

Hochhaus Omniturm – Baugrube und Gründung unter komplexen innerstädtischen Randbedingungen

Der rd. 190 m hohe Omniturm wurde in den Jahren 2016–2019 im Zentrum des Bankenviertels in Frankfurt am Main erbaut und ist auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) gegründet. Das Umfeld der Baumaßnahme ist geprägt durch sehr beengte Platzverhältnisse und die benachbarten Hochhäuser Commerzbank, Japan Center, Garden Tower und Deutsche Bank mit bis zu fünf Untergeschossen. Die rd. 16 m tiefe Baugrube wurde mithilfe einer Teildeckelbaulösung hergestellt, bei der die späteren Untergeschossdecken die horizontale Stützung des Verbaus übernahmen. Zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Aufschwimmen der Baugrube wurde eine innen liegende Wasserhaltung zur Entspannung der wasserführenden Kalkstein- und Sandlagen betrieben. Mit dem Beitrag werden die wesentlichen Aspekte des Baugrubenverbaus und des Aussteifungssystems, der Wasserhaltungsmaßnahmen sowie der KPP dargestellt.

Stichworte Baugrube, tiefe; Grundwasserhaltung; Deckelbauweise; Kombinierte Pfahl-Plattengründung; KPP

1 Bauwerk und Umfeld

Der Omniturm wurde in den Jahren 2016–2019 im Zentrum des Frankfurter Bankenviertels in unmittelbarer Nachbarschaft zu mehreren bestehenden Hochhäusern errichtet (Bild 1), woraus für die Planung und Ausführung

High rise building Omniturm – construction pit and foundation under complex urban site conditions

The approximately 190 m high Omniturm was built from 2016 to 2019 in the center of the financial district of Frankfurt am Main, Germany and is founded on a piled raft. The area surrounding the construction project is characterised by very limited space and the neighbouring high rise buildings Commerzbank, Japan Center, Garden Tower and Deutsche Bank with up to five underground levels. The approximately 16 m deep excavation pit was constructed using a top-down solution in which the later basement floors provided the horizontal support for the retaining wall. To ensure the safety against uplift of the excavation pit, a ground water relief of the limestone and sand layers was carried out. Within the scope of this article the main aspects of the retaining construction and the supporting system, the ground water relief measures and the piled raft foundation are presented.

Keywords deep excavation; ground water relief; top down method; piled raft

der Baugrube komplexe Randbedingungen und eine Vielzahl von Einschränkungen resultierten.

Auf einer Grundfläche von rd. 50 m × 50 m sind mit dem ca. 190 m hohen Gebäude Büro- und Wohnflächen sowie öffentlich nutzbare Bereiche auf 46 Geschossen entstan-

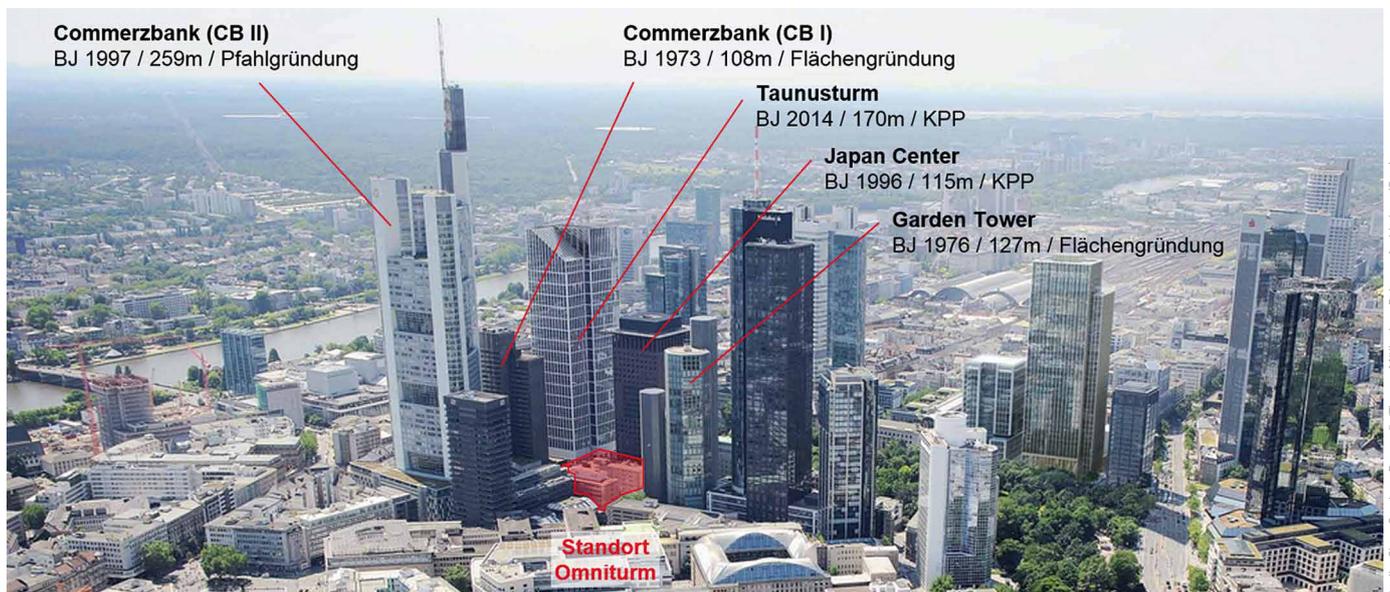


Bild 1 Skyline Bankenviertel Frankfurt am Main, ergänzt um Angaben zur Nachbarbebauung
Skyline of the financial district of Frankfurt am Main, Germany with details of neighbouring buildings



Quelle: Frank Dinger/Commerz Real

Bild 2 Gebäude Omnium mit „Hüftschwung“
Building Omnium with a „hip swing“

den. Als wesentliches architektonisches Kennzeichen kragen auf etwa halber Höhe des Bauwerks einige Geschosse über den eigentlichen Grundriss hinaus, sodass die dort angeordneten Wohnbereiche über Balkone verfügen (Bild 2).

Zur Herstellung der vier Untergeschosse, die im Wesentlichen als Tiefgarage genutzt werden, war der Aushub einer ca. 16 m tiefen Baugrube erforderlich. Entlang der Nordostseite des Grundstücks wurden auf einem ca.

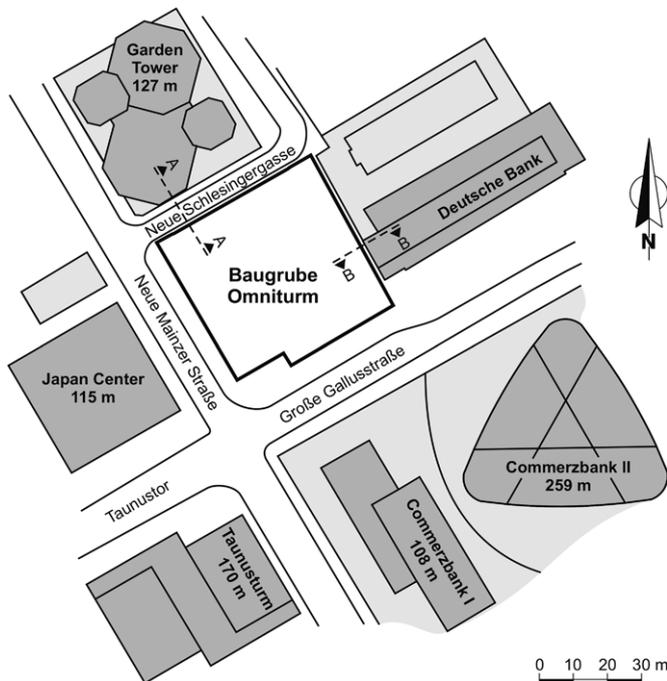


Bild 3 Lageplan
Site plan

15 m breiten Streifen die Untergeschosse ohne Überbauung ausgeführt. Vor dem Beginn der Baumaßnahme wurde das ehemalige Bankhaus Metzler mit bis zu sieben Ober- und zwei Untergeschossen zurückgebaut.

Das Baugrundstück wird auf drei Seiten von stark befahrenen Straßen eingefasst (Bild 3). Südöstlich, auf der gegenüberliegenden Seite der Großen Gallusstraße, befinden sich die Hochhäuser Commerzbank I und II, im Südwesten, in der Neuen Mainzer Straße, das Japan Center und im Nordwesten, in der Neuen Schlesingergasse, der Garden Tower. Die an der Nordostseite unmittelbar an das Baufeld grenzende vorhandene Bebauung der Deutschen Bank wurde zum Zeitpunkt der Baugrubenherstellung noch genutzt. Das Gebäude wurde zwischenzeitlich abgebrochen und auf dem Gelände entsteht derzeit das Projekt Four Frankfurt. In den angrenzenden Straßen ist eine Vielzahl von Leitungen und Kanälen in unterschiedlichen Tiefen vorhanden. Baustelleneinrichtungsflächen außerhalb des Baugrundstücks standen für die Spezialtiefbauarbeiten nur in sehr eingeschränktem Maß zur Verfügung.

2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Im Bereich des Projektgeländes mit der Geländeoberfläche bei rd. 99 mNN stehen unter künstlichen Auffüllungen, Resten alter Bebauungen sowie Resten von quartären Hochflutlehm die quartären Sande und Kiese der Mainterrasse bis in Tiefen von ca. 88 mNN bis 94 mNN an. Diese werden unterlagert vom tertiären Frankfurter Ton (Hydrobienschichten), einer unregelmäßigen Abfolge von Tonen und Tonmergeln, unterschiedlich dicken Schluff- und Sandzwischenlagen (Hydrobiensande) sowie nicht horizontbeständigen (schwimmenden) Kalk- und Dolomitsteinbänken, die das Verformungsverhalten des Baugrunds beeinflussen. Der Frankfurter Ton weist im Standortbereich eine Schichtdicke von i. M. ca. 36 m auf, wobei die Schichtuntergrenze auf dem Projektgelände von ca. 56 mNN auf ca. 52 mNN in Richtung Westen einfällt. Die eingelagerten, harten bis sehr harten, klüftigen Kalk- und Dolomitsteinbänke wurden im Bereich des Projektgeländes in Mächtigkeiten von ca. 0,1 m bis 2,0 m und mit stark variierenden Kluftabständen im Dezimeter- bis Meterbereich erbohrt. Die Unterfläche der mächtigsten innerhalb des Frankfurter Tons erkundeten Kalksteinbank fällt von ca. 79 mNN an der Ostecke des Projektgeländes auf ca. 75 mNN an der Westecke mit einer Neigung von rd. 7° ein. Der Anteil der Kalk- und Dolomitsteinbänke sowie der Hydrobiensandlagen bezogen auf die erkundete Schichtdicke des Frankfurter Tons liegt im Bereich des Projektgeländes bei jeweils ca. 14%. Unterhalb des Frankfurter Tons wurden bei den Bohrungen im Bereich des Projektgeländes bis zu deren Endteufen in max. rd. 90 m Tiefe die festgesteinsreichen tertiären Inflan- und Cerithiensichten (Frankfurter Kalke) erkundet, die überwiegend aus oft klüftigen und harten, zwischen wenigen Dezimetern und über 3 m mächtigen Kalksteinbänken sowie aus Sanden mit vereinzelt steifen

bis halbfesten Tonzwischenlagen bestehen und bereichsweise von mürben und porösen Kalkriffen durchsetzt sein können.

Das Grundwasser zirkuliert zum einen in den quartären Sanden und Kiesen, zudem sind die tertiären Sande und die Klüfte der Kalksteinbänke wasserführend. Die Tone des Tertiärs selbst führen keine nennenswerten Wassermengen und können örtlich eine dichtende Wirkung haben, sodass das Grundwasser bereichsweise in den Hydrobiensanden und in den Kalksteinbänken gespannt ist. Die einzelnen Grundwasserleiter des Quartärs und des Tertiärs stehen jedoch meist mittelbar untereinander in Verbindung. Bei künstlichen Eingriffen in das tertiäre Grundwasser bilden sich in den wasserleitenden Sand-schichten und Kalkbänken temporär unterschiedliche Grundwasserstockwerke aus. Die Reichweite der Entspannungswirkung z. B. über wasserführende Kalkbänke kann mehrere 100 m erreichen. Bei der Baugrunderkundung wurde der Grundwasserspiegel in einer Tiefe von rd. 5,5 m unter der Geländeoberfläche festgestellt.

3 Baugrube und Verbau

3.1 Randbedingungen

Die Baugrubensohle des vierfach unterkellerten Neubaus lag mit 83,4 mNN rd. 16 m unter Gelände. Der erforderliche Baugrubenverbau entlang der nordwestlich angrenzenden Neuen Schlesingergasse, in der zahlreiche Strom-, Wasser- und Medienleitungen sowie ein gemauerter Mischwasserkanal verlaufen, ist durch den geringen Abstand von ca. 9 m zwischen der Grundstücksgrenze des Omniturms und dem Garden Tower geprägt (Bild 4a). Die Trägerwand mit Bohl- und Spritzbetonausfachungen der ehemaligen Baugrube des Garden Towers war noch im Untergrund vorhanden. Das Hochhaus Garden Tower ist mit einer Flächengründung in rd. 18 m Tiefe unter Geländeoberfläche gegründet.

An der Nordostseite des Baufelds lag an der Grundstücksgrenze das Gebäude der Deutschen Bank, das dort eingeschossig und zurückversetzt zweigeschossig unterkellert war. Während im nördlichen Abschnitt an der Grundstücksgrenze nur eine Erdgeschossbebauung vorhanden war, wies der Gebäudebestand im südlichen Abschnitt sowohl eine vertiefte Unterkellerung an der Grundstücksgrenze als auch sieben Obergeschosse (Bild 4b) mit sehr hohen max. Sohlpressungen des Bestands von bis zu 282 kN/m² auf.

Südöstlich des Baugrundstücks entlang der Großen Galusstraße befinden sich die Gebäude der Commerzbank in ca. 22 m bzw. 28 m Entfernung zur Verbauachse des Omniturms. Das Gebäude Commerzbank I ist auf einer bis zu 3,0 m dicken Fundamentplatte gegründet, deren Unterkante i. M. bei ca. 87,0 mNN liegt. Das markante und bisher höchste Frankfurter Hochhaus, das Hochhaus Commerzbank II, ist auf Pfählen in den tertiären Inflaten-

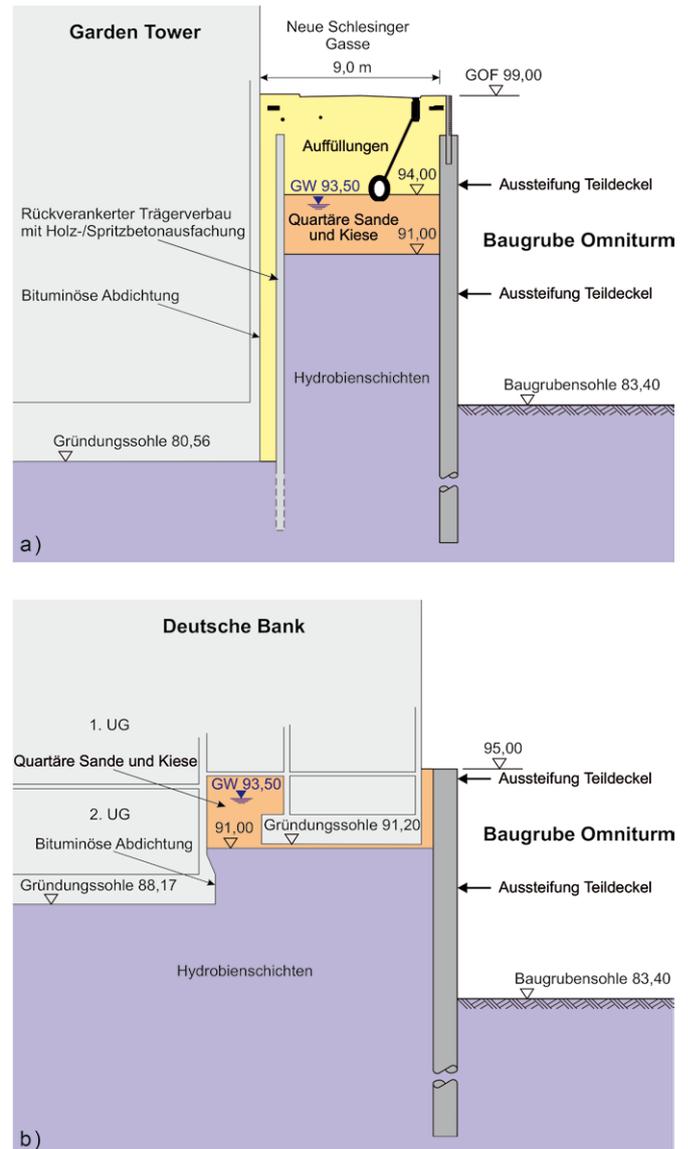


Bild 4 a) Schnitt A-A: Garden Tower, b) Schnitt B-B: Deutsche Bank
a) Cross section A-A: Garden Tower, b) cross section B-B: Deutsche Bank

und Cerithienschichten tief gegründet [1] und liegt außerhalb des Einflussbereichs des Baugrubenverbaus des Omniturms.

Auf dem an der Neuen Mainzer Straße gegenüberliegenden Grundstück befindet sich in rd. 17 m Entfernung das Hochhaus Japan Center. Die Gründung des Japan Centers wurde als KPP mit 22 m langen Pfählen ($d_p = 1,3$ m) ausgeführt. Die Gründungsohle liegt bei ca. 83,6 mNN. Die Baugrubensicherung des Japan Centers wurde als rückverankerte überschnittene Bohrpfahlwand ($d = 0,9$ m) ausgeführt, die im Baugrund verblieben ist.

3.2 Planungsvarianten

Um frühzeitig mit den Bauarbeiten beginnen zu können, wurde für die Baugrube ein vorgezogener Bauantrag gestellt und die Leistungen zur Baugrubenherstellung separat vom Rohbau ausgeschrieben. Da der Rohbau zu Be-

ginn des Planungsprozesses für die Baugrube noch nicht ausreichend detailliert beplant war, sollte im Rahmen der Entwurfs- und Genehmigungsplanung eine Baugrubensicherung konzipiert werden, welche auf Aussteifungen weitestgehend verzichtet und somit unabhängig von der Rohbauplanung ausgeführt werden konnte. Neben den geometrischen und geotechnischen Randbedingungen war weiterhin zu beachten, dass Eingriffe in den Grundwasserhaushalt zu minimieren waren.

Als Regelverbau wurde in der ersten Planungsphase eine vierfach rückverankerte überschnittene Bohrpfehlwand gewählt, die in den Frankfurter Ton einbindet. Diese hätte jedoch nur entlang der Großen Gallusstraße ohne Zusatzmaßnahmen ausgebildet werden können. An den übrigen drei Baugrubenseiten wurden Variantenuntersuchungen zur Standsicherheit sowie Verformungsprognosen zur Gebrauchstauglichkeit durchgeführt, um den schwierigen Randbedingungen Rechnung zu tragen.

So war z. B. entlang der Neuen Mainzer Straße die Ankerlänge aufgrund der Unterkellerung des Japan Centers und dessen Gründungspfählen auf die Straßenbreite begrenzt. Als Lösung war hier der Verbleib eines ca. 9,5 m breiten und 3–4 m hohen Stützkörpers vor der Bohrpfehlwand vorgesehen. Dieser wäre nach Teilerstellung des Kellerkastens sukzessive entfernt und durch eine Aussteifung gegen den bereits fertiggestellten Kellerteil ersetzt worden.

Entlang der Neuen Schlesingergasse war hingegen die Ausführung einer Verankerung im oberen Abschnitt der Bohrpfehlwand aufgrund des geringen Abstands zum unterkellerten Garden Tower grundsätzlich nicht möglich (Bild 4a). Hier wäre daher ein Voraushub des gesamten Bereichs bis zum Garden Tower bis auf das Grundwasserniveau mit anschließendem Neubau der Straße und des Mischwasserkanals erforderlich gewesen, um die Belas-

tung auf den zweifach rückverankerten Baugrubenverbau zu reduzieren.

Für das unmittelbar an die Baugrube angrenzende Gebäude der Deutschen Bank war zusätzlich zur rückverankerten Bohrpfehlwand im Bereich zur höchsten Nachbarbebauung ein Düsenstrahlkörper als Unterfangung geplant, um die Lasten tiefer zu führen und die Verformungen zu begrenzen.

Im Verlauf des Vergabeverfahrens für die Baugrube wurde die Rohbauplanung so weit fortgeführt, dass von dem Konzept der rückverankerten Baugrube abgewichen und der Rohbau als Aussteifung in die Baugrubensicherung einbezogen werden konnte. Auf dieser Grundlage wurde durch die ausführende Arbeitsgemeinschaft eine Teildeckelbauweise als Nebenangebot konzipiert und letztlich durch den Bauherrn auch beauftragt.

3.3 Teildeckelbauweise

Auf Basis der Erfahrungen von vorangegangenen Bauvorhaben wurde durch die ausführende Arbeitsgemeinschaft die Lösung der Aussteifung durch zwei Teildeckel entwickelt und umgesetzt. Hierzu wurden Teile der späteren Decken des 2. und 4. UG in Form von ca. 8 m breiten umlaufenden Rahmen hergestellt (Bild 5).

Maßgeblicher Vorteil dieser Bauweise war in vielerlei Hinsicht der nahezu vollständige Verzicht auf eine nur mit großem Aufwand zu realisierende Rückverankerung (Abschn. 3.2). Lediglich im Bereich der nordöstlich unmittelbar angrenzenden Bebauung durch die Deutsche Bank musste auf einer Länge von rd. 20 m eine zusätzliche Rückverankerung hergestellt werden. Diese Ankerlage nur rd. 1 m oberhalb des Endaushubniveaus war erforderlich, um die Verformungen des



Quelle: Klaus Heibig/Commerz Real

Bild 5 Fertiggestellte Baugrube mit Teildeckeln
Completed excavation pit with supporting frames

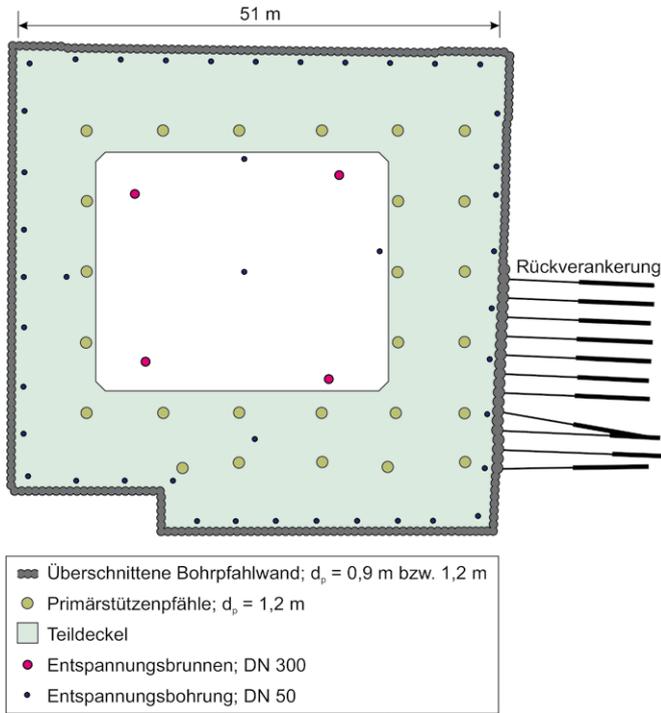


Bild 6 Grundrissplan Verbau, Teildeckel und Wasserhaltung
Ground plan of retaining system, supporting frames and ground water relief

Gebäudes zu begrenzen. Bild 6 zeigt die Baugrube im Grundriss.

Für die vertikale Lagerung der Teildeckel wurde zwischen Baugrubenrand und -innerem unterschieden. Im Tragkonzept des Hochhauses übernimmt der Verbau die Funktion der dauerhaften Abschirmung des Erddrucks in horizontaler Richtung, nicht jedoch die vertikale Ableitung von Gebäudelasten, und ist daher kein Bestandteil der als KPP konzipierten Gründung (Abschn. 4). Um diese Randbedingungen sowie die prognostizierten Relativverschiebungen in der Größenordnung mehrerer Zen-

timeter zu berücksichtigen, erfolgte die Auflagerung am Verbau mittels Gleitlagern grundsätzlich vertikal verschieblich. Lediglich während der Phase des Bodenaushubs bis zum Anschluss der darunterliegenden aufgehenden Außenwände wurden die Teildeckel vorübergehend fest am Verbau abgehängt (Bild 7).

Neben der Wirtschaftlichkeit war die innovative Auflagerkonstruktion der Teildeckel an der Verbauwand ein ausschlaggebendes Kriterium für die Teildeckelbauweise. Die Ausbildung als sog. Sägezahnmodell ermöglichte die Betonage und Entlüftung der aufgehenden Bauteile der darunterliegenden Geschosse. Als Voraussetzung für die spätere WU-Konstruktion der Untergeschosse wurden diese hochgradig bewehrten sog. Hammerköpfe mit einem umlaufenden Fugenband versehen.

Für die Auflagerung der Teildeckel im Baugrubeninneren stellt die Verwendung von Bauwerkspfählen grundsätzlich eine Option dar. Im vorliegenden Fall waren die Abstände der KPP-Pfähle hierzu jedoch bereichsweise zu groß. Neben bauvertraglichen Besonderheiten waren zudem die Gründungsdimensionierung der KPP und damit einhergehend die Dimensionierung der Gründungspfähle noch nicht abgeschlossen. Die Planung und Ausführung der Teildeckelauflagerung in Baugrubenmitte erfolgte daher unabhängig von der Hochhausgründung mit insgesamt 22 temporären Primärstützen auf eigens dafür hergestellten Bohrpfählen (Bild 7). Diese bestanden aus Stahlprofilen, die in Pfähle mit 1,2 m Durchmesser und Längen zwischen 11 m und 18 m eingestellt wurden. Im Zuge der späteren Herstellung der Untergeschosse wurden die beiden Teildeckel auf die Hochhausstützen und -wände umgelagert. Die Stahlprofile wurden anschließend zurückgebaut und die im Baugrund verbliebenen Pfahlreste mit einer kompressiblen Schicht belegt, um ein späteres Durchstanzen infolge der Hochhaussetzungen zu verhindern.

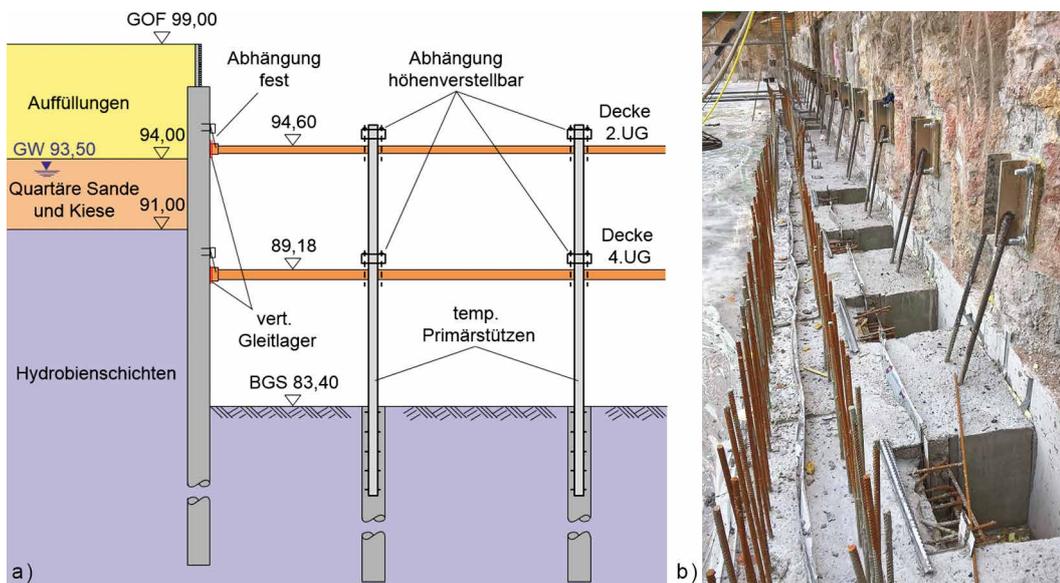


Bild 7 a) Schnittdarstellung der Teildeckelaussteifung, b) Detail der Abhängung am Verbau
a) Cross section of supporting frames, b) detail of frame mounting on retaining wall



Bild 8 Baugrubenaushub unterhalb des ersten Teildeckels
Excavation works below the first supporting frame

Nach Herstellung der Teildeckel wurden bis zum Erreichen des Endaushubniveaus in rd. 16 m Tiefe jeweils noch rd. 11 m bzw. 5,5 m Boden ausgehoben. Als Folge der Aushubentlastung wurden ungleichmäßige Hebungen des Verbau und der einzelnen Primärstützen erwartet. Für die Auflagerpunkte der Teildeckel an den temporären Primärstützen wurde daher ein System entwickelt, das es erlaubte, diese vor dem Erreichen von unverträglichen vertikalen Verschiebungen kontrolliert ablassen oder anheben zu können. Tatsächlich erforderten die eingetretenen Hebungen von bis zu ca. 2 cm ein mehrmaliges Nachjustieren einzelner Auflagerpunkte. Die uneingeschränkte Funktionstüchtigkeit dieses Systems, das die ausführende Arbeitsgemeinschaft für die besonderen, extremen Randbedingungen entwickelt hat, konnte dabei mehrfach gezeigt werden.

Durch die Gestaltung der Teildeckel als umlaufende, ca. 8 m breite Rahmen konnte durch die große Öffnung in Baugrubenmitte (Bild 6) der Erdaushub mit großem Gerät erfolgen. Hierzu wurden zwei Langarmbagger auf Baggerplattformen positioniert (Bild 8). Durch diese Standorte wurde den extrem beengten Platzverhältnissen Rechnung getragen und das Erreichen der rd. 16 m tiefen Aushubsohle ermöglicht. In Ergänzung hierzu erfolgten das Lösen und der Horizontaltransport des Bodens unterhalb der beiden Teildeckel mittels Minibaggern und Raupenladern.

3.4 Wasserhaltung

Zur Sicherung der Baugrubensohle gegen Aufschwimmen wurden innerhalb der Baugrube Entspannungsbohrungen und mit Pumpen bestückte Entspannungsbrunnen installiert, die bis in eine Tiefe von bis zu rd. 71,5 mNN reichten. Das Lenzen der Baugrube erfolgte sukzessive vorauslaufend zum Aushub. Insbesondere als

Voraussetzung für das Befahren des wassergesättigten Frankfurter Tons war eine Entwässerung durch ein aktives Bepumpen der Entspannungsbohrungen mittels Vakuumlanzen erforderlich.

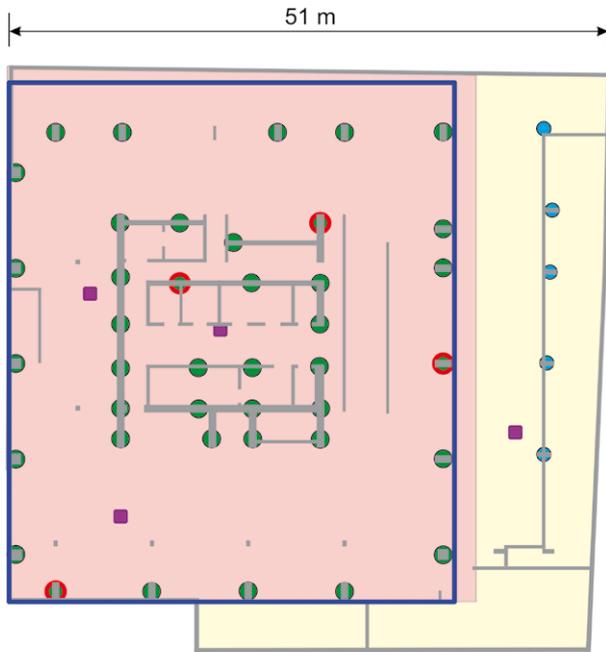
Die vier Entspannungsbrunnen im inneren Bereich der Baugrube (Bild 6) wurden mit einem Filterrohr DN 300 ausgeführt. Die 43 Entspannungsbohrungen mit einem Bohrdurchmesser von 150 mm wurden überwiegend unmittelbar vor dem Baugrubenverbau angeordnet. Weitere fünf Entspannungsbohrungen wurden im inneren Bereich der Baugrube hergestellt. Durch den Einbau von Injektionsleitungen in die Entspannungsbrunnen und -bohrungen konnten diese nach Beendigung der Wasserhaltung zwischen Baugrubensohle und Endteufe verpresst und dadurch eine direkte Verbindung zwischen den Grundwasserhorizonten ausgeschlossen werden.

Da die Grundwasserentspannung über den Zeitpunkt der Betonage der Fundamentplatte hinaus betrieben werden musste, wurden für die Brunnen Brunnentöpfe eingebaut, durch welche auch sämtliche Injektionsleitungen geführt wurden.

Das geförderte Wasser wurde in die öffentliche Kanalisation eingeleitet. Je nach Erfordernis wurde das Wasser über eine Aufbereitungsanlage geführt und entweder in den Mischwasser- oder in den Regenwasserkanal abgeschlagen. Insgesamt wurde die Grundwasserhaltung über eine Dauer von 13 Monaten betrieben. Für diesen Zeitraum wurden eine mittlere Förderrate von ca. 34 m³/h und eine max. Förderrate von 58 m³/h festgestellt.

4 Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP)

Auf der Grundlage einer mittels dreidimensionalen Finite-Elemente-Berechnungen (3-D-FE) durchgeführten nu-



- Gründungspfähle; $d_p = 1,2$ m
- Gründungspfähle; $d_p = 1,5$ m
- Fundamentplatte; $d = 0,5$ m
- Fundamentplatte; $d = 2,9$ m
- Umriss Turm
- Gründungspfähle mit Messinstrumentierung
- Porenwasserdruckgeber und Sohldruckgeber

Bild 9 Grundrissplan der Gründung mit geotechnischen Messeinrichtungen
Ground plan of foundation with geotechnical measurement devices

merischen Parameterstudie wurde für den Omniturm als optimierte Gründungsvariante eine KPP mit 41 Pfählen (Pfahldurchmesser $d_p = 1,5$ m) mit Pfahllängen zwischen $L_p = 23,4$ m unter den Fassadenstützen und max. $L_p = 27,4$ m unter dem Kern sowie einer im Hochhausbereich 2,9 m dicken Fundamentplatte identifiziert. Die Installation von längengestaffelten Pfählen unter den belasteten Bauwerksbereichen erlaubt erfahrungsgemäß eine besonders effiziente Reduktion der Setzungen [2]. Die

Tab. 1 Ergebnisse der 3-D-FE-Berechnungen
Results of the 3-D FE analysis

Lastfall	s_{max} [cm]	s_m [cm]	δ_{max} [-]	α_{KPP} [-]
Setzungerzeugender Lastfall: $G_{Platte} + G + Q/3 - A$	8,3	5,9	1/510	0,65
Bemessungslastfall Tragwerksplanung: $G_{Platte} + G + Q$	11,1	8,1	1/370	0,59

s_{max} max. Setzung
 s_m mittlere Setzung an den einzelnen Pfahlpositionen im Hochhausbereich
 δ_{max} max. Winkelverdrehung
 α_{KPP} Pfahlplatten-Koeffizient

Planung der Pfahllängen erfolgte unter Berücksichtigung eines Mindestabstands des Pfahlfußes von der Oberkante der Frankfurter Kalke von 2 m, wodurch unzulässig hohe Lasten in den Pfählen ausgeschlossen wurden. Im nicht überbauten östlichen Bauwerksbereich wurden unter Stützen zusätzlich fünf Pfähle ($L_p = 12$ m bis $L_p = 20$ m; $d_p = 1,2$ m) angeordnet, um die Beanspruchung der dort lediglich 0,5 m dicken Fundamentplatte zu reduzieren. Bild 9 zeigt die Gründung im Grundrissplan. Die Verbauwand und die Primärstützenpfähle sind von der Gründung entkoppelt und daher am Abtrag der Bauwerkslasten in den Baugrund nicht beteiligt (Abschn. 3.3). Auf der Grundlage einer ganzheitlichen Betrachtung der gesamten Gründung und des Tragwerks beim Nachweis der Auftriebssicherheit konnte auf Zugelemente wie z. B. Mikropfähle zur Auftriebssicherung im nicht überbauten Bereich verzichtet werden.

Auf der Grundlage der 3-D-FE-Berechnungen wurden für den setzungerzeugenden Lastfall $G_{Platte} + G + Q/3 - A$ max. Setzungen von $s_{max} = 8,3$ cm ermittelt. Da in den 3-D-FE-Berechnungen die Steifigkeit des Kellerkastens und der aufgehenden Konstruktion nicht berücksichtigt wurden, stellen die so prognostizierten Verformungen in Bezug auf Differenzsetzungen und Winkelverdrehungen eine konservative Abschätzung dar. Die wichtigsten Be-

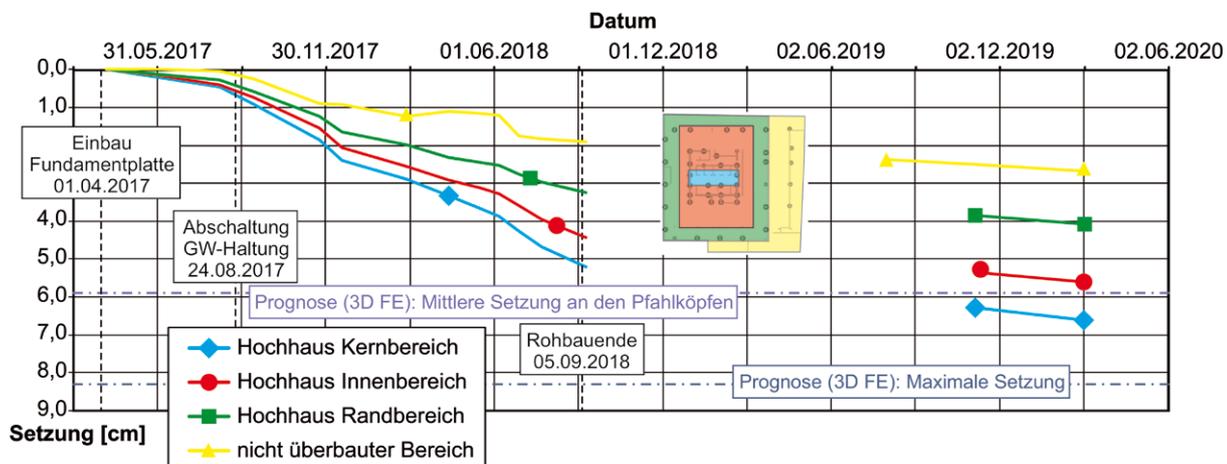


Bild 10 Zeitlicher Verlauf der mittleren Setzungen der einzelnen Bauwerksbereiche
Development of the mean settlements for different sections of the building with time

rechnungsergebnisse für den für die Bewertung der Gebrauchstauglichkeit maßgeblichen setzungserzeugenden Lastfall sowie für den Bemessungslastfall der Tragwerksplanung $G_{\text{Platte}} + G + Q$ sind in Tab. 1 zusammengestellt.

Entsprechend den Anforderungen der KPP-Richtlinie [3] wird das Tragverhalten der Gründung des Omniturms messtechnisch überwacht. Dazu wurden vier Gründungspfähle mit Kraftmessdosen am Pfahlkopf zur Messung der Pfahlwiderstände ausgerüstet. Zwei dieser Pfähle wurden zudem mit Dehnungsmesselementen im Fußbereich bestückt, mit deren Hilfe die Pfahlfußwiderstände ermittelt werden können. Die Sohlnormalspannungen und die Porenwasserdrücke unter der Fundamentplatte werden mit jeweils vier Sohldruckgebern und Porenwasserdruckgebern bestimmt. Die Lage der geotechnischen Messeinrichtungen ist in Bild 9 im Grundrissplan dargestellt. Zur Kontrolle der Setzungen wurden baubegleitende geodätische Messungen ausgeführt. Hierzu wurden verteilt über die gesamte Grundfläche insgesamt 22 Messpunkte auf der Fundamentplatte angeordnet, die im Zuge des Baufortschritts auf benachbarte Wände und Stützen übertragen wurden.

Bild 10 zeigt den zeitlichen Verlauf der Setzungen an verschiedenen Messpunkten, wobei für die ersten zehn Mo-

nate nach Rohbauende keine Messwerte vorliegen. Die Sofortsetzungen aus dem Betonieren der Fundamentplatte, die aufgrund von Erfahrungen mit vergleichbaren Gründungen mit 0,5–1,0 cm abgeschätzt werden können, sind in den Messwerten nicht enthalten. Die Setzungen lagen demnach im März 2020 gut ein halbes Jahr nach Inbetriebnahme zwischen $s = 2,7$ cm (nicht überbauter Bereich) und $s = 6,6$ cm (Kernbereich), sodass die für den setzungserzeugenden Lastfall prognostizierten Setzungen (Tab. 1) unter Berücksichtigung der im Frankfurter Ton noch zu erwartenden zeitabhängigen Verformungsanteile [4] im Endzustand wahrscheinlich nahezu erreicht werden.

Projektbeteiligte Baugrube und Gründung

Eigentümer: Commerz Real

Projektentwicklung: Tishman Speyer

Ausführung: ARGE Baugrube Tessuto, bestehend aus BAM Deutschland AG, Frankfurt a. M.; Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Düsseldorf; Max Bögl Stiftung & Co. KG, Frankfurt a. M.

Tragwerksplanung (Entwurf): CDM Smith Consult GmbH, Rhein-Main

Tragwerksplanung (Genehmigung und Ausführung): Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Frankfurt a. M.; B+G Ingenieure Bollinger & Grohmann GmbH, Frankfurt a. M.

Geotechnik: CDM Smith Consult GmbH, Rhein-Main

Prüfingenieur: Prof. Dipl.-Ing. Günter Ernst, Darmstadt

Prüfsachverständiger für Erd- und Grundbau: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, Frankfurt a. M.

Literatur

- [1] Katzenbach, R.; Quick, H.; Arslan, U. (1996) *Commerzbank-Hochhaus Frankfurt am Main: Kostenoptimierte und setzungsarme Gründung* in: Bauingenieur 71, H. 9, S. 345–354.
- [2] Reul, O. (2010) *Entwurfsoptimierung von Hochhausgründungen* in: Bauingenieur 85, H. 4, S. 177–187.
- [3] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT)/Deutsches Institut für Bautechnik (DIBt) (2001) *Richtlinie für den Entwurf, die Bemessung und den Bau von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) – KPP-Richtlinie*.
- [4] Reul, O.; Berndt, J.; Franzen, A. (2018) *Zeitabhängiges Last-Verformungsverhalten von Gründungen im Frankfurter Ton* in: Katzenbach, R. [Hrsg.] *Vorträge zum 25. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium*. Darmstadt, 8. März 2018. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 104, S. 101–122.

Autoren

Dipl.-Ing. Wolfgang Kissel
wolfgang.kissel@cdmsmith.com
CDM Smith Consult GmbH
Darmstädter Str. 63
64404 Bickenbach

Dr.-Ing. Hendrik Ramm (Korrespondenzautor)
hendrik.ramm@cdmsmith.com
CDM Smith Consult GmbH
Darmstädter Str. 63
64404 Bickenbach

Dipl.-Ing. Engin Toker
engin.toker@cdmsmith.com
CDM Smith Consult GmbH
Darmstädter Str. 63
64404 Bickenbach

Prof. Dr.-Ing. Oliver Reul
o.reul@uni-kassel.de
Universität Kassel, Fachgebiet Geotechnik
Mönchebergstraße 7
34125 Kassel

Dr.-Ing. Axel Ruiken
axel.ruiken@wf.bam.com
Wayss & Freytag Ingenieurbau AG
Wiesenstr. 21 All
40549 Düsseldorf

Zitieren Sie diesen Beitrag

Ramm, H.; Reul, O.; Ruiken, A.; Kissel, W.; Toker, E. (2020) *Hochhaus Omniturm – Baugrube und Gründung unter komplexen innerstädtischen Randbedingungen*. Bautechnik 97, H. 9, S. 656–663.
<https://doi.org/10.1002/bate.202000059>