN**	1200 kN***	gewählte Traglast zeigt noch Reserve, Ausfallquote gering

* wie z.B. für die Planung der Nordtangente in Basel eingesetzt.

** Verpresskörperlänge von 7 m, 8 Litzen à 0.62" Durchmesser, Bohrdurchmesser 133 mm.

*** Verpresskörperlänge von 7 m in den Niederterrassenschottern bzw. 8 m in der Molasse bei 9 bzw. 7 Litzen à 0.5" Durchmesser. Bohrdurchmesser 133 mm.

Aufgrund der positiv verlaufenden Ankerversuche konnten ca. 200 Anker eingespart werden, mit den sich daraus ergebenden positiven Auswirkungen auf Kosten, Termine und Bauablauf.

3.3 Erfahrungen im Zuge der Ankerarbeiten

Grosse Bohrlochabweichungen von der Solllage wurden bei flach geneigten Ankern (10-15°) in den Niederterrassenschottern festgestellt. Diese Abweichungen hängen mit den sehr harten und meist horizontal verlaufenden Nagelfluhbänken zusammen, die dazu führen, dass der flach angesetzte Bohrkopf auf den harten Bänken gleitet und abgelenkt wird. Die festgestellten Abweichungen betragen bis zu 10% der Ankerlänge, also 3 Mal die Toleranzen gemäss SIA 118-267 und 10 Mal die in der Ausschreibung festgelegten Anforderungen.



Bild 6: Endaushub mit Blick auf Bau 52

Die Ankerköpfe wurden unterhalb des Grundwasserspiegels wasserdicht ausgebildet. Während der Ausführung der Anker war der Wassereindringung meistens nicht sehr gross, so dass auf die ausgeschriebenen Preventer verzichtet werden konnte. In Einzelfällen wurde lediglich eine gelochte Gummidichtung um das Bohrgestänge gegen die Bohrpfahlwand mit einer starken Federung gedrückt, um den Wassereindringung zu reduzieren. Diese Massnahme erwies sich als wenig erfolgreich. Nach Abschluss der Ankerarbeiten wurde eine ringförmige, fest verspannbare Gummidichtung zwischen Ankerzugglied und Bohrlochwandung in der Bohrpfahlwand erfolgreich eingesetzt. In seltenen Fällen mussten dazu noch weitere Abdichtungsmassnahmen getroffen werden, falls Wasserwegigkeiten zwischen Ankerlitzen und Hüllrohr bzw. zwischen Bohrpfahlwand und Ankerplatte stattfanden.

Der Ausbau der Anker wurde an 6 vertikalen Ankern im Zuge der Versuche mit 2 verschiedenen Ausbausystemen getestet. Beide Systeme (Induktionsspule und Sollbruchstelle) brachten sehr gute Ergebnisse mit einer Ausbaquote von 100%. Für die Bauwerksanker wurde das System mit Induktionsspule gewählt. Beim Ausbau der Anker wurde eine weit geringere Erfolgsquote von ca. 70% festgestellt. In vielen Fällen funktionierte die Induktionsspule zwar, jedoch reichte die eingebrachte Temperatur scheinbar nicht aus, um die Stahlzugfestigkeit der Litzen soweit abzumindern, dass sie geringer als die Vorspannkraft wurde und die Ankerlitzen brachen. Vermutet wird, dass ein nicht unerheblicher Teil der Last bereits vor dem Verpresskörper im Boden abgetragen wurde. Diese Vermutung wird durch die Ermittlung der freien Ankerlänge bestätigt und ist vermutlich auf die Primärverpressung im Zuge der Ankerherstellung zurückzuführen. Der Einsatz von PE-Hüllrohren um jede (gefettete) Litze und das dazu vorgesehene PE-Hüllrohr um das (gefettete) Litzenpaket reichten nicht aus, um die freie Ankerlänge sicherzustellen, vermutlich, weil Injektionsmaterial in die Hüllrohren eindrang.

4 Fundation

4.1 Fundationskonzept

Für die Fundation des Hochhauses wurde eine kombinierte Pfahl-Plattenfundation (KPP) gewählt. Eine kombinierte Pfahl-Plattenfundation ist ein Verbundtragwerk bestehend aus einer Bodenplatte und Fundationspfählen. Dabei reduzieren die Pfähle die Bauwerkssetzungen und die Schnittgrössen der Bodenplatte. Weil die Grundbruchsicherheit durch die Bodenplatte allein gewährleistet werden kann, werden die Pfähle allein als Setzungsbremse berücksichtigt und können im Gebrauchszustand bis zum Bruch ausgenutzt werden.

Varianten mit Flach- oder Tieffundation waren entweder unwirtschaftlicher als die KPP-Lösung oder erfüllten die Anforderungen der Gebrauchstauglichkeit nicht.

Eine Variante mit Anbindung der Baugrubenwand an die KPP-Fundation wurde bis zur Submissionsphase verfolgt. Diese Lösung wurde bereits bei mehreren vergleichbaren Projekten erfolgreich eingesetzt. Im vorliegenden Fall sprachen einige Argumente dagegen. Zunächst liess der Hochbauplaner aus Gebrauchstauglichkeitsbedenken bzgl. Wasserdichtigkeit der weissen Wanne nicht zu, dass Hochhauslasten direkt am Verbauwandkopf eingeleitet werden. Stattdessen musste in Höhe der Bodenplatte über konsolenartige Konstruktionen die Last der Bodenplatte in die Bohrpfahlwand eingeleitet werden. Und dann ergab die Submission relativ günstige Pfahlmeterkosten und teure Konsolenkosten, so dass die Lösung mit Anbindung der Baugrubenwand nicht mehr wirtschaftlich war und daher aufgegeben wurde.

Die Gesamtlasten des Hochhauses inkl. Auftrieb betragen auf Gebrauchsniveau ca. $G + P = 2100 \text{ MN}$ (210'000 to). Der Anteil aus ständiger Last beträgt ca. 70 % der Gesamtlast. Zum Abtrag der Hochhauslasten ergab sich die Notwendigkeit einer Bodenplatte in Stahlbeton C30/37 von 2.5 m Stärke. Im westlichen, weniger belasteten Bereich konnte die Bodenplatte auf 1.5 m verjüngt werden. Es waren dazu 143 Bohrpfähle mit Durchmesser 1.2 m und Betongüte C30/37 erforderlich, um die Setzung auf dem festgesetzten Mass von 2 bis 3 cm einzuhalten. Die Pfahllänge betrug zwischen 15 und 24 m. Die Anzahl und Länge der Pfähle musste infolge der ungünstig ausgefallenen Pfahlversuche (siehe Kapitel 4.4) erhöht werden. Dabei betrug die Pfahlmehrlänge ca. 12% der ursprünglich ausgeschriebenen Pfahllänge.

Im Regellastfall werden 75 % der Hochhauslasten durch die Pfähle übernommen ($\alpha_{KPP} = 0.75$), der restliche Lastanteil von 25% über Bodenpressung durch die Bodenplatte. Im Erdbebenfall (das Hochhaus wird für ein Erdbeben mit einer Wiederkehrperiode von 2000 Jahren ausgelegt) reagiert der Baugrund viel steifer und ein grösserer Teil der Last wird über Bodenpressungen durch die Bodenplatte übernommen. In diesem Fall werden je nach Steifigkeitsszenario 35 bis 60 % der den Regelfall übersteigende Last über die Pfähle abgetragen.

4.2 Modellierung

Für die Bemessung der Bodenplatte und des aufgehenden Bauwerks ist es erforderlich, Bettungsmoduli für die Bodenplatte bzw. Federsteifigkeiten für die Pfähle zu definieren. Im Vorprojekt kann mit einfachen Modellen und Handberechnungen die Grössenordnung dieser Werte festgelegt werden. In späteren Projektphasen ist eine Modellierung des komplexen Tragverhaltens zwischen Pfählen, Bodenplatte und Baugrund mit der FE-Methode sinnvoll. Hierzu wurde im vorliegenden Fall zur Vereinfachung eine Scheibe der Gesamtsituation herausgeschnitten und mit entsprechenden Randbedingungen versehen (Bild 7).

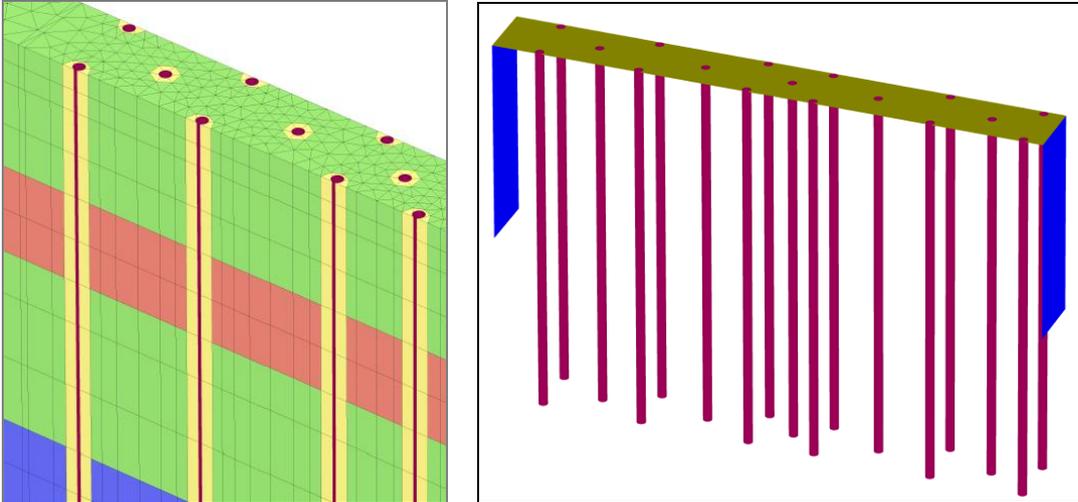


Bild 7: Ausschnitt FE-Modell der KPP-Fundation (links inkl. Baugrund, rechts nur Fundationspfähle, Verbaupfähle und Bodenplatte)

Die Baugrundparameter wurden sowohl aus dem Baugrundgutachten als auch aus der Rückrechnung von 2 vergleichbaren Bauwerken entnommen. Bei diesen Bauwerken handelt sich zum einen um den 100 m hohen Messeturm in Basel und zum anderen um den 85 m hohen Ultra-Brag Siloneubau in Basel-Kleinhüningen. Es wurde für den Baugrund ein rheologisches Modell vom Typ Hardening Soil gewählt.

4.3 Dynamische Bodensteifigkeit

Als eine der ersten Massnahmen zu Beginn der Baustelle wurden 3 Sondierbohrungen durchgeführt. Zunächst konnten diese Bohrungen direkt unterhalb des künftigen Gebäudes platziert werden und die bisherigen Erkundungsbohrungen sinnvoll ergänzen. Dann dienten sie dem Aufschluss des Baugrunds direkt an der Stelle der zu diesem Zeitpunkt noch nicht ausgeführten statischen Versuchspfähle. Schliesslich wurden 2 dieser Bohrungen genutzt, um seismische Crosshole Tests durchzuführen. Seismische Crosshole Tests geben Auskunft über die dynamischen Baugrundeigenschaften. Angesichts des bezüglich Erdbeben sensiblen Projektstandorts erlangte die Ermittlung dieser Eigenschaften eine besondere Bedeutung.

Tabelle 3: Dynamische Baugrundsteifigkeit

Material	dynam. Feld-Elastizitätsmodul $E_{dyn,ss}$ (MN/m ²)	Reduktionsfaktor Feldversuch \Rightarrow Erdbeben (-)	dynam. Erdbeben-Elastizitäts-modul $E_{dyn,ms}^*$ (MN/m ²)
Niederterrassen-schotter	1'395 ... 1'748 (t) i. M. 1'500 (t)	0.15	225
	2'575 ... 5'975 (g) i. M. 3'200 (g)	0.15	480
Cyrenenmergel	2'443 ... 9'500 i. M. 6'000	0.25	1500
Elsässer Molasse	7'110 ... 9'210 i. M. 7'500	0.25	1900

(t) trocken

(g) gesättigt

* Einsatz für kombinierte Pfahl-Plattenfundation oder Pfahlfundation

Seismische Crosshole Tests erlauben die Bestimmung der Scherwellen- und Kompressionswellengeschwindigkeit zwischen 2 Bohrlöchern. Im ersten Bohrloch (Quelle) wird ein Schlag an der Bohrlochwand angebracht. Im 2. Bohrloch (Empfänger) wird ein Geophon in gleicher Tiefenlage abgeteufelt und pneumatisch oder mechanisch an die Bohrlochwand angepresst. Durch schrittweise Verschiebung der parallelen Quellen-Empfänger-Anordnung in 1 m Intervallen wird der Tiefenbereich schrittweise untersucht [3].

Die Messergebnisse (Tabelle 3) zeigen insgesamt sehr hohe dynamische Feld-Elastizitätsmoduli auf. Da sie für sehr geringe Schubverzerrungen ermittelt wurden, müssen sie für die Fundationsbemessung vermindert werden, um den Einfluss der realen Schubverzerrungen im dynamischen Lastfall Erdbeben zu berücksichtigen (Reduktionsfaktor Feldversuch - Erdbeben in Tabelle 3). Die sich daraus ergebenden dynamischen E-Moduli (4. Spalte von Tabelle 3) können in dynamische ME-Werte umgerechnet werden. Nimmt man für diese Umrechnung einen Faktor von 1.5 entsprechend der aus den Versuchen ermittelten Poissonzahl von 0.32, ergeben sich mittlere dynamische ME-Werte von ca. 2'300 bis 3'000 MN/m² für die Molasse. Vergleicht man diese Werte mit den statischen (horizontalen) ME-Werten in Tabelle 1, ergibt sich ein Verhältnis von ca. 20. Auffallend bei den Ergebnissen von Tabelle 3 ist die grosse Variabilität der Messergebnisse, vor allem im Cyrenenmergel, was vermutlich auf das Vorhandensein von Sandsteinbänken und "weichere" Mergelzonen zurückzuführen ist.

4.4 Pfahlversuche

Zu den üblichen dynamischen Pfahlversuchen wurden auch 2 statische Pfahlversuche in der Molasse nach der Methode Osterberg durchgeführt. Die zusätzlichen Kosten für diese Versuche waren wegen der weit höheren Einsparungen durch kürzere Bauwerkspfähle gerechtfertigt (auch im Falle von ungünstigen Versuchsergebnissen ergeben sich Einsparungen durch den Einsatz von niedrigeren Sicherheitsfaktoren gemäss SIA 267). Hinzu kam eine grössere Planungssicherheit durch aussagekräftigere Versuchsergebnisse. Schliesslich waren wir überzeugt, im vorliegenden, guten Baugrund höhere Pfahltragwiderstände durch die statische Methode zu erreichen. Insgesamt bestätigte sich diese Annahme: die dynamischen Pfahlversuche ergaben niedrigere Widerstandsbruchwerte (Mantelreibung und Spitzendruck) als die statische Methode. Jedoch überraschten die bei Letzterer festgestellten Verformungen durch ihr Ausmass (siehe nachfolgende Tabelle). Und die erreichten Werte lagen unter unseren Erwartungen.

Tabelle 4: Ermittelte Pfahltraglasten nach der dynamischen und statischen Methode.

Pfahlversuchsart	dynamisch		statisch		Bemerkungen
	DV-01 (Minimalwert)	DV-01/2/3/4 (Mittelwert aus 4)	OV-01	OV-02	
Versuchspfahlbezeichnung					
Pfahllänge L (ohne freie Länge)	5,0 m	5,0 m	10,0 m	10,0 m	
Pfahldurchmesser d	0,75 m	0,75 m	1,2 m	1,2 m	
Mantelreibung τ_k (kN/m ²)	187	192	223 253 277	>260* -.* -.*	k= 2 mm s= 2 cm s= 3 cm
Spitzendruck σ_k (kN/m ²)	4188	4745	2154 2900 3750 6600	900 1850 2500 5100	k= 2 mm s= 2 cm s= 3 cm s= 12 cm
Bleibende Eindringung (mm) beim ausgewähltem Schlag	7	4,8	-	-	
Bruch erreicht	ja	ja	ja	ja	

* Bruch nicht erreicht, maximales Kriechmass k=0,2 mm, maximale Verschiebung 2 mm

Die zunächst erstaunlichen Ergebnisse in Bezug auf die grossen Verformungen der Pfahlspitze wurden intensiv untersucht und schliesslich auch im Vergleich mit anderen statischen Pfahlversuchen aus dem Ausland für richtig befunden. Daraus ergibt sich die Erkenntnis, dass die vorliegende Molasse eine hohe Tragfähigkeit aufweist, jedoch grosse Verformungen benötigt, um aktiviert zu werden.

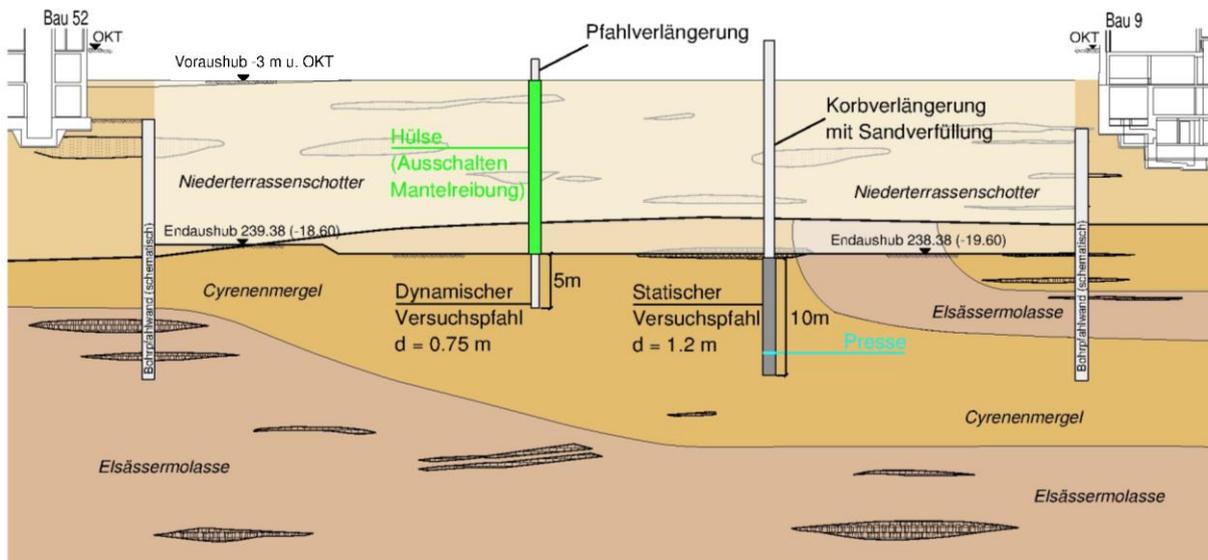


Bild 8: Lage und Ausbildung der dynamischen und statischen Versuchspfähle

In Basel wurden in der Vergangenheit oft nachfolgende Werte angenommen:

$$\text{Mantelreibung } \tau_k (\text{Bruch}) = 300 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Spitzendruck } \sigma_k (\text{Bruch}) = 7000 \text{ kN/m}^2 \text{ (bei einer Einbindung von mindestens 5 m in der Molasse).}$$

Diese Werte scheinen in Anbetracht der Auswertung der ersten je durchgeführten statischen Pfahlversuche in der Basler Molasse (Tabelle 4) relativ hoch. Bei vielen anderen Projekten in den letzten Jahren zeigte sich - allerdings nur auf der Grundlage von dynamischen Pfahlversuchen - ein ähnliches Bild. Wir schätzen, dass der in Basel weit verbreitete Ansatz " $\tau_k / \sigma_k = 300 / 7000 \text{ kN/m}^2$ " zu hoch gewählt ist, jedoch durch hohe Sicherheitsbeiwerte in der alten Norm ausgeglichen wurde (siehe auch hierzu [4]). Wenn jedoch heute nach SIA 267 bemessen wird, wird die z.B. im Fall eines statischen Pfahlversuchs ermittelte Pfahltragfähigkeit um den relativ geringen Faktor von $\gamma = 1.3$ abgemindert. Es bleiben nicht viele Reserven, um ungenaue Eingangsparameter auszugleichen.

Alle Versuchspfähle lagen in der Basler Molasse. Ihre Oberkante entsprach der Unterkante der künftigen Bodenplatte. Ihre Herstellung wurde gleich zu Beginn der Baustelle ab einem Bohrplanum von ca. -3 m in Angriff genommen, so dass die Auswertung der Versuche noch in die endgültige Ausführungsplanung der Pfähle einfließen konnte.

5 Monitoring

5.1 Baugrube

Für die Überwachung der Baugrube wurde folgende Instrumentierung eingesetzt:

- geodätische Messpunkte an Bohrpfahlwand und umliegenden Gebäuden
- Inklinometer in der Bohrpfahlwand
- Inkrex im Bereich des Baus 52
- Neigungsmessgeber im Bau 52
- Erschütterungsmessung
- Piezometermessungen
- Ankerkraftmessgeber
- Webcam

Alle Daten (mit Ausnahmen von Piezometern, geodätischen Messpunkten und Inklinometern/Inkrex) sind auf einer Internet-Plattform für alle Projektbeteiligten mit aktuellen Daten zugänglich.

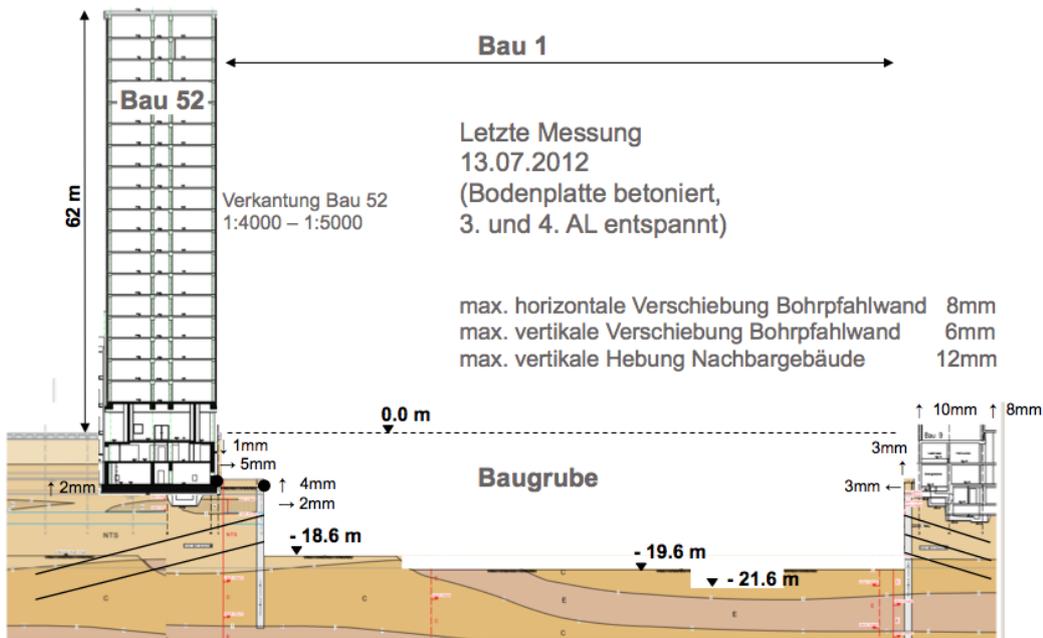


Bild 9: Zusammenfassung der maximal gemessenen Verformungen im Zuge der Baugrubenarbeiten.

Die Verformungen der Baugruben und ihres Umfelds blieben sehr gering. Vor allem das flachfundierte Nachbargebäude Bau 52 bewegte sich nur wenige Millimeter. An dieser Stelle wurden gezielt Feinstzementinjektionen unter der baugruben-zugewandten Gebäudeseite vorgenommen. Diese Massnahme half vorwiegend, die Niederterrassenschotter zu versteifen und zu verfestigen und somit die Verformungen gering zu halten.

Erstaunlich war das Ausmass der gemessenen Hebungen der Nachbargebäude von bis zu 12 mm, das auf die Aushubentlastung zurückzuführen ist. Auch Gebäude auf der anderen Strassenseite in einer Entfernung von ca. 30 m zur Baugrube erfuhren Hebungen von bis zu 7 mm.

Das am 11.02.2012 kurz vor Mitternacht aufgetretene Erdbeben in Zug der Stärke 4.2 wurde durch die Erschütterungsmessgeber der Baugrubeninstrumentierung registriert. Die gemessenen Geschwindigkeiten lagen weit unter den typischen Erschütterungswerten, die an einem Werktag gemessen werden.

5.2 Foundation

Die Foundation wurde ebenso wie die Baugrube instrumentiert. Ziel der Messungen ist es, die getroffenen Berechnungsannahmen zu verifizieren und neue Erkenntnisse über das Tragverhalten von kombinierten Pfahl-Plattenfundationen im Basler Untergrund zu gewinnen. Wie in Kapitel 4 beschrieben, ist die Modellierung solcher Foundationssysteme komplex, da das Tragverhalten von vielen unabhängigen Parametern (Baugrund, Ausführung, Tragsystem, Lasten, zeitliche Effekte...) abhängt. Eine Rückkoppelung an Messergebnisse ist unabdingbar. Folgende Messungen werden durchgeführt:

- Pfahlkraftmessdosen
- Sohldruckgeber (inkl. Temperaturmessgeber)
- Wasserdruckgeber
- Setzung Bodenplatte

Die Pfahlkraftmessdosen gekoppelt an die Setzung der Pfahlköpfe lassen es zu, die Pfahlfedersteifigkeit zu ermitteln. Die Sohldruckgeber und die Setzungen der Bodenplatte ermöglichen die Berechnung des Betungsmoduls. Schliesslich geben die Porenwasserdruckgeber Hinweise über die herrschende Auftriebskraft.

Die Messungen erfolgen bis nach Fertigstellung des Bauwerks. Sie werden vollautomatisch erfasst und auf der für alle Projektbeteiligte zugänglichen Internet-Plattform zusammen mit den Baugrubenergebnissen zur Verfügung gestellt.

Erst nachdem ein Grossteil der Last aufgebracht sein wird, d.h. im Jahr 2014, werden die getroffenen Annahmen definitiv bestätigt werden können. In den Berechnungen sind, um diesem Sachverhalt und der

Variabilität der Baugrundeigenschaften gerecht zu werden, diverse Szenarien bzgl. Baugrund- und Bauwerkssteifigkeit berücksichtigt worden, die alle Eventualitäten abdecken sollen.



Bild 10: Einbau einer Kraftmessdose am Kopf eines Fundationspfahls

6 Ausblick

Beim Projekt Roche Bau 1 wurden konsequent Versuche vorgezogen, um daraus die gewonnenen Erkenntnisse in die Planung einfließen zu lassen. Daraus liessen sich z.B. bis zu 200 Anker einsparen. Die Versuche wurden so ausgelegt, dass nicht nur die Annahmen bestätigt wurden, sondern auch die Grenzen des Tragwiderstands erreicht wurden. Es wurde aufgezeigt, dass diese Grenzen teilweise höher liegen, als bisher allgemein in Basel angenommen. Teilweise mussten aber auch die in Basel als üblich angesehenen Werte zur Pfahlbemessung nach unten revidiert werden.

Im Jahr 2014 werden nach Fertigstellung des Rohbaus alle Messergebnisse zur kombinierten Pfahl-Plattenfundation vorliegen. Es wird sich dann herausstellen, ob die Messergebnisse eher am unteren, am oberen oder im mittleren Bereich der für die Berechnung der Federsteifigkeiten angenommenen Bandbreite liegen. Dieses Ergebnis wird eine wichtige Bestätigung für das gewählte Bemessungskonzept der Fundation von Roche Bau 1 darstellen. Weiter wird es aber auch von Interesse für die optimierte Bemessung von weiteren Hochhausfundationen in der Basler Molasse oder in ähnlichen Baugrundverhältnissen sein.

7 Literatur

- [1] Geologisch-Geotechnischer Bericht inkl. Sondierbohrungen SB1 bis SB6, Version 1.2, Neues Bürogebäude Bau 1, Pfirter, Nyfeler + Partner AG, 28.04.2010
- [2] International Symposium "Ground Anchors – Limelette test field results", BBRI, 2008, Brussels
- [3] Seismischer Crosshole-Test, Baugrube Roche Bau 1, GeoExpert AG, 15.03.2011
- [4] Pfahlbemessung nach SIA 267 - Erfahrung aus der Praxis, Laurent Pitteloud, Frühjahrstagung 2012 Geotechnik Schweiz

Autor:

Laurent Pitteloud
Dipl. Bauing ETH/SIA
Gruner AG
Gellertstrasse 55
4020 Basel