

Beobachtungsmethode und numerische Analyse bei Ausführung einer tiefen Baugrube in weichem Seeton

P. Becker¹⁾, H.-G. Kempfert²⁾

¹⁾ University of Strathclyde, Department of Civil Engineering, Glasgow

²⁾ Universität Kassel, Institut für Geotechnik und Geohydraulik, Kassel

1 Einleitung

Die Planung und Ausführung von tiefen Baugruben in weichen Böden im innerstädtischen Bereich ist für alle Beteiligten eine große Herausforderung. In diesem Beitrag wird die Herstellung einer 8 m tiefen Baugrube mit unmittelbarer Nachbarbebauung in Konstanz vorgestellt. Hierzu werden umfangreiche Messergebnisse gezeigt, die im Rahmen der bei Baugruben in weichen Böden unverzichtbaren Beobachtungsmethode erfasst wurden, und mit den Ergebnissen einer numerischen Analyse unter Berücksichtigung der räumlichen und zeitabhängigen Effekte verglichen. Darüber hinaus wird ein modifizierter Ansatz zur Berechnung der Aufbruchsicherheit einer verankerten Baugrubensohle unter Berücksichtigung der komplexen Baugrund-Tragwerk-Interaktion nach den Vorgaben des Eurocodes EC7-1 und in Anlehnung an die Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ EAB (2006) der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik vorgestellt.

2 Projektbeschreibung

2.1 Verbaukonstruktion und Bauweise

Die Verbaukonstruktion mit einem annähernd quadratischen Grundriss und einer Tiefe von etwa 8 m wurde im Jahr 2008 in weich-breiigem Seeton hergestellt. Die Baugrube liegt an einer Straßenecke und grenzt an den beiden anderen Seiten direkt an bestehende Bebauung an. In dem Lageplan in Abb. 1 ist hierzu ein Überblick dargestellt, der mit zwei Schnitten durch die Baugrube und Gründung der Nachbarbebauung in Abb. 2 ergänzt wird.

Als Verbauwand wurde eine eingepresste Spundwand (Typ AZ 46) verwendet, die in einer Höhe von $-1,80$ m durch einen oberen Aussteifungsring und mit einer abschnittsweise hergestellten Unterbetonsohle in einer Tiefe von $-7,80$ m un-

terstützt wurde. Die obere Aussteifung erfolgte über eine umlaufende Gurtung aus HEB 800 Profilen, die in den Viertelpunkten durch Eckprofile ausgesteift wurde, siehe auch Abb. 3. Die Gurtung ist dabei von einem Voraushubniveau von $-1,0$ m unter Geländeoberfläche aus in geböschten Gräben eingebaut worden. Anschließend wurden die Eckaussteifungen mit einem vorgespannten zusammengesetzten Profil aus HEB 600 und IPB 450 Stahlträgern eingebaut.

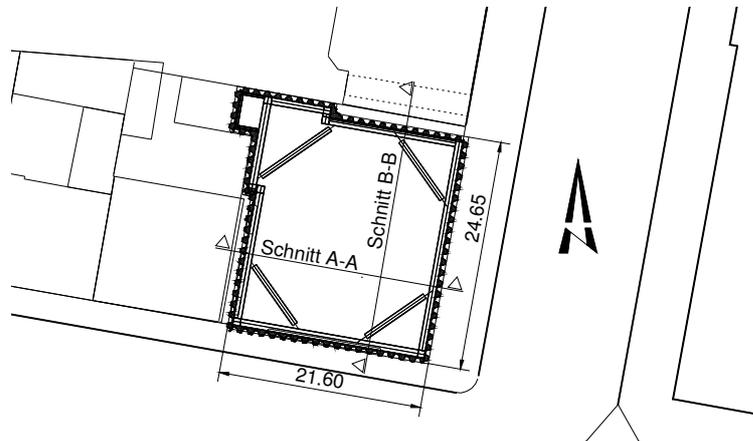


Abb. 1: Lageplan der Verbaukonstruktion mit Position der Querschnitte

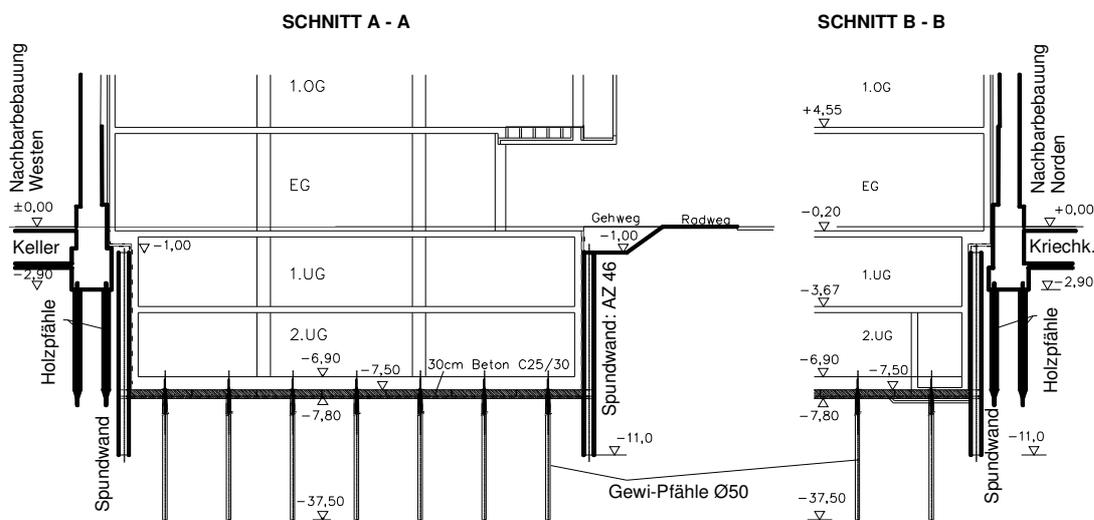


Abb. 2: Querschnitte A und B durch die Baugrube

Der Einbau der aussteifenden Unterbetonsohle wurde bei diesem Projekt in einer modifizierten Bauweise durchgeführt. Hierbei wurden zuerst Unterbetonsohlstreifen für den unteren Aussteifungsring in gleicher Weise wie bei der oberen Aussteifung diagonal zur Baugrubenwand angeordnet (Aushubabschnitte 1 bis 4 in Abb. 3). Dazu wurden verbaute Gräben von einer Baugrubenwand zur benachbarten Wand hergestellt. Der Aushub erfolgte dabei im Schutz von Grabenverbauelementen mit einer Breite von 2 m, die bis zur geplanten Baugrubensohle abzuteufen waren. In Abb. 3 sind die Anordnung der Aushubabschnitte und auch

der prinzipielle Bauvorgang abgebildet. Nach dem Einbau des Ortbetons wurde die Unterbetonsohle überschüttet und der Grabenverbau gezogen. Die folgenden Aushubabschnitte wurden dann von einem Aushubniveau von $-3,5$ m geböschet hergestellt, siehe Abb. 3.

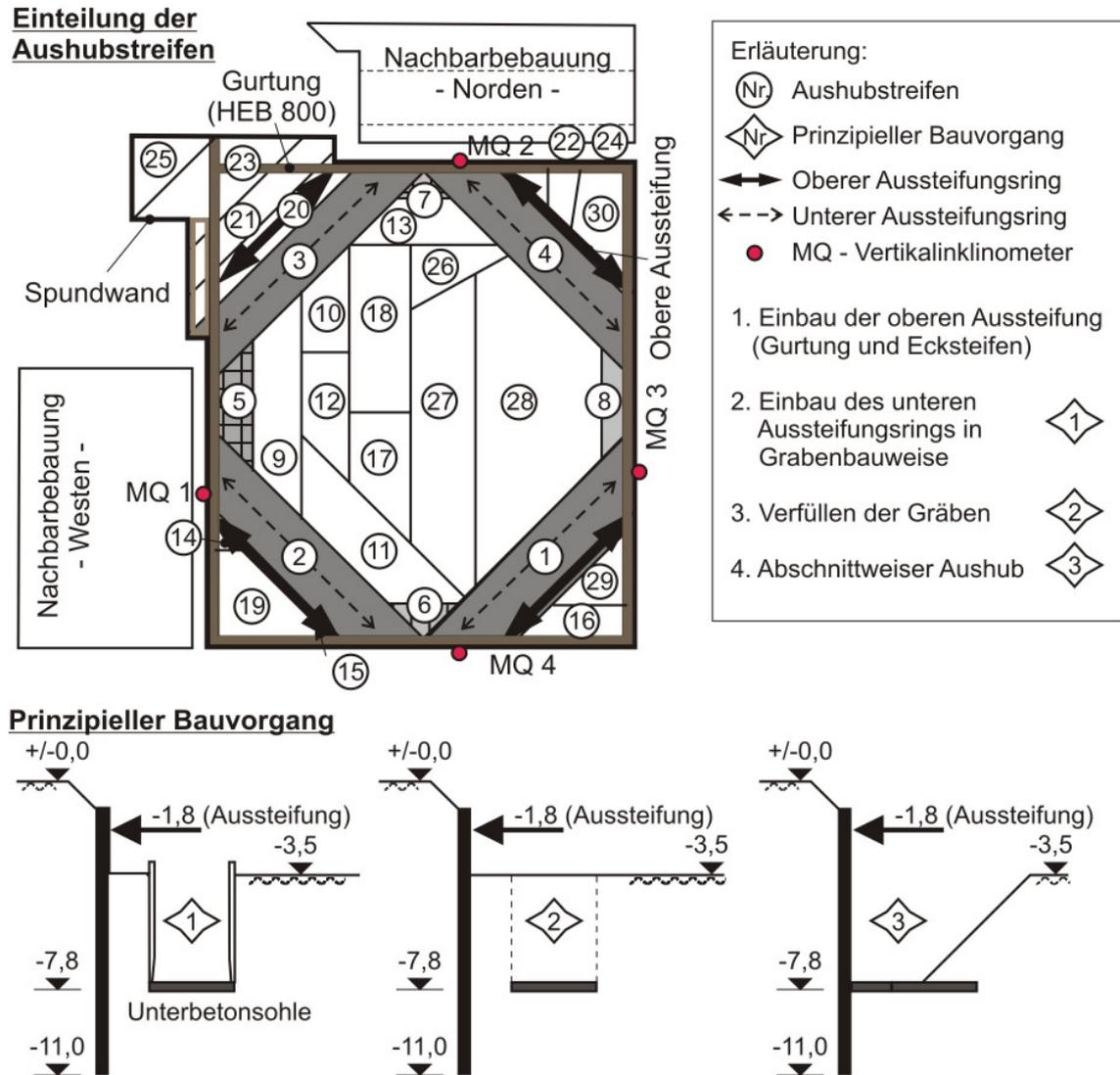


Abb. 3: Einteilung der Aushubstreifen und prinzipieller Bauvorgang

Zur Sicherung der Baugrube gegen Aufbruch der Baugrubensohle wurden vor dem Spundwandeinbau etwa 80 Gewi-Pfähle mit Leerbohrungen von der Geländeoberfläche aus bis in eine Tiefe von $-37,50$ m hergestellt, siehe auch Abb. 2. Die Pfahlköpfe wurden zugfest an die bewehrte Unterbetonsohle angeschlossen.

2.2 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund kann mit fünf Hauptschichten beschrieben werden und ist in Abb. 4 dargestellt. Von der Geländeoberfläche aus sind das Auffüllung, Beckensand,

Seeton, Übergangsschicht und Grundmoräne. Die Zustandsform des Seetons ist überwiegend breiig. Mit der Tiefe nehmen die Feinsandbänderungen und die Festigkeit des Seetons zu. Daher wurde ab einer Tiefe von $-8,0$ m zwischen einer oberen und unteren Seetonschicht unterschieden. Für weitere Informationen zu den Baugrundverhältnissen wird auf Becker (2009), Kempfert & Gebreselassie (2006), Gebreselassie (2003) und Scherzinger (1991) verwiesen.

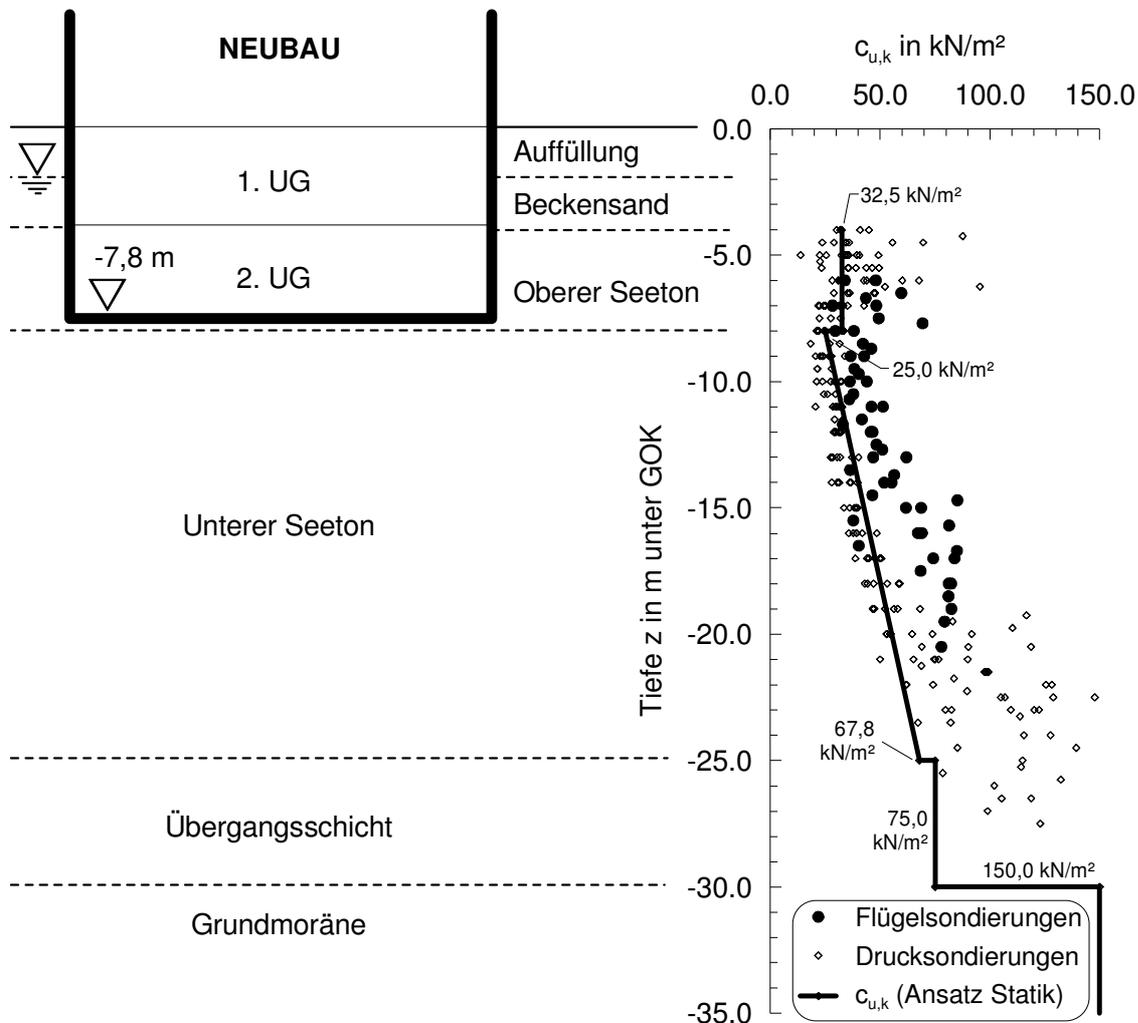


Abb. 4: Idealisiertes Baugrundmodell mit Einteilung der Bodenschichten und der undrainierten Scherfestigkeit $c_{u,k}$ aus Feldversuchen

3 Beobachtungsmethode

Im Rahmen der Beobachtungsmethode und der Beweissicherung wurden an der Nachbarbebauung im Umkreis von etwa 50 m geodätische Lagepunkte angeordnet. An den Giebelwänden der beiden direkt angrenzenden Gebäude wurden ebenfalls geodätische Lagepunkte in Höhe der jeweiligen Geschosdecken und an den Spundwandköpfen installiert. Die horizontalen Verformungen der

Spundwand wurden mit vier Vertikalinklinometern jeweils in Baugrubenmitte gemessen, siehe Abb. 5. Des Weiteren wurden in den Messquerschnitten MQ 2 und MQ 3 Porenwasserdruckgeber und an der oberen Diagonalsteife zwischen MQ 2 und MQ 3 zur Ermittlung der Steifenkraft Dehnungsgeber eingebaut.

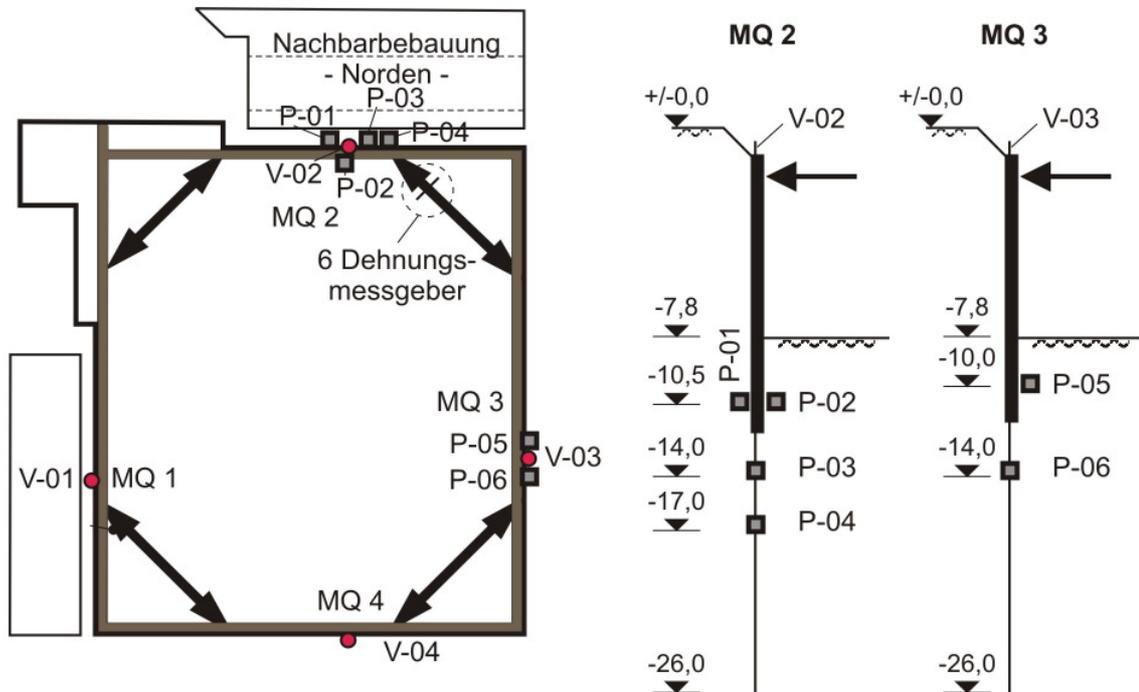


Abb. 5: Anordnung der Vertikalinklinometer (V), Porenwasserdruckgeber (P) und Dehnungsmessgeber

Im Zusammenhang mit der Beobachtungsmethode wurden mit einer numerischen Analyse Warn- und Alarmwerte für die Verformungen für den Baugrubenaushub festgelegt. Als Besonderheit ist hier zu erwähnen, dass durch das Ziehen der Holzpfahlgründung der Altbebauung im Bereich der Spundwand Verformungen bereits vor der Baugrubenherstellung entstanden sind, die mit der numerischen Prognose nicht erfasst wurden. Die aufgetretenen aushubbedingten Verformungen lagen dagegen in den Grenzen der festgelegten Warn- und Alarmwerte.

4 Statische Nachweise für Aufschwimmen und Aufbruchsicherheit

4.1 Allgemeines

Die statischen Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit der tiefen Baugrube in weichem Seeton werden nachfolgend auszugsweise vorgestellt. In diesem Beitrag wird der Schwerpunkt auf die Berücksichtigung der komplexen

Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei den Nachweisen der Sicherheit gegen Aufschwimmen (EB 62, EAB 2006) und Aufbruch der verankerten Baugrubensohle (EB 99, EAB 2006) in Anlehnung an den Eurocode EC 7-1 (DIN EN 1997-1:2009-09) gelegt. Nachfolgend wird die generelle Vorgehensweise bei der Nachweisführung beschrieben.

4.2 Nachweis der Sicherheit gegen Aufschwimmen

Für den Nachweis gegen Aufschwimmen bei Bauwerken mit Zugpfählen sind zwei Fälle zu unterscheiden. Zum einen muss der Zugwiderstand der Pfähle nach Gleichung (1) für den Grenzzustand GEO-2 unter der Annahme, dass die Tragfähigkeit der einzelnen Zugelemente maßgebend ist nachgewiesen werden.

$$F_{t;d} = F_{t;G;k} \cdot \gamma_G + F_{t;Q;rep} \cdot \gamma_Q - F_{c;G;k} \cdot \gamma_{G,inf} \leq R_{t;d} = \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} \quad (1)$$

Hierbei muss der Bemessungswert der Zugbeanspruchung $F_{t;d}$ aus der Differenz zwischen den Bemessungswerten der Beanspruchung der Zugpfähle infolge ständigen $F_{t;G;d}$ und ungünstigen veränderlichen Einwirkungen $F_{t;Q;d}$ und einer gleichzeitig wirkenden Druckbeanspruchungen infolge ständigen Einwirkungen $F_{c;G;d}$ geringer sein als der Bemessungswert des Herauszieh-Widerstandes der Zugpfähle $R_{t;d}$.

Darüber hinaus muss der Nachweis gegen Aufschwimmen des Bodenblocks mit den Pfählen nach Gleichung (2) für den Grenzzustand UPL ausgeführt werden.

$$G_{dst;k} \cdot \gamma_{G,dst} + Q_{dst;rep} \cdot \gamma_{Q,dst} \leq G_{stb;k} \cdot \gamma_{G,stb} + G_{E;k} \cdot \gamma_{G,stb} \quad (2)$$

Hierbei muss die Summe der Bemessungswerte der destabilisierenden vertikalen ständigen Einwirkungen $G_{dst;d}$ und veränderlicher Einwirkungen $Q_{dst;d}$ kleiner oder gleich der Summe aus Bemessungswerte stabilisierender vertikaler Einwirkungen des Bauwerkes $G_{stb;d}$ und des Eigengewichtes des den Zugpfählen angehängten Bodenblocks $G_{E;d}$ sein.

Mit der Annahme, dass die Tragfähigkeit der einzelnen Zugelemente maßgebend ist (Fall 1), ergibt sich die erforderliche Anzahl der Verpresspfähle $\min n_Z$ für den Grenzzustand GEO-2 mit den Teilsicherheitswerten nach DIN 1054:2010-12 aus Gleichung (3)

$$\min n_Z = \frac{F_{t;d}}{R_{t;d}} = \frac{F_{t;G;k} \cdot \gamma_G - F_{c;G;k} \cdot \gamma_{G,inf}}{R_{t;k} / \gamma_{s;t}} \quad (3)$$

Die jeweiligen charakteristischen Größen wurden in Abhängigkeit der Baugrubenabmessung mit $B_1 = 21,0$ m und $B_2 = 23,5$ m und unter der Voraussetzung ermittelt, dass in einer Tiefe von $-11,0$ m (Unterkante Verbauwand) eine wasserundurchlässige Membranschicht wirksam ist. Der charakteristische Wert des Herauszieh-Widerstandes eines Verpresspfahles $R_{t;k}$ kann aus Erfahrungswerten für die effektive Verankerungslänge unterhalb des Bruchkörpers bestimmt werden. Für diesen Fall werden die unteren Erfahrungswerte nach EA-Pfähle (2007) empfohlen.

$$F_{t;G;k} = \gamma_w \cdot \Delta h \cdot B_1 \cdot B_2 \quad (4)$$

$$F_{c;G;k} = \sum(\gamma_{r;i} \cdot h_i) \cdot B_1 \cdot B_2 \quad (5)$$

$$R_{t;k} = \sum(A_{s;j} \cdot q_{s;j,k}) \quad (6)$$

Der maximale Abstand der Pfähle $\max a$ ist demnach

$$\max a = \sqrt{\frac{B_1 \cdot B_2}{n_z}} \quad (7)$$

Mit der Annahme, dass die Zugelemente zusammen mit dem von ihnen erfassten Boden einen geschlossenen Bodenblock bilden (Fall 2) ist für den Grenzzustand UPL der Nachweis nach Gleichung (2) zu führen.

Der charakteristische Wert der abwärts gerichteten ständigen Einwirkung aus dem Eigengewicht des von den Verpresspfählen erfassten Bodenkörpers $G_{E;k}$ kann nach Gleichung (8) bestimmt werden.

$$G_{E;k} = n_z \cdot \left[l_a \cdot l_b \cdot \left(L - \frac{1}{3} \cdot \sqrt{l_a^2 + l_b^2} \cdot \cot \varphi \right) \right] \cdot \eta \cdot \gamma' \quad (8)$$

Hierbei sind l_a und l_b das Rastermaß, L die Pfahllänge, η ein Anpassungsfaktor und γ' die Bodenwichte unter Auftrieb.

4.3 Nachweis der Aufbruchsicherheit der verankerten Baugrubensohle

Der Nachweis der Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle wird nachfolgend in Anlehnung an die Empfehlung EB 99 der EAB (2006) unter Berücksichtigung der DIN EN 1997-1:2009-09 vorgestellt. Insbesondere wird hierbei auf die Berücksichtigung der Verankerung der Baugrubensohle mit Zugpfählen und den erforderlichen Nachweis der Tragfähigkeit der Verpresspfähle hingewiesen. Der folgende Nachweis wird für den undränierten Anfangszustand mit Ansatz der

totalen Spannungen vorgestellt. Sofern unterhalb des Grundwasserspiegels die Auftriebswichte des Bodens angesetzt werden soll, müssen darüber hinaus die zusätzlichen Einwirkungen aus Grundwasser, wie z.B. Strömungskraft oder Auftriebskraft, berücksichtigt werden.

Für den ebenfalls erforderlichen Nachweis des Grenzzustandes der Tragfähigkeit der Zugpfähle ist die Ermittlung des Bemessungswertes der axialen Zugbeanspruchung $F_{t;d}$, die sich aus dem Nachweis der Aufbruchsicherheit ergibt, von besonderer Bedeutung. Hierzu werden zwei Methoden unter Berücksichtigung der zu erwartenden Verformungen vorgestellt. Wenn nur geringe Verformungen zugelassen werden können, was im Allgemeinen der maßgebende Fall ist, dann ist die Methode „*Bauwerk und Bauteil bemessen*“ anzuwenden. Wenn aber maßgebende Hebungen der Baugrubensohle zugelassen werden können, dann wird die Anwendung der Methode der „*Verstärkung eines Systems bzw. Sicherheitsdefizitausgleich*“ vorgeschlagen.

- **Methode „Bauwerk und Bauteil bemessen“**

Der Nachweis der Aufbruchsicherheit der Baugrubensohle wird unabhängig von dem Nachweis der Tragfähigkeit der Verankerungspfähle geführt. Der charakteristische Wert der axialen Zugbeanspruchung $F_{t;k}$ wird hierbei aus dem charakteristischen Grundbruchwiderstand der Sohlverankerung $R_{t;n;k}$ ermittelt.

- **Methode „Verstärkung eines Systems bzw. Sicherheitsdefizitausgleich“**

Der Bemessungswert des Grundbruchwiderstandes der Sohlverankerung $R_{t;n;d}$ wird hier dem Bemessungswert der Pfahleinwirkung $F_{t;d}$ gleichgesetzt.

Der Nachweis gegen Aufbruch der Baugrubensohle ist unabhängig von den vorgeschlagenen Methoden nach Gleichung (9) zu führen.

$$V_d = V_{G;d} + V_{Q;d} \leq R_d = R_{n;d} + T_{v;d} + R_{t;n;d} \quad (9)$$

Hierbei ist V_d der Bemessungswert der vertikalen Einwirkungen infolge ständigen Einwirkungen $V_{G;d}$ aus Bodeneigenlast und Gleichlasten mit $p_k \leq 10 \text{ kN/m}^2$ und veränderlichen Einwirkungen $V_{Q;d}$ infolge Auflasten. Der Bemessungswert der Widerstände R_d setzt sich zusammen aus den Anteilen des normal zur Sohlfläche wirkenden Grundbruchwiderstandes $R_{n;d}$, des Herauszieh-Widerstandes von Zugpfählen $R_{t;n;d}$, die den Bruchkörper schneiden und der Scherkraft $T_{v;d}$ im Boden am Bruchkörper, siehe auch Abb. 6. Die Scherkraft kann auch zur Berücksichtigung des räumlichen Bruchkörpers auf die Seiten- und Stirnflächen angesetzt werden. Dies gilt allerdings nicht für die Baugrubenseite oberhalb der theoretischen Sohlfläche in Höhe des Wandfußes.

Die Gleichung (12) ergibt sich durch einsetzen der Gleichung (13) zu

$$R_{t;n;d} \leq n_z \cdot \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t} \cdot \gamma_G \cdot \gamma_{R,v}} \quad (14)$$

Bei der Methode „Verstärkung eines Systems bzw. Sicherheitsdefizit“ hingegen ist $F_{t;d} = R_{t;n;d}$ und Gleichung (14) wird dadurch zu

$$R_{t;n;d} \leq n_z \cdot \frac{R_{t;k}}{\gamma_{s;t}} \quad (14)$$

5 Numerische Analyse und Vergleich mit Messergebnissen

5.1 Allgemeines

Die numerische Analyse wurde mit einer zweidimensionalen Berechnung mit PLAXIS 2Dv9 für den in Abb. 7 definierten Schnitt durchgeführt. Vorhandene räumliche Einflüsse der Baugrund-Tragwerk-Interaktion auf das Verformungsverhalten, wie z.B. Grabenverbau, abschnittsweise hergestellte Unterbetonsohle, obere Eckaussteifung, wurden mit einer idealisierten Modellierung des Bauablaufs berücksichtigt. Die zeitabhängigen Einflüsse wurden dabei mit einer undrained Berechnung gekoppelt mit einer Konsolidationsanalyse.

Die nachfolgende numerische Analyse basiert auf den Erkenntnissen aus einer zwischenzeitlich abgeschlossenen Forschungsarbeit zur spannungspfadabhängigen Steifigkeit auf der Grundlage von Triaxialversuchen an ungestörten Seetonproben von diesem Projekt, siehe auch Becker (2009).

5.2 Modellgeometrie und Diskretisierung

Die konstruktiven Elemente sind sowohl mit Struktur- als auch mit Kontinuumelementen diskretisiert worden. Da hier die obere Aussteifung über die benachbarte Baugrubenwand erfolgte wurde eine durchgehende Aussteifung zur gegenüberliegenden Wand in der zweidimensionalen Berechnung ausgeschlossen. Die aus der schrägen Krafteinleitung resultierenden Tangentialkräfte egalieren sich im Idealfall gegenseitig und wurden daher nicht berücksichtigt.

Zur realistischen Lasteinleitung im Bereich der Giebelwand im Berechnungsquerschnitt wurde das vorhandene Streifenfundament in einer Tiefe von $-2,90$ m

und die vorhandene Holzpfahlgründung mit linear elastischen Kontinuummelmen-
ten abgebildet, siehe Abb. 8.

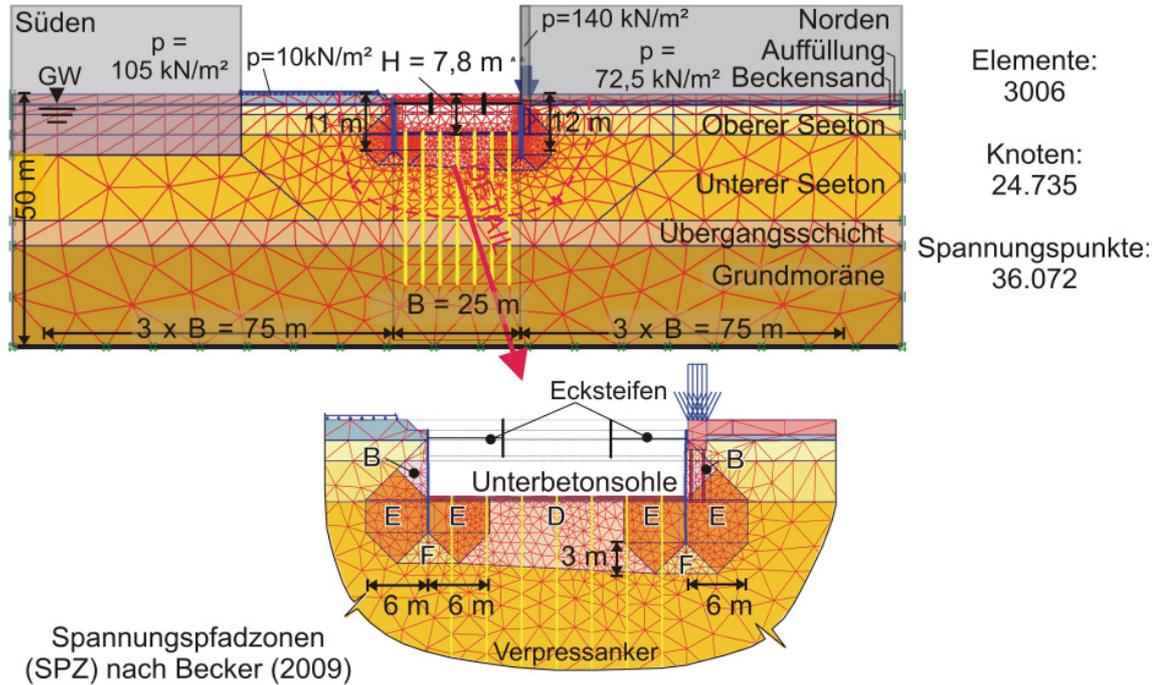


Abb. 7: FE-Modell für Messquerschnitt mit charakteristischen Spannungspfadzonen (SPZ) nach Becker (2009) im Detail

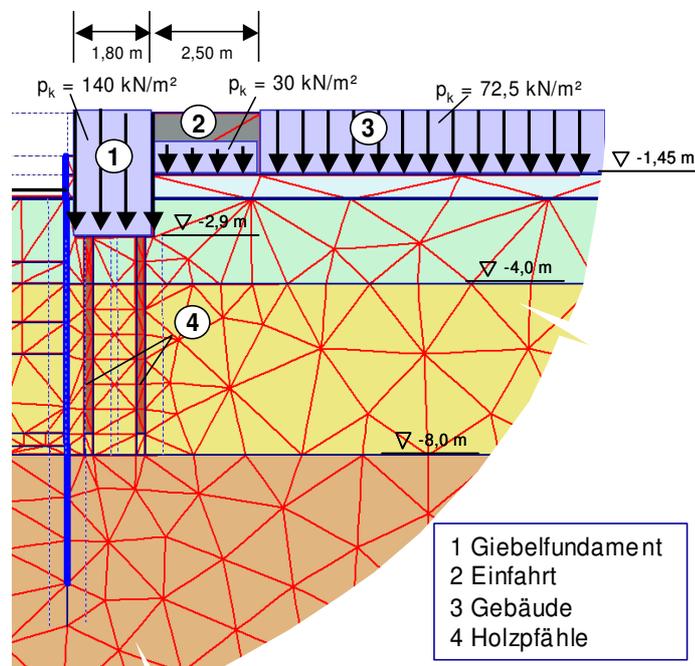


Abb. 8: Modellierung der Nachbarbebauung

5.3 Materialparameter

Die Materialparameter für die Seetonschicht wurden aus Elementversuchen bestimmt, siehe Becker (2009). Die Parameter der weiteren Bodenschichten wurden aus den Planungsunterlagen übernommen und anhand der Parameter der benachbarten Projekte aus Becker (2009) und Gebreselassie (2003) überprüft. Die zusätzlichen Hardening Soil Small Modell Parameter sind in Anlehnung an Benz (2007) auf empirischer Grundlage bestimmt worden. In Tabelle 1 sind die Materialparameter für das Hardening Soil (HS) Modell und in Tabelle 2 für das Hardening Soil Small (HSS) Modell zusammengestellt.

Tab. 1: Materialparameter für die Bodenschichten (HS-Modell)

Bodenschicht	γ / γ_r	$k_x = k_y$	E_{50}^{ref}	E_{oed}^{ref}	E_{ur}^{ref}	p^{ref}	ν_{ur}	m	φ'	c'	ψ	R_f
	kN/m ³	m/d	MN/m ²	MN/m ²	MN/m ²	kN/m ²	-	-	°	kN/m ²	°	-
Auffüllung	20/20	8,64E-2	6,0	6,0	24,0	100	0,20	0,70	30,0	0,1	0	0,9
Beckensand	19/20	1,73	8,0	8,0	32,0	100	0,20	0,50	27,5	0,1	0	0,9
Seeton ¹⁾	19/19	8,64E-4	3,1	3,2	16,5	100	0,20	0,90	27,5	0,1	0	0,9
Übergangsschicht	20/20	8,60E-4	8,0	8,0	32,0	100	0,20	0,80	27,5	0,1	0	0,9
Grundmoräne	22/22	8,60E-4	35,0	35,0	140,0	100	0,20	0,80	30,0	10,0	0	0,9

¹⁾ Oberer und unterer Seeton sind hier identisch, lediglich Unterschied in c_u aus Flügelsondierungen

Tab. 2: Ergänzende Materialparameter für die Bodenschichten (HSS-Modell)

Bodenschicht	G_0^{ref}	Referenz	$\gamma_{0,7}$	Referenz
	MN/m ²		-	
Auffüllung	50,0	<i>Alpan (1970)</i>	3,1E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Beckensand	60,0	<i>Alpan (1970)</i>	2,4E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Oberer Seeton	31,0	<i>Kim/Novak (1981)</i>	3,0E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Unterer Seeton	44,0	<i>Kim/Novak (1981)</i>	2,0E-04	<i>Vucetic/Dobry (1991)</i>
Übergangsschicht	60,0	<i>Alpan (1970)</i>	2,4E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>
Grundmoräne	150,0	<i>Alpan (1970)</i>	1,0E-04	<i>Hardin/Drnevich (1972)</i>

Zur Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit des weichen Seetons bei Verwendung von höherwertigen Stoffmodellen mit isotropem Materialverhalten ist der Bereich der Verbauwand in charakteristische Spannungsverlaufszonen (SPZ) nach Becker (2009) eingeteilt worden. Die Steifigkeiten für diese Bereiche sind mit dem Faktor f_{TSP} zu multiplizieren. In Tabelle 3 sind die spannungspfadabhängigen Steifigkeiten zusammengestellt.

Tab. 3: Modifizierte spannungspfadabhängige Steifigkeiten in den Spannungsverlaufszonen (SPZ)

SPZ	f_{TSP}	E_{50}^{ref} in MN/m ²	E_{ur}^{ref} in MN/m ²	G_0^{ref} in MN/m ²	$\gamma_{0,7}$
B	5,1	17,50	87,50	87,50	1,7E-04
D	4,2	14,40	76,35	76,35	1,9E-04
E	3,8	13,00	69,10	69,10	2,1E-04
F	6,5	22,30	118,15	118,15	1,2E-04

5.4 Berechnungsschritte

Zur Berücksichtigung der zeitlichen Einflüsse auf das Spannungs-Verformungsverhalten, wie z.B. der Aushub benachbarter Bereiche, wurde der Bauablauf für den Aushubabschnitt in dem Berechnungsquerschnitt auf einen längeren Zeitraum verteilt.

Tab. 4: Berechnungsschritte

Phase	Art	Beschreibung	Dauer in d
00	P	Initialspannungen (K ₀ -Verfahren)	
01	P	Aktivierung der Nachbarbebauung	
02	P	Rückbau der Altbebauung	
03	C	Voraushub auf -1,0 m; Aktivierung der Verpressanker	120
04	P	Einbau der Spundwand	
06	C	Konsolidation	12
07	C	Konsolidation	70
08	C ¹⁾	1. Aushub -2,0 m	9
09	P	Einbau Kopfaussteifung	
10	P	Vorspannen der Kopfaussteifung auf 2,5 MN	
11	C	2. Aushub -3,5 m	10
12	C ¹⁾	3. Aushub -7,8 m	10
13	P	Einbau Unterbetonsohle	
14	C	Konsolidation bis zum vollständigen Abbau des Porenwasserüberdrucks (min pore pressure)	

Anmerkung: P – plastische Berechnung

C – plast. Berechnung mit gekoppelter Konsolidationsanalyse

¹⁾ Berechnungen mit $m_{stage} < 1,0$ wurden plastisch (P) und die anschließende Phase mit gekoppelter Konsolidationsanalyse (C) durchgeführt

Die räumlichen Effekte durch die Unterstützung mit einem oberen und unteren rautenförmigen Aussteifungsring und abschnittsweise hergestellter Unterbetonsohle wurden mit Mobilisierungsfaktoren f_{mob} berücksichtigt, die die Aktivierung

der Aussteifungselemente in Abhängigkeit der Aushubtiefe steuern. Für diese Baugruben ist der Mobilisierungsfaktor für die obere Aussteifung $f_{mob,K} = 13,5 \%$ bzw. für die Unterbetonsohle $f_{mob,F} = 97,5 \%$ und ist auf die Gesamtaushubtiefe zu beziehen. In der numerischen Berechnung wird die Mobilisierung über den programminternen Faktor m_{stage} gesteuert. Der Bodenaushub wird dabei nicht vollständig simuliert und die Steifigkeit des Aushubbereiches in Abhängigkeit von m_{stage} reduziert. Weitere Informationen hierzu und auch Mobilisierungsfaktoren für andere Verbaukonstruktionen sind in Becker (2009) angegeben. In Tabelle 4 sind die Berechnungsschritte zusammengestellt.

5.5 Berechnungsergebnisse

In Abb. 9 sind die horizontalen Wandverformungen und Setzungen im Messquerschnitt MQ 2 dargestellt. Die Messergebnisse wurden für den Vergleich mit einem Abzug der vor den Aushubarbeiten aufgetretenen Verformungen korrigiert. Die optimierte Berechnung unter Berücksichtigung der spannungspfadabhängigen Steifigkeit in den charakteristischen Spannungsverlaufszonen (SPZ) ergibt bei Verwendung des HSS Modells eine gute Übereinstimmung mit den Messergebnissen. Die gemessenen Setzungen konnten dabei angenähert werden.

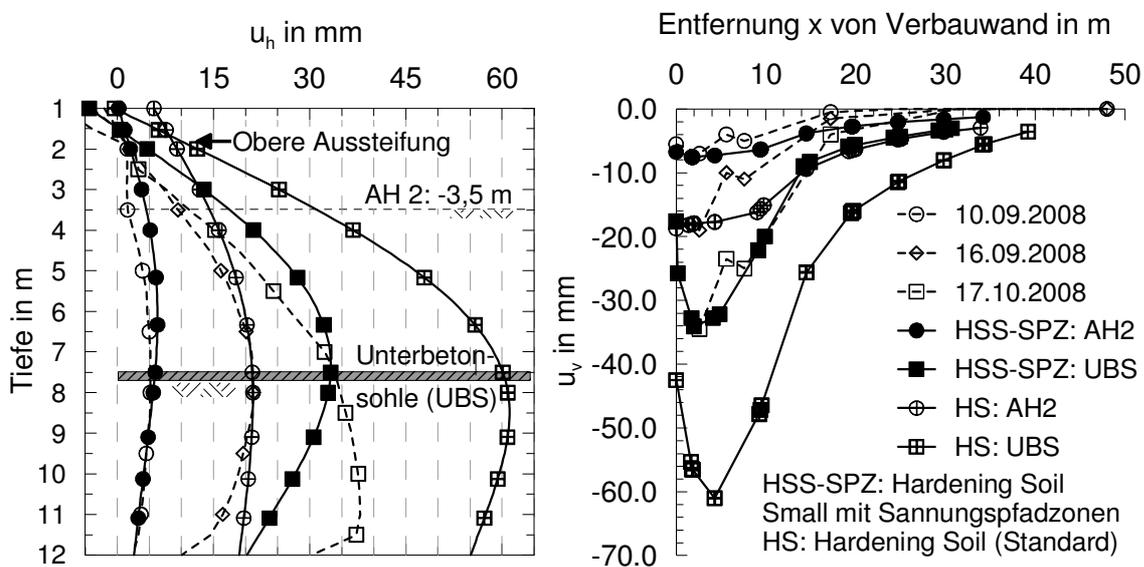


Abb. 9: Wandverformungen (links) und Setzungen (rechts) im Messquerschnitt MQ 2

Der Vergleich für die zeitabhängige Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung ist in Abb. 10 dargestellt. Im Anschluss an die Aushubarbeiten ist dabei eine sehr gute Übereinstimmung erreicht worden. Innerhalb von 3 Monaten hat sich der Porenwasserunterdruck abgebaut.

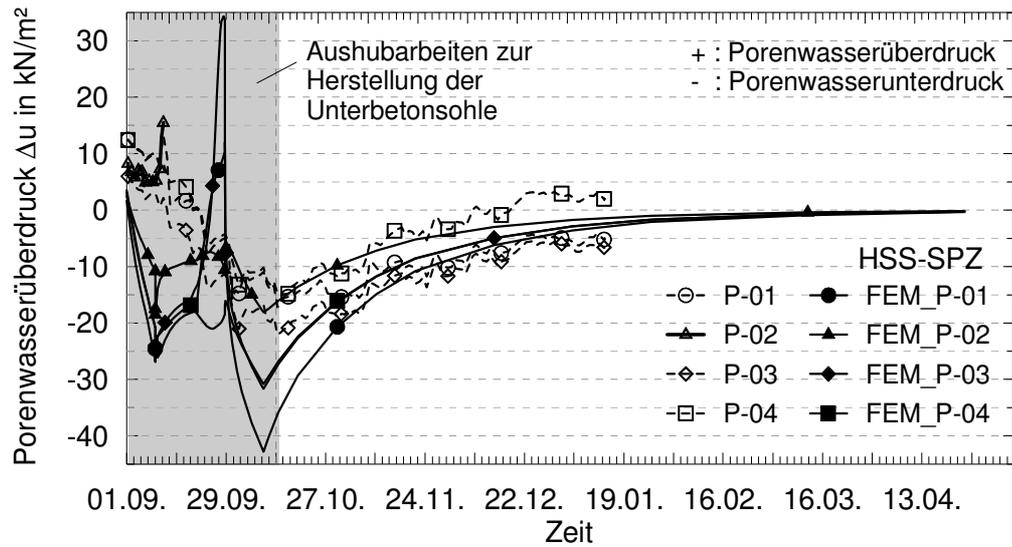


Abb. 10: Zeitabhängige Porenwasserüber-/unterdruckentwicklung

In Abb. 11 ist der Vergleich für die zeitabhängige Steifenkraftentwicklung dargestellt. Obwohl die gemessene Steifenkraft gewissen Streuungen unterworfen ist, kann sie durch die numerischen Berechnungsergebnisse bestätigt werden, die mit zunehmender Wandverformung ein Anstieg der Steifenkraft beschreibt.

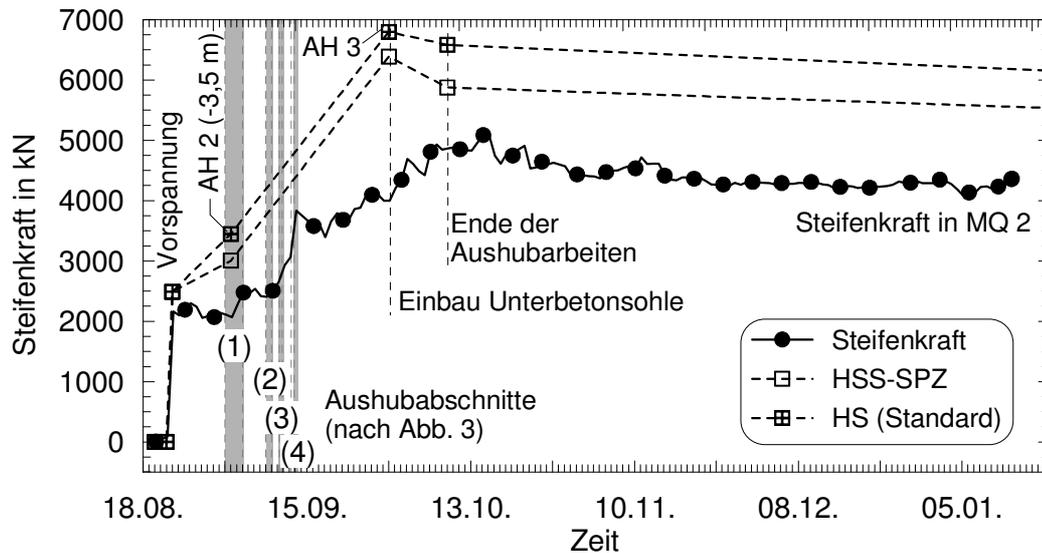


Abb. 11: Zeitabhängige Steifenkraftentwicklung

6 Zusammenfassung

Die Baugrund-Tragwerk-Interaktion bei der hier vorgestellten tiefen Baugrube in weichem Boden ist aufgrund der beiden rautenförmigen Aussteifungsebenen, die bereits vor dem Aushub hergestellt wurden, sehr komplex. Hierdurch bekommt die Beobachtungsmethode eine besonders wichtige Bedeutung.

Am Beispiel dieser Baugrube wurde die Vorgehensweise zur Berechnung der Nachweise gegen Aufschwimmen und Aufbruch der verankerten Baugrubensohle in Anlehnung an den EC 7-1 beschrieben. Im Hinblick auf den erforderlichen Tragfähigkeitsnachweis der Zugpfähle wurde darüber hinaus eine neue Methode vorgestellt, die in Abhängigkeit der zulässigen Verformungen eine Optimierung der Bemessung ermöglicht.

Für die numerische Analyse konnten die räumlichen Einflüsse der Baugrund-
Tragwerk-Interaktion, die sich aus dem Einbau der rautenförmigen oberen und unteren Aussteifung und dem abschnittweisen Einbau der Unterbetonsohle ergeben, mit Mobilisierungsfaktoren in einer zweidimensionalen Berechnung simuliert werden. Mit der Berücksichtigung des ausgeprägt richtungsabhängigen Steifigkeitsverhaltens bei Verwendung von elasto-plastischen Bodenmodellen mit isotroper Verfestigung wurde eine Optimierung der Verformungsprognose erreicht, die zu einer guten Übereinstimmung mit den Messergebnissen führte.

7 Literaturverzeichnis

Becker, P. (2009)

Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 22.

EAB (2006)

Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“. 4. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin.

EA-Pfähle (2007)

Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“. Ernst & Sohn, Berlin.

Gebreselassie, B. (2003)

Experimental, Analytical and Numerical Investigations of Excavations in Normally Consolidated Soft Soils. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 14.

Kempfert, H.-G.; Gebreselassie, B. (2006)

Excavations and Foundations in Soft Soils. Springer, Berlin.

Scherzinger, T. (1991)

Materialuntersuchungen von Seetonen – Ergebnisse von Laboruntersuchungen und ihre Bedeutung für das Bauen in weichem Baugrund. Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 122.

Quelle:

Beiträge zum 26. Christian Veder Kolloquium „Tiefe Baugruben unter schwierigen Randbedingungen“. Mitteilungen Gruppe Geotechnik TU Graz, Heft 40, S. 281-296