

Erweiterung des Containerterminals im Hafen Beirut

Planung und Errichtung einer Kaimauer als Piled Deck in fugenloser Bauweise

Einleitung

Ungeachtet der weltweit auftretenden wirtschaftlichen Probleme seit 2008 gehört die Hafen- und Hauptstadt Beirut zu den aufstrebenden Metropolen der östlichen Mittelmeerregion. Eine Anpassung und Erweiterung der Infrastruktur war damit eine logische Konsequenz dieser Entwicklung - ein Baustein davon ist der Hafen in Beirut.

Um die Erweiterung des bestehenden Containerterminals durchzuführen, wurde die Sellhorn Ingenieurgesellschaft im Jahre 2007 mit der Planung der Terminalfläche sowie einer 500 m langen Kaimauer beauftragt. Aufbauend auf einem bereits bestehenden Masterplan wurden weitere Untersuchungen vorgenommen, um die Machbarkeit der Erweiterung zu belegen. Unter anderem gehörten dazu:

- Wellenstudie zum Einfluss von Schlechtwetterphasen und des Wellenklimas auf den äußersten Liegeplatz, da der bestehende Wellenbrecher auf Grund der hohen Wassertiefen nicht wirtschaftlich vertretbar verlängert werden konnte.
- Nautische Studie zu Schiffsbewegungen im Hafen Beirut
- Überarbeitung Terminallayout
- Beurteilung und Interpretation der Ergebnisse der Baugrunderkundungen
- Entwicklung von Kaimauerkonzepten

Im Rahmen des Vorentwurfes wurde die Kaimauer als Piled Deck (überbaute Böschung) konzipiert, im Entwurf weiter detailliert und ausgeschrieben. Seit Sommer 2009 wurden durch die ausgewählte Baufirma vorbereitende Arbeiten wie zusätzliche Baugrunderkundungen, Rammversuche und Pfahlbelastungstests durchgeführt, so dass im Anschluss mit genaueren Angaben zum Baugrund die Ausführungsstatik sowie ein Teil der Ausführungsunterlagen von Sellhorn erstellt werden konnten.

Seit Herbst 2010 finden Baumaßnahmen für die neue Terminalfläche sowie für die Kaimauer statt. Dazu gehören unter anderem Reclamation Works (Aufspülen der Terminalfläche) und baugrundverbessernde Maßnahmen wie der Einbau von Vertical Drains oder die Dynamische Intensivverdichtung. Seit Frühjahr 2011 wird die Rammung der Stahlrohre sowie einer rückwärtigen Spundwand durchgeführt. Die Fertigstellung der Terminalfläche inklusive Kaimauer ist für 2013 geplant.

Für die Dauer der Baumaßnahme ist Sellhorn mit der Bauüberwachung beauftragt und stellt im Rahmen des *Red Books* auch den FIDIC-Ingenieur. Zur Wahrnehmung dieser Aufgabe sind durchgehend ca. 3 Mitarbeiter vor Ort, die durch ein lokales Partnerbüro verstärkt werden.

Das Bauvolumen beträgt in etwa 140 Mio. USD. Durch die Erweiterung wird die Umschlagskapazität von derzeit ca. 0,95 Mio. TEU auf ca. 1,8 Mio. TEU pro Jahr in etwa verdoppelt.



Bild 1: Zustand zu Beginn der Bauarbeiten, März 2010, rechts mit neuer Terminalfläche

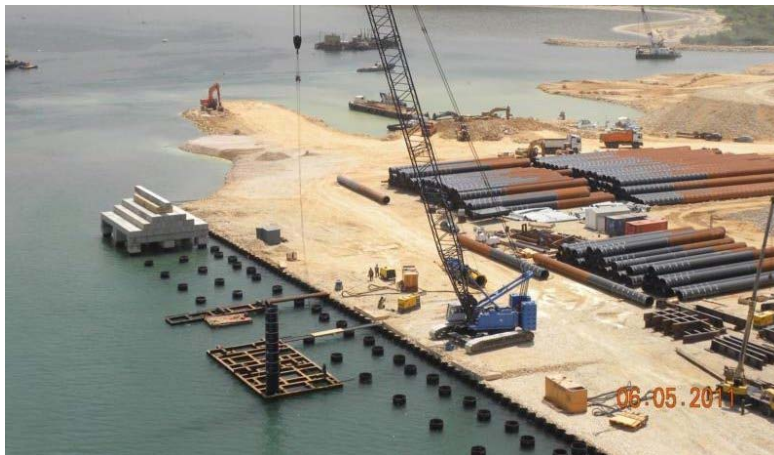


Bild 2: Baufeld Mai 2011

Beschreibung des Kaimauersystems

Als maßgebende Randbedingung für den Kaimauerentwurf ist der über die Kaimauerlänge stark variierende Baugrund zu nennen. Während im Bereich der vorhandenen Kaimauer der felsige Untergrund bis kurz unter Geländeoberfläche ansteht und daher eine Schwergewichtsmauer für den alten Terminal gewählt wurde, taucht der Felshorizont im Bereich der neuen Kaimauer stetig bis auf Tiefen von ca. NGL -80 m und mehr ab und wird durch mächtige Weichschichten und bindige Böden überlagert. Demzufolge ist ein Kaimauerentwurf erforderlich, der sich grundlegend diesen stark wechselnden Randbedingungen anpassen kann. Weitere wesentliche Entwurfparameter sind die sehr hohe Einwirkung aus Erdbeben sowie die hohe Korrosionsbeanspruchung auf Grund der klimatischen Verhältnisse in Beirut. Gemäß Entwurf und Ausführungsstatik wurde ein Kaimauersystem als Piled Deck mit folgenden Parametern entworfen:

- Länge 500 m, Breite ca. 36 m zzgl. Schleppplatte
- Stahlpfähle im Raster von 5,20 m x 7,40 m, Pfahldurchmesser 1,32 m
- Überbau als fugenlose Stahlbetonkonstruktion, als Platte mit Unterzügen über den Pfählen sowie land- und wasserseitigem Kranbahnbalken
- Auslegung für STS-Krane bis ca. 900 kN/m Lasten aus dem Fahrwerk
- Böschung unterhalb der Kaiplatte 1 : 3
- Rückverankerte Spundwand (mit Rundstahlanker und Ankerwand) für verbleibenden Geländesprung landseitig

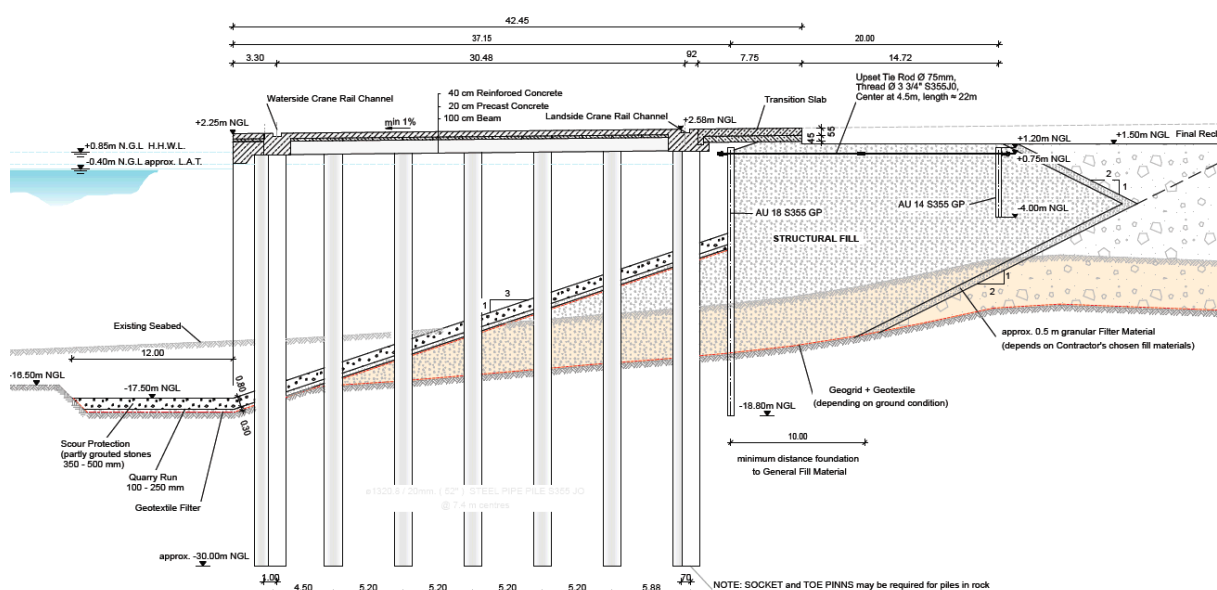


Bild 3 – Schnitt durch das Kaimauersystem, Abschnitt 1, felsiger Untergrund

Durch die Gründung mittels Stahlpählen ist es vergleichsweise einfach, eine Anpassung an die unterschiedlichen Absetztiefen zu erreichen. Auch bei lokalen Inhomogenitäten des Baugrunds kann die

Absetztiefe der Pfähle noch während der Bauarbeiten durch Verlängern oder Abbrennen der Rohre angepasst werden. Auf Grund der Einbindung in den zerklüfteten Fels bei den kurzen Pfählen bzw. auf Grund der summierten Mantelreibung bei den langen Pfählen sind sehr hohe Pfahllasten und ein gleichmäßiges Pfahlraster über die gesamte Kaimauerlänge möglich.

Durch die fugenlose Bauweise ergeben sich Vorteile bei der Bemessung des Kaimauersystems für Erdbeben, da sich lokale Beanspruchungen (z.B. Kranlasten, Inhomogenitäten im Baugrund o.ä.) gleichmäßig auf eine Vielzahl von Pfählen verteilen können. Durch die sehr hohe Redundanz hat das Versagen eines einzelnen Pfahles keinerlei Auswirkungen auf die Gesamtstabilität der Kaimauer. Im Vergleich dazu hätte bei einer rückverankerten Spundwand das Versagen eines einzelnen Ankers im Erdbebenfall das Versagen der gesamten Kaimauer zur Folge, da die jeweils benachbarten Anker durch die Lastumlagerung ebenfalls versagen würden.

Andererseits sind bei der fugenlosen Bauweise Zwangsbeanspruchungen zu berücksichtigen, die aus der behinderten Dehnung (Temperatur, Schwinden) resultieren. Mit realitätsnahen nichtlinearen Berechnungsansätzen konnten diese Einflüsse rechnerisch erfasst und in der Konstruktion umgesetzt werden.

Als Herausforderungen an den Kaimauerentwurf lassen sich folgende Punkte nennen, die im Weiteren detaillierter erläutert werden:

- Erdbebenbeanspruchung
- Hohe Korrosionsraten Stahl
- Betonrezeptur zur Minimierung der Hydratationswärme (fugenlose Bauweise)
- Hohe Pfahltragfähigkeiten erforderlich bei gleichzeitig stark veränderlichem Baugrund

Bemessung für Erdbeben

In der näheren Umgebung von Beirut liegen mehrere Verwerfungslinien (Yammouneh Fault und Mount Lebanon Thrust Fault), die bereits in der Vergangenheit zu schweren Erdbeben geführt haben. Das schwerste überlieferte Erdbeben mit einem anschließenden verheerenden Tsunami ereignete sich im Jahre 551 und hatte eine geschätzte Magnitude von 7,5. 1759 und 1956 traten weitere schwere Beben auf mit einer geschätzten Magnitude von 7,4 bzw. 5,7 sowie erheblichen Opferzahlen und wirtschaftlichen Schäden.

Aus diesem Grund ist es zwingend erforderlich, die Kaimauer erdbebensicher auszulegen, wobei gemäß Global Seismic Hazard Map eine Peak Ground Acceleration von $PGA = 2,4$ bis $3,2 \text{ m/s}^2$ für Beirut zu benutzen ist.

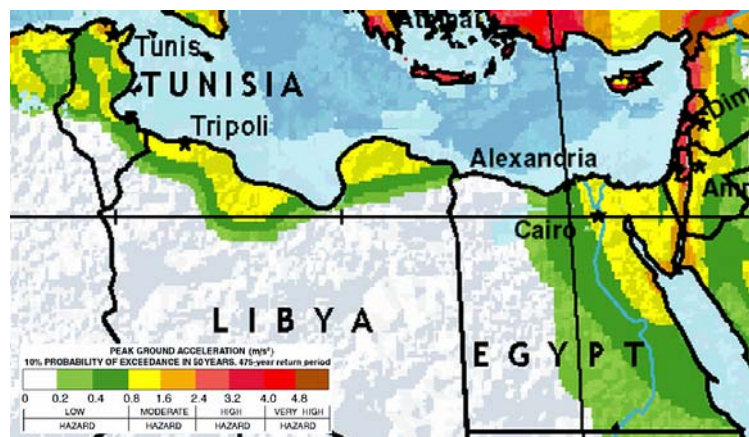


Bild 4: Global Seismic Hazard Map, aus <http://www.seismo.ethz.ch/GSHAP/>

Für die Analyse einer Struktur im Erdbebenfall können grundlegend folgende Methoden benutzt werden, wobei die Qualität der Berechnung prinzipiell mit den in der Liste weiter unten stehenden Methoden ansteigt.

- Statische Ersatzkraft (Quasi Static Method)
- Antwort-Spektren-Verfahren (Response Spectra Method)
- Lineare dynamische Berechnung (bei Vorliegen eines geeigneten Einwirkungsspektrums, gegebenenfalls Spektrum eines realen gemessenen Erdbebens)
- Nichtlineare Berechnung mit statischer Ersatzkraft
- Nichtlineare dynamische Analyse

In Eurocode 8, Teil 5, in dem das Erdbeben-Design von Stützwänden, Kaimauern und anderen mit Boden hinterfüllten Strukturen geregelt ist, werden die ersten beiden Methoden behandelt. Dabei ist anzumerken, dass diese beiden Methoden bei Bauwerken, die näherungsweise einem Einmassenschwinger entsprechen, in etwa gleiche Ergebnisse liefern. Für das vorliegende Piled Deck der neuen Kaimauer ist dies der Fall, da der Betonüberbau (inkl. Verkehr) eine konzentrierte Masse am oberen Ende der Pfähle darstellt. Die erste Eigenfrequenz dominiert das Schwingungsverhalten, Eigenmoden höherer Ordnung sind vernachlässigbar.

Besondere Bedeutung kommt der Interaktion der Pfähle mit dem Boden zu, da der passive Erdwiderstand vor den Pfählen einerseits durch die Erdbebenwirkung vermindert wird und andererseits eine nichtlineare Bettungsreaktion auftritt. Grundlegend wurden daher nichtlineare p-y-Kurven für die Berechnung benutzt (siehe DNV OS-J101), die auf Grund der Minderung der Scherfestigkeit durch Erdbebenwirkung über verschiedene Faktoren angepasst wurden. Weiterhin sollten die realen Baustoffeigenschaften (z.B. mit Rissbildung für Stahlbeton) und das daraus resultierende Verformungsverhalten berücksichtigt werden. Damit entspricht das Vorgehen prinzipiell einer „Nichtlinearen Berechnung mit statischer Ersatzkraft“, so dass effektiv ein qualitativ sehr hochwertiger Ansatz für die Berechnung der Schnittgrößen aus Erdbebeneinwirkung gewählt wurde. Bei Berechnung der statischen Ersatzkraft werden alle Massen der Kaimauer mit einem Erdbebenfaktor k_n multipliziert und das statische System mit diesen Kräften beaufschlagt. Für eine optimale Bemessung resultiert daraus die Forderung, die Massen der Kaimauer soweit wie möglich zu reduzieren. Außerdem sind Systeme mit größeren ertragbaren Verformungen im Vorteil, also zum Beispiel Schwergewichtsmauern, die ohne Stabilitätsverlust und ohne Verlust der strukturellen Integrität eine größere Verschiebung oder Verdrehung aufnehmen können. Durch diese Verformung erfolgt eine Dissipation von Energie, so dass die statische Ersatzlast aus Erdbebenbeanspruchung kleiner gewählt werden kann.

Aus diesem Grund kann es bei Erdbebenbeanspruchung von Vorteil sein, auf geneigte Pfähle bzw. Pfahlböcke zu verzichten und ausschließlich vertikale Pfähle anzuordnen, die die Belastung über Biegung weiter leiten und über horizontale Bettung in den Baugrund abtragen. Beim vorliegenden Kaimauerentwurf konnte dies effektiv umgesetzt werden, wobei insbesondere die landseitigen Stahlpfähle Biegung erhalten und für ein sehr hohes Einspannmoment im Kopfbereich zu bemessen sind. Anzumerken ist weiterhin, dass die seitliche Bettung der Pfähle im Boden vor allem innerhalb der obersten Bodenschichten aktiviert wird, die zumeist aus aufgefüllten Sanden bestehen und daher eine hohe Tragfähigkeit aufweisen im Vergleich zu den tiefer liegenden Weichschichten mit geringeren Scherfestigkeiten.

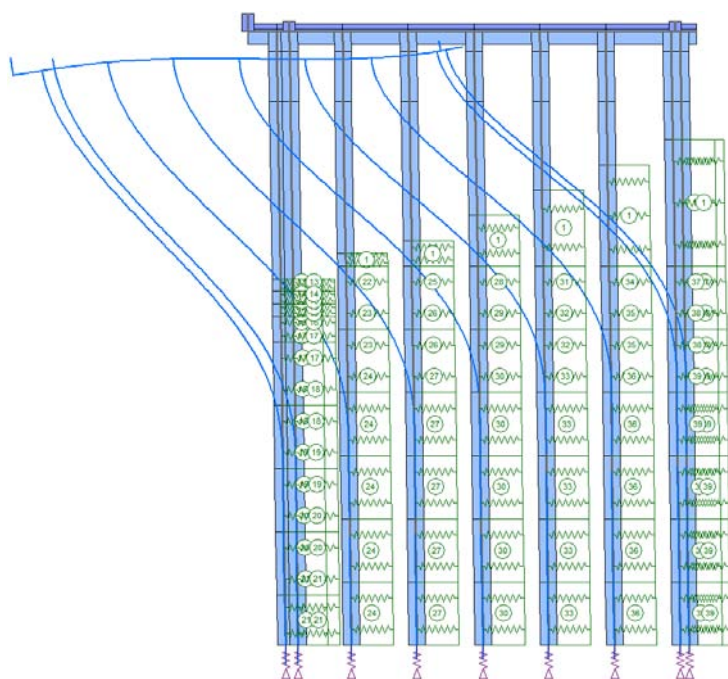


Bild 5: Statisches System für Analyse in Querrichtung, Verformungsfigur (100 fach überhöht)

Berücksichtigung der Korrosion

Ein bereits im Vorentwurf zu berücksichtigendes Thema waren die sehr hohen Korrosionsraten, die in allen Häfen am Mittelmeer, im arabischen Raum oder ganz allgemein in Gewässern mit hohen Temperaturen und hohem Salzgehalt auftreten. Aus diesem Grund stand der Bauherr berechtigterweise jeder Lösung in Stahl sehr kritisch gegenüber und forderte eine detaillierte Betrachtung der auftretenden Korrosion und der möglichen Maßnahmen zur Sicherstellung der Dauerhaftigkeit. Da aus statisch konstruktiven Gründen unter Berücksichtigung der schwierigen Baugrundverhältnisse ausschließlich ein Piled Deck wirtschaftlich realisierbar war, kam der Wahl des Pfahlsystems eine besondere Bedeutung zu. Prinzipiell sind folgende Pfahlsysteme möglich:

- Bohrpfahl (oder Schlitzwand-Panel)
- Schleuderbetonrohre
- Stahlpfähle

Bohrpfähle sind bei den vorliegenden Randbedingungen nicht wirtschaftlich realisierbar und stoßen auch technologisch an die Grenzen der Herstellbarkeit. Auf Grund des abtauchenden Felshorizontes und der darüber lagernden Weichschichten sind Pfahllängen bis ca. 80 m erforderlich. Außerdem müsste zur Herstellung der Bereich aufgeschüttet und nach dem Einbringen der Pfähle wieder gebaggert werden, was deutliche zusätzliche Kosten verursachen würde.

Auch Schleuderbetonrohre stoßen an technologische Grenzen, da die Biegetragfähigkeit bei weitem nicht ausreichend und die biegesteife Kopplung mehrerer Teilstücke zu Gesamtlängen von 80 m vergleichsweise schwierig ist.

Bezüglich der Kosten, der Herstellung sowie der Anpassung an wechselnde Baugrundverhältnisse weisen Stahlpfähle deutliche Vorteile auf, jedoch mit Nachteilen bezüglich der Korrosion. Aus diesem Grund werden die Rohre (\varnothing 1,32 m) innerhalb der freien Länge im Wasser mit einer mehrlagigen Beschichtung versehen, die eine Lebensdauer zwischen 10 und 20 Jahren aufweisen wird. Im Bereich der Wasserwechselzone kann das Rohr im Anschluss vollständig korrodieren, da hier ein Concrete Pile-Plugin angeordnet wurde, der die vollständige Belastung ($M_{Sd} + N_{Sd}$) übernimmt. Für den Bereich ab ca. 3 m unter der Wasserwechselzone wird eine ausreichend gewählte Abrostungsrate für die restliche Lebensdauer angesetzt.

Betonrezeptur für fugenlose Bauweise

Hohe Anforderungen an die Betonrezeptur ergeben sich aus den Umweltbedingungen sowie aus der fugenlosen Bauweise der Kaimauer. Folgende Aspekte sind zu nennen:

- Niedrige Hydratationstemperatur (massige Bauteile, Reduktion der Zwangsbeanspruchungen)
- Hoher Sulfatwiderstand sowie hoher Widerstand gegen das Eindringen von Chloriden (Bewehrungskorrosion)
- Sicheres Erreichen der erforderlichen Betondruckfestigkeit unter Baustellenbedingungen
- Einfach zu verarbeitender Beton (hohes Ausbreitmaß), keine Entmischung

Um diesen Anforderungen gerecht zu werden, wurden bereits im Dezember 2010, lange vor Durchführung der Baumaßnahme, umfangreiche Versuche zur Betonrezeptur durchgeführt. Neben den üblichen Probekörpern zur Bestimmung der Druckfestigkeit bzw. zur Bestimmung der Festigkeitsentwicklung nach 2, 7, 14, 28 und 56 Tagen wurden jeweils zwei Würfel mit einer Kantenlänge von ca. 1,0 m hergestellt und die Temperatur an der Oberfläche, im Kern sowie an mehreren Zwischenstationen gemessen. Ein Würfel war dabei allseitig isoliert, um massige Bauteile, wie den Kaimauerkopf oder die Pfahlkopfbalken zu simulieren, der andere Würfel wurde ohne weitere Isolierung in der Schalung belassen.

Erste Betonrezepturen wurden seitens der Baufirma mit einem Portlandzement (P 42,5) und einem Zementgehalt von 400 kg durchgeführt. Damit wurde zwar sehr zielsicher die erforderliche Druckfestigkeit erreicht, die Temperaturen beim Abbinden lagen jedoch bei über 70°C, was bei den hier vorherrschenden massigen Bauteilen und im Hinblick auf eine fugenlose Kaimauer mit Reduzierung der Zwangsbeanspruchungen nicht akzeptabel war.

Aus diesem Grund wurde für weitere Versuche ein Hochhofenzement (CEM III 32,5) mit niedriger Hydratationswärme sowie hohem Sulfatwiderstand gewählt. Die maximale Temperatur lag für den voll isolierten Probekörper im Inneren bei ca. 49°C bei einer Frischbetontemperatur von ca. 23°C. Durch den Zusatz hochwirksamer Fließmittel konnte der Wasseranspruch reduziert werden, so dass bei einem w/z-Wert von nur 0,40 die Druckfestigkeit zielsicher erreicht wird und auch die Verarbeitbarkeit sehr gut gegeben war. Unter Berücksichtigung einer Kühlung der Zuschlagstoffe im Sommer (Abschattung und Sprinklerung) sowie unter Nutzung des Pilgerschrittverfahrens bei der Anordnung der Betonierabschnitte ist es damit möglich, die Zwangsbeanspruchungen aus dem Abfließen der Hydratationswärme auf ein Mindestmaß zu reduzieren.

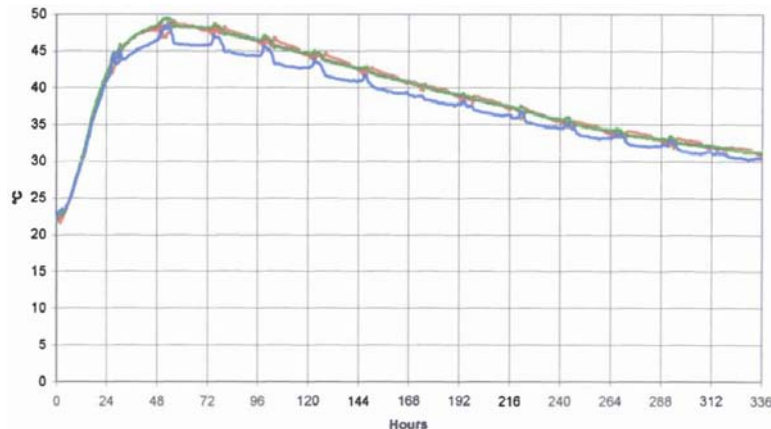


Bild 6: Temperaturkurve für einen voll isolierten Probekörper (1 m³)

Pfahltragfähigkeit und Pfahlbelastungsversuche

Durch den Einsatz moderner Containerkrane mit resultierenden Linienlasten unter dem Fahrwerk von ca. 900 kN/m ergeben sich für die maßgebende Lastfallkombination Pfahlkräfte im Bereich von $N_{Sd} = 8000$ kN. Um diese sehr hohen Belastungen zielsicher und dennoch wirtschaftlich in den Untergrund einbringen zu können, wurden bereits in der Ausschreibung statische und dynamische Pfahlbelastungsversuche vorgesehen.

Die Ermittlung der Pfahlänge im Final Design erfolgte gemäß vorliegendem Baugrundgutachten sowie unter Anwendung der „EA Pfähle“. Die Pfahlbelastungstests dienten daher in erster Linie dazu, die Annahmen der Bemessung zu verifizieren und bei nicht ausreichender Tragfähigkeit Gegenmaßnahmen zu ergreifen (z.B. Verlängerung der Pfähle). Aus Kostengründen wurden die Versuche zur Ermittlung bzw. zum Abschätzen der Pfahltragfähigkeit wie folgt unterteilt:

- Statische Probelastung mit Auflast
- Dynamische Probelastung
- Rammformeln, Auswertung Rammprotokolle (Bärgewicht, Fallhöhe, Schlagzahl, Eindringtiefe)

Für die statische Probelastung wurden mehrere Pfähle ausgewählt, von denen einige gemäß Rammprotokoll und Rammformel eine mittlere Pfahltragfähigkeit erwarten ließen, andere Pfähle eine geringe Tragfähigkeit. Die Durchführung der Probelastung erfolgte mittels einer Auflast aus Stahlbetonbalken (ca. 1000 t = 10.000 kN), die zu Beginn auf den benachbarten Pfählen aufgelagert waren und durch geeichte Pressen auf dem Testpfahl angehoben wurden. Der Pressendruck wurde für die Ermittlung der Auflast aufgezeichnet, ebenso die Vertikalverformung des Pfahlkopfes gegenüber einem unbeweglichen Referenzpunkt. Die Belastung erfolgte schrittweise unter Berücksichtigung von Haltezeiten zur Aufzeichnung sich einstellender Setzungen.

Bei allen bisher durchgeführten Versuchen konnte die Pfahltragfähigkeit erreicht werden, bei Setzungen (ohne elastische Pfahlstauchung), die im Bereich zwischen ca. 30 mm und 90 mm lagen. Damit wurden die Annahmen aus dem Final Design bestätigt, sowie die Anwendung des Teilsicherheitsbeiwertes für die Pfahltragfähigkeit von $\gamma = 1,2$ gerechtfertigt.

Mit Hilfe der statischen Probelastung war es im Anschluss möglich, die dynamische Probelastung sowie die Rammformeln zu kalibrieren und somit bereits beim Rammen des Rohres einen Hinweis auf die voraussichtlich zu erwartende Pfahltragfähigkeit zu erhalten.

Die bereits in den vorlaufenden geotechnischen Erkundungen festgestellten Inhomogenitäten des Baugrundes traten beim Einbringen der Pfähle vermehrt zu Tage. Während einige Pfähle bereits auf Grund ihres Eigengewichtes oder nach dem Aufsetzen des Rammhäres 10 bis 15 m in den Baugrund eindringen und erst im Bereich der Endtiefe eine spürbare Zunahme der Rammschläge zu verzeichnen war, stieg bei direkt benachbarten Pfählen bereits etliche Meter vor Erreichen der geplanten Absetztiefe die Schlagzahl deutlich an, so dass die Rammung abgebrochen werden musste. Im Übrigen erwiesen sich die gewählten Stahlrohre in diesen Fällen als sehr flexibel, da sowohl Pfahlverlängerungen als auch Pfahlkürzungen einfach vorgenommen werden konnten.



Bild 7: Durchführung statischer Pfahlbelastungstest

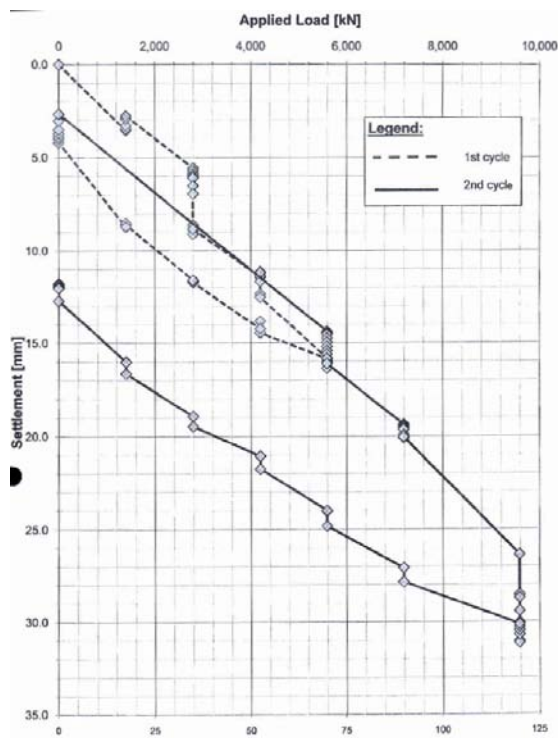


Bild 8: Last-Setzung-Linie (ohne elastische Pfahlstauchung)

Literatur

- [1] Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance -Part 5: Foundations, retaining structures and geotechnical aspects (EN 1998-5)
- [2] Seismic Design Guidelines for Port Structures, PIANC, International Navigation Association
- [3] Design of Offshore Wind Turbine Structures, DNV-OS-J101, Det Norske Veritas