

Multi-Level Tests nach dem Osterberg-Verfahren – Erfahrungen aus einer Probelastung in der Schweiz

Jan Lüking¹, Thomas Geisler², Berislav Kodrnja³, Guido Morri⁴, Hendrik Jan Tuentner⁵

¹ Technische Hochschule Lübeck, Deutschland

² HOCHTIEF IKS Schweiz AG, Schweiz

³ Kernkraftwerk Gösgen-Däniken AG, Schweiz

⁴ Gysi, Leoni, Mader AG, Schweiz

⁵ Geoprofile GmbH, Schweiz

1 Einleitung

Auf dem Gebiet des Kernkraftwerks Gösgen-Däniken, an der Aare zwischen Basel und Zürich in der Nähe der deutsch-schweizerischen Grenze gelegen, ist für die Aufnahme zusätzlicher Kühlflüssigkeiten ein neues Wasservorratsbecken (Deionatbecken) erstellt worden.

Dieses Becken hat aus örtlichen Gegebenheiten einen trapezförmigen Grundriss mit den Abmessungen von ca. 22 x 24 m, wobei die Unterkante des Beckens bei ca. 8,5 m unterhalb der Geländeoberkante gegründet und mit Zugpfählen rückverankert worden ist. Die Bauwerkswände bestehen aus einer überschnittenen Bohrpfahlwand und weisen einen Durchmesser von $D = 0,9$ m sowie eine Pfahllänge von ungefähr $l = 20$ m auf. Die Pfahleinbindetiefe ab Beckenunterkante beträgt ca. $d_e = 12$ m.

Im Jahre 2003 wurden im Rahmen einer anderen Baumaßnahme im Projektgebiet bereits statische Zugversuche an zwei Probepfählen durchgeführt, wobei jedoch bei beiden Pfählen nicht der Grenzzustand der Tragfähigkeit aufgrund zu geringer Pressenkräfte erreicht werden konnte.

Aufgrund des Fehlens von genauen Angaben zum charakteristischen Pfahlspitzendruck $q_{b,k}$ und ergänzend zur Optimierung der Pfahllängen und Ermittlung der charakteristischen Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ zur Dimensionierung der Bohrpfahlwand ist vor Abschluss der Ausführungsplanung eine Pfahlprobelastung mit Hilfe von Osterbergzellen durchgeführt worden.

Die Ergebnisse der Planung, Durchführung und Auswertung dieser Pfahlprobelastung werden im Folgenden vorgestellt und vergleichend zwischen Schweizer Normung und Eurocode ergänzend diskutiert.

2 Baugrund

2.1 Allgemeines

Das Bauwerk liegt in der breiten Schotterebene des Aaretals zwischen Winznau und Schönenwerd. Die 25 - 35 m mächtige Talfüllung besteht aus spät- bis postglazialen Niederterrassenschottern, die im Gefolge der Würmeiszeit durch die junge Aare abgelagert worden sind. Unterhalb dieser Schicht befinden sich Kalkfelsen.

Im Rahmen der Erkundung wurden mehrere Rotationskernbohrungen, SPT-Versuche, Pressio-Menard-Versuche sowie ergänzende Laborversuche durchgeführt. Die Ergebnisse der Baugrunderkundung werden im Folgenden mit den jeweiligen Bodenkenngrößen zusammengefasst, siehe auch Abbildung 1.

2.2 Auffüllung

Als oberste Schicht wurde auf dem gesamten Projektareal beim damaligen Bau des Kernkraftwerkes eine künstliche Auffüllung aus sandigem Kies geschüttet und verdichtet eingebaut. Lokal sind auch Feinsande aufgeschlossen worden. Allenfalls handelt es sich hier auch um natürlich anstehende Schwemmsande. Vereinzelt sind Betonreste in Stein und Blockgrößen aus der damaligen Bauzeit erkundet worden.

2.3 Niederterrassenschotter

Die Niederterrassenschotter sind, gesamthaft gesehen, aus sandigen Kiesen mit Steinen und vereinzelt Blöcken aufgebaut und reichen bis auf die erkundete Felsschicht in einer Tiefe von ca. 26,5 – 31,5 m unter der Geländeoberkante.

Die Niederterrassenschotter wurden während und nach der letzten Eiszeit von der Aare abgelagert und bestehen aus sandigen bis sauberen Kiesen mit meist geringen Siltanteilen.

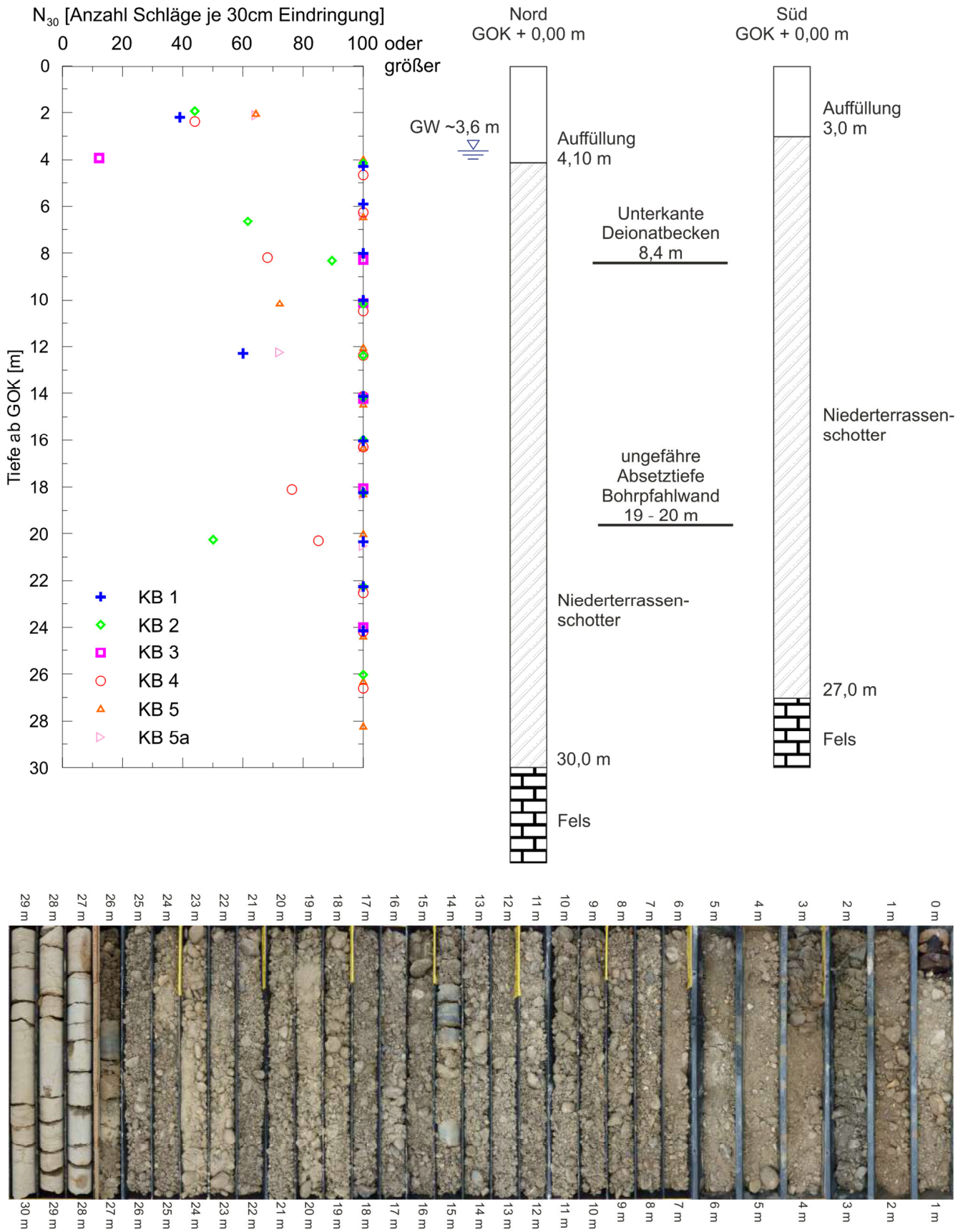


Abbildung 1: Ergebnisse der Kernbohrungen und Schichtenprofil

Die Bodenpartikel sind meist gut gerundete Kalke, Sandsteine und Quarzite, untergeordnet auch Granite, Gneise und Amphibolite. Teilweise wurden auch große Blöcke und Sandlin- sen erkundet.

In den Sondierungen wurden alle 3 Meter SPT-Versuche in den Niederterrassenschottern ausgeführt. Die Resultate zeigen mit N_{30} -Werten (Anzahl Schläge pro 30 cm) von über 60 eine sehr dichte Lagerung an. Bei über 50 Schlägen pro 15 cm wurden die Versuche abgebrochen. Tendenziell zeigt sich eine Zunahme der Lagerungsdichte mit der Tiefe. In Abbil- dung 1 sind die Ergebnisse der Kernbohrungen KB 1 bis 5a dargestellt, die an den jeweiligen Ecken des Deionatbeckens abgeteuft worden sind. Ein Schichtenprofil ist dem gegenüber- gestellt.

Geotechnisch gelten die Niederterrassenschotter als ein guter und tragfähiger Baugrund. Die Schotterschichten sind sehr gut durchlässig und stellen einen intensiv genutzten Grund- wasserleiter von regionaler Bedeutung dar.

2.4 Fels

Als unterste Schicht wurde in einer Tiefe von ca. 26,5 m unter der Geländeoberkante der Fels angebohrt. Die angetroffenen Gesteine werden als Geissbergsschichten bezeichnet (Sequan-Kalke der Oxford-Stufe). Es handelt sich dabei um beige bis beigebraune Kalke mit zahlreichen Fossilien und vielen Styrolith-Säumen. Oberflächlich ist der Fels stark ver- wittert. Dies zeigt sich in einer ca. 50 cm mächtigen Schicht aus beige-grauen tonigen Silt von seifiger Konsistenz mit zahlreichen Kiesel- n. Die Kalke sind grobbankig und z.T. gut geschichtet. Es bestehen zahlreiche Styrolithsäume und der Kalk ist stark geklüftet und leicht verkarstet. Der Fels hat im allgemeinen eine geringe Durchlässigkeit, wobei das Grundwasser nur entlang der Klüfte zirkuliert.

Die relevanten Bodenkenngrößen sind nachfolgend in Tabelle 1 zusammengestellt. Die an- gegebenen Mittelwerte entsprechen den geschätzten Erwartungswerten X_m . Zusätzlich sind die erwarteten Minimal- und Maximalwerte angegeben. Nach SIA Dokumentation D 0187, 2003 sind dann daraus die charakteristischen Werte X_k nach dem in Gleichung (1) genann- ten Ansatz festzulegen.

$$X_k = X_m - \alpha \cdot (X_k - X_{Max,Min}) \quad (1)$$

- X_k = Charakteristischer Wert
 X_m = Messwert
 $X_{Max;Min}$ = Extremwerte in den jeweiligen Versuchen
 α = 0,2 (Faktor für Zuverlässigkeit nach SIA Dokument D 0187, 2003)

Hiernach ist der charakteristische Wert X_k einer geotechnischen Grösse der für die betrachtete Bemessungssituation vorsichtige Erwartungswert. Der Abstand zum geschätzten Erwartungswert ist in Abhängigkeit der Wertstreuung und der Zuverlässigkeit der Wertbestimmung anzunehmen. Aus statistischer Sicht wäre der charakteristische Wert einer geotechnischen Grösse so zu bestimmen, dass die Wahrscheinlichkeit eines für die betrachtete Bemessungssituation ungünstigeren Werts unter 5 % liegt. Der charakteristische Wert entspricht nach wahrscheinlichkeitstheoretischen Überlegungen einem repräsentativen Wert mit einem Vertrauensniveau von 95 %.

Tabelle 1: Zusammenstellung der maßgebenden geotechnischen Kenngrößen

	Auffüllung			Niederterrassenschotter			Fels		
	X_M	X_{min}	X_{max}	X_M	X_{min}	X_{max}	X_M	X_{min}	X_{max}
Wichte des Bodens [kN/m ³]	22	21,5	22,5	22,5	22	23	25	24,5	25,5
Reibungswinkel φ' [°]	35	30	40	40	38	42	-	-	-
Kohäsion c' [kN/m ²]	0	0	0	0	0	2	2000	5000	9000
Zusammendrückungsmodul Erstbelastung M_E [MN/m ²]	80	40	120	120	100	140	-	-	-
Zusammendrückungsmodul Wiederbelastung M_E [MN/m ²]	240	180	300	300	250	350	-	-	-
E-Modul E [MN/m ²]							7000	5000	9000
Querdehnzahl ν [-]	0,35			0,35			0,40		

Die vorab genannte SIA Dokumentation D 0187, 2003 ist eine Publikation ähnlich dem Handbuch Eurocode 7, 2011, in der ergänzende Informationen und Festlegungen formuliert sind.

3 Konzeptionelle Planung der Pfahlprobelastung

3.1 Allgemeines

Zur Planung einer statischen Pfahlprobelastung ist die Kenntnis der wahrscheinlich auftretenden Pfahlmantelreibung und Pfahlspitzendruckes von entscheidender Bedeutung, da

hiervon die gesamten Randbedingungen wie z.B. notwendige Pressenkräfte, Belastungsschema, etc. abhängen.

3.2 Ergebnisse früherer statischer Pfahlzugversuche

Im Rahmen einer früheren Baumaßnahme wurden im Projektgebiet bereits zwei Probepfähle statisch auf Zug belastet, deren Ergebnisse für die Konzeptionierung der Pfahlprobelastung verwendet werden konnten. Beide Bohrpfähle wiesen einen Pfahldurchmesser von $D = 90$ cm auf. Die Pfahleinbindetiefe betrug $d_e = 8$ m bzw. $d_e = 12$ m. Der Bruchzustand war bei einer Hebung von 10% des Pfahldurchmessers ($s_h = 9$ cm) definiert. Beide Probepfähle konnten aufgrund nicht ausreichend dimensionierter Pressenkräfte jedoch nicht bis zum Bruch belastet werden. Daher wurde zur Ermittlung der Pfahlmantelreibung im Bruchzustand beide Widerstands-Hebungs-Linien mit dem Verfahren nach ROLLBERG, 1985 bis zum Bruchzustand extrapoliert und daraus eine Pfahlmantelreibung $q_{s,m}$ (Messwert) ermittelt.

Das Verfahren extrapoliert in Abhängigkeit der vorhandenen Anfangsneigung der Widerstands-Hebungs-Linie den weiteren Verlauf. Die einzelnen Widerstands-Hebungs-Linien sind mit der Extrapolation in Abbildung 2 dargestellt.

Bei dem Verfahren nach ROLLBERG, 1985 wird über eine Hyperbelfunktion nach dem Ansatz $s/R = b \cdot s + a$ der Pfahlwiderstand R im Grenzzustand der Tragfähigkeit bei einer Setzung von $s = 90$ mm ermittelt. Die Faktoren a und b stellen hierbei die Hyperbelfaktoren der Extrapolation dar. Der Faktor a kennzeichnet dabei die Ordinate im Nulldurchgang der Abszisse und der Faktor b die Steigung der Geraden, wenn über die Ordinate das Verhältnis s/R und über die Abszisse die Setzung s aufgetragen ist, siehe Abbildung 2.

Mit den für diese beiden Probepfähle extrapolierten Widerstände im Grenzzustand der Tragfähigkeit konnte nun die Größenordnung der zu ermittelten Pfahlmantelreibung $q_{s,m}$ zur Erreichung des Grenzzustandes grob prognostiziert werden, siehe Tabelle 2.

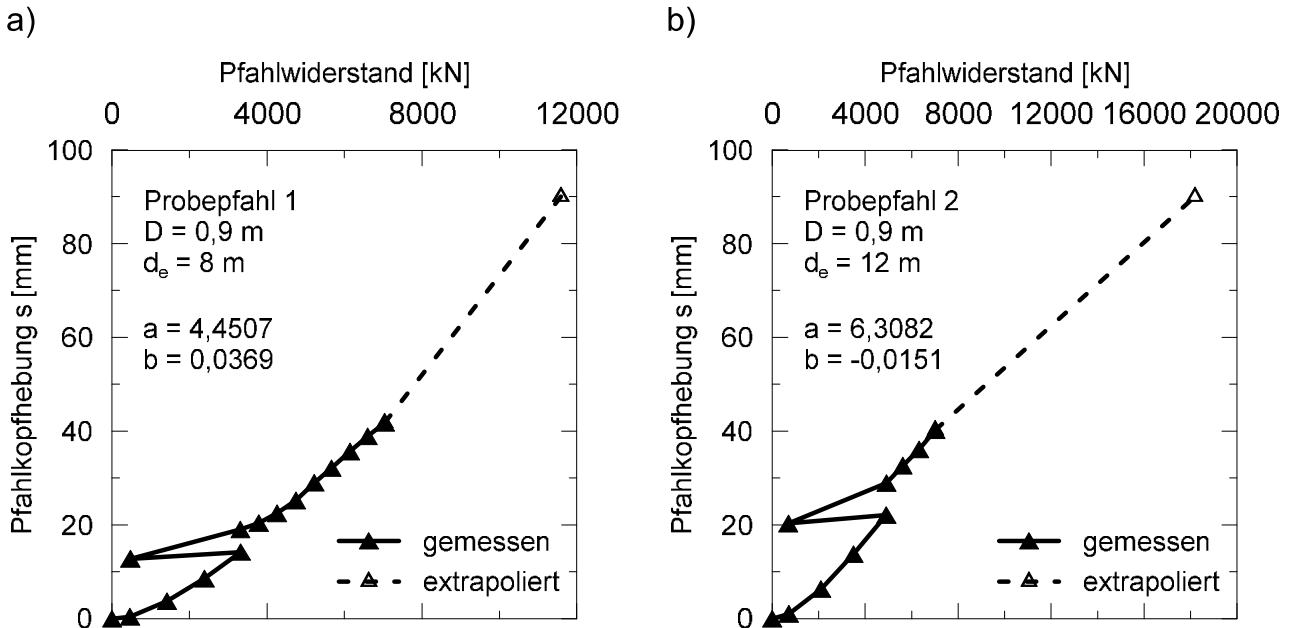


Abbildung 2: Ergebnisse (Messwerte und Extrapolation) der beiden statischen Pfahlzugversuche auf dem Projektgelände für a) Probepfahl 1 mit einer Pfahleinbindetiefe von $d_e = 8$ m und b) Probepfahl 2 mit einer Pfahleinbindetiefe von $d_e = 12$ m

Tabelle 2: Zu erwartende Pfahlmantelreibung $q_{s,m}$ in Abhängigkeit unterschiedlicher Auswertemethoden

Auswertemethode	$q_{s,m}$ Testpfahl 1 ($d_e = 8$ m) [kN/m ²]	$q_{s,m}$ Testpfahl 2 ($d_e = 12$ m) [kN/m ²]
Extrapoliert mit Pfahleigen- gewicht	509 kN/m ²	533 kN/m ²
bei maximaler Pressenkraft, <u>Bruchzustand nicht erreicht!</u>	311 kN/m ²	207 kN/m ²

Es fällt auf, dass die beiden extrapolierten Pfahlmantelreibungswerte in einer gleichen Größenordnung von ca. 510 kN/m² (Probepfahl 1) bis ca. 530 kN/m² (Probepfahl 2) liegen.

Eine Pfahlmantelreibung von ca. $q_{s,m} = 500$ kN/m² ist als sehr hoch einzuordnen und liegt deutlich oberhalb des üblichen Erfahrungsbereiches. Die EA-PFÄHLE, 2012 liefert als Vergleich eine charakteristische Pfahlmantelreibung für Bohrpfähle bei Druckbelastung von $q_{s,k} = 170$ kN/m² bei einem Spitzenwiderstand der Drucksonde von $q_c \geq 25$ MPa für das 50%

Quantil. Nun wird der Spitzenwiderstand einer hier durchgeführten Drucksonde wahrscheinlich über 25 MPa liegen, jedoch würde eine Rückrechnung dieses charakteristischen Erfahrungswertes der EA-PFÄHLE, 2012 auf einen Messwert bei Annahme eines moderaten Streuungsfaktors von ca. $\xi = 1,2$ zu einem Messwert von lediglich $q_{s,m} = 205 \text{ kN/m}^2$ führen.

Da die Analyse des Verlaufs der Widerstands-Hebungs-Linie jedoch keine typischen Anzeichen, die auf einen baldigen Versagenszustand während der Pfahlprobelastung hingewiesen haben, aufzeigen, war als Messwert eine entsprechend hohe Pfahlmantelreibung planerisch zu berücksichtigen.

3.3 Planung des Multi-Level Tests

Bekannterweise läßt sich der Grenzzustand der Pfahltragfähigkeit versuchstechnisch mit dynamischen und statischen Pfahlprobelastungen ermitteln, siehe EA-PFÄHLE, 2012.

Unter dynamischen Pfahlprobelastungen werden Messverfahren mit zeitabhängiger Messung von Kraft und Bewegung am Pfahlkopf während eines Stoßimpulses verstanden. Aufgrund der besonderen Situation vor Ort wurde diese Idee jedoch verworfen und sich generell für eine statische Pfahlprobelastung ausgesprochen.

In Anlehnung an EA-PFÄHLE, 2012 darf ein Probepfahl im Durchmesser bis um den Faktor 2 reduziert werden. Die späteren Bauwerkspfähle haben einen Durchmesser von $D = 0,9 \text{ m}$. Somit wäre ein minimaler Pfahldurchmesser von $D = 0,45 \text{ m}$ einzuhalten. Aufgrund von Installationsrandbedingungen ist ein Probepfahl mit einem Pfahldurchmesser von $D = 0,7 \text{ m}$ gewählt worden. Die Pfahlabsetztiefe lag in einer vergleichbaren Größenordnung der späteren Bauwerkspfähle, um näherungsweise vergleichbare Spannungszustände am Pfahlfuß vorzufinden. Daraufhin wurde eine Pfahleinbindetiefe von $d_e = 19 \text{ m}$ festgelegt.

Aufgrund der zu erwartenden hohen Pfahlmantelreibung, die sich aus den beiden früheren Pfahlprobelastungen auf Zug ergeben haben (siehe Abschnitt 3.2), wäre mit recht groß dimensionierten Reaktionspfählen zu rechnen. Daher fiel die Wahl auf die Durchführung eines Multi-Level Testes nach dem Osterbergverfahren. In Abbildung 3 ist eine beispielhafte Anwendung eines Multi-Level Testes dargestellt.

Hierbei werden einzelne Pfahlsegmente statisch einzeln getestet, während die anderen Segmente als entsprechende Widerlager dienen.

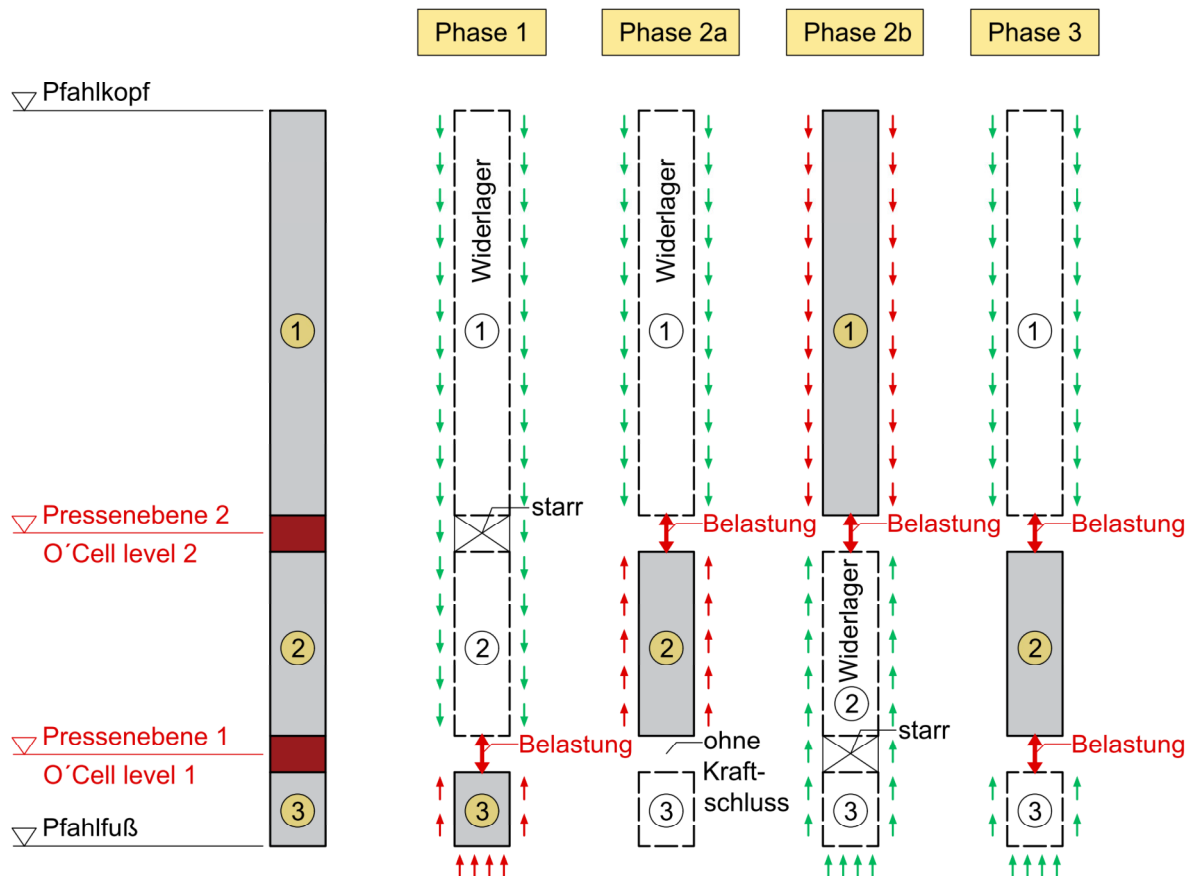


Abbildung 3: Prinzipieller Versuchsablauf eines Multi-Level-Testes nach dem Osterbergverfahren, aus MOORMANN ET AL., 2005

Der Bruchzustand des Pfahles ist im Allgemeinen definiert, wenn eine Pfahlsetzung eintritt, die 10 % des Pfahldurchmessers beträgt. In diesem Fall sind das 7 cm. Somit sollte der Kolbenweg der Pressen diesen Weg mindestens aufweisen.

Eine weitere Versagensdefinition ist das Erreichen des Kriechmaßes, siehe Abbildung 4. Die SIA 267/1, 2013 gibt eine Grenze von $k_s = 2$ mm vor, welches auch in der Auswertung verwendet worden ist. Nach EA-PFÄHLE, 2012 ist kein fester Wert für das Kriechmaß angegeben, jedoch werden $k_s \approx 2$ mm empfohlen.

Nach SIA 267/1, 2013 ist die Prüfkraft so festzulegen, dass nach Möglichkeit der äußere Pfahlwiderstand durch Bruch im Boden erreicht wird.

Basierend auf den vorab zusammengestellten Informationen wurden die folgenden Versuche durchgeführt:

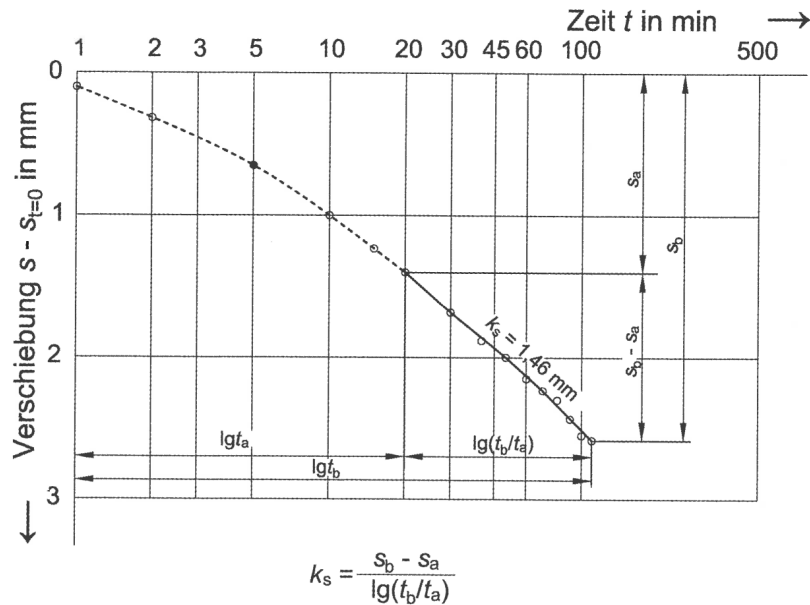


Abbildung 4: Definition des Kriechmaßes k_s nach EA-PFÄHLE, 2012

Phase 1: In Phase 1 ist das Segment 3 auf Druck belastet worden, indem die Pressen der Ebene 1 auseinandergedrückt worden sind. Die Pressen der Ebene 2 sind dabei starr geschaltet. Segment 3 wird auf Druck (Pfahlmantelreibung auf Druck) belastet und mobilisiert einen Pfahlspitzendruck und eine Pfahlmantelreibung, die messtechnisch erfasst werden. Segment 1 und 2 werden auf Zug (Pfahlmantelreibung auf Zug) belastet und wirken als Widerlager. Nach den Berechnungen ist eine Pressenkraft von ca. 7400 kN notwendig gewesen, um die veranschlagte Belastung aufbringen zu können, welche gleichzeitig als Prüflast definiert worden ist. Wichtig ist, dass während der gesamten Versuchsdurchführung das schwächste Bauteil in der gesamten Versuchseinrichtung nicht durch Überlastung beschädigt wird. Bautechnisch hätten die Pressen der Ebene 1 bis 7800 kN gesteigert werden können. Die innere Tragfähigkeit des Betons lag bei 7900 kN.

Phase 2: Phase 2 wurde in eine Phase 2a und 2b aufgeteilt. In Phase 2a wurde das Segment 2 betestet, indem die Pressen der Ebene 2 auseinandergedrückt wurden. Segment 1 diente dabei als Widerlager. Die Pressen in Ebene 1 waren hierbei kraftfrei geschaltet und das Segment 2 konnte in den in Phase 1 entstandenen Hohlraum gedrückt werden. Segment 2 simulierte somit einen Druckpfahl und Segment 1 einen Zugpfahl. Nachdem hierbei der Grenzzustand der Tragfähigkeit (Setzung 10% des Pfahldurchmessers) erreicht worden ist, wurden die Pressen der Ebene 1 dahingehend aktiviert, dass das Segment 3 zusätzlich als Widerlager diente und das Segment

3 bis zum Grenzzustand der Tragfähigkeit belastet werden konnte. Die Pressen der Ebene 2 sind auf eine Belastung von 5200 kN ausgelegt worden, welches ebenfalls die Prüflast darstellt.

Phase 3: Phase 3 wurde abschließend durchgeführt, wobei hier beide Pressenebenen gleichzeitig aktiviert worden sind, um den Beton des Segmentes 2 final auf Druck zu betesten.

3.4 Instrumentierung des Probepfahles und Messverfahren

Abbildung 5 zeigt einen Überblick des konstruierten Probepfahles mit den jeweiligen Pressenebenen und des Messequipments.

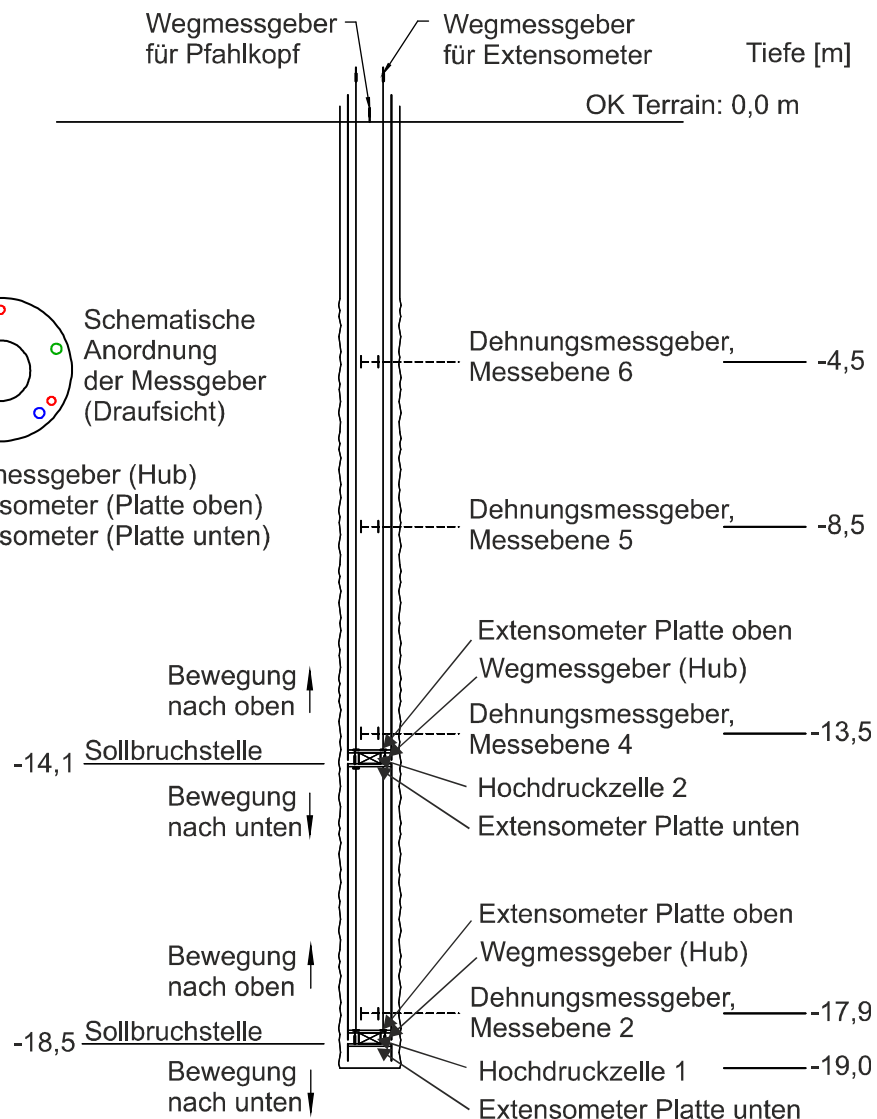


Abbildung 5: Abmessungen des Probepfahles und Anordnung der Messgeber

Es wurden je zwei Schwerlastzellen mit einer maximalen Prüfkraft von 780 to (Ebene 1, untere Zellen) bzw. 520 to (Ebene 2, obere Zellen) eingebaut, siehe Abbildung 6. Dabei wurde die Sollbruchstelle der unteren Zylinder 0,5 m oberhalb der Pfahlspitze angeordnet, und die der oberen Zylinder 4.9 m oberhalb der Pfahlspitze. Diese Anordnung ermöglichte sowohl eine separate Messung des Pfahlfußwiderstandes als auch die Aktivierung der Pfahlmantelreibung der einzelnen Pfahlabschnitte. Die relativen Verschiebungen der beiden Schwerlastzellen (Hub) wurden von je drei Wegmessgebern aufgezeichnet.

a)



b)



c)



Abbildung 6:

a) Anordnung der Hydraulikpressen

b) Bewehrungskorb mit Führungseisen für das Schüttrohr

c) Pfahlfuß und untere Pressenebene

Die absoluten Verschiebungen der Stahlplatten direkt unter- und oberhalb der beiden Schwerlastzellen wurden jeweils mittels zwei sich frei im Pfahl bewegenden Glasfaser-Extensometern gegenüber einem Referenzrahmen gemessen. Zur Bestimmung des Verlaufs der Mantelreibung entlang des Pfahlschaftes wurden zudem in vier verschiedenen Tiefen je zwei Dehnungsmessgeber paarweise mit einbetoniert. Die hydraulischen Schwerlastzellen

wurden nach Ende der Prüfung nicht ausinjiziert. In Abbildung 5 ist ein Überblick der Messgeber im Probepfahl gegeben.

Zur Erfassung des Pfahlfußwiderstandes kann zusätzlich am Pfahlfuß eine Kraftmessdose angeordnet werden. Da sich die untere Pressenebene mit der Sollbruchstelle jedoch ca. 0,5 m oberhalb des Pfahlfußes befand, wurde auf die Anordnung dieser verzichtet. Eine entsprechende Pfahlmantelreibung wurde bei der Auswertung des Pfahlspitzendrucks berücksichtigt und näherungsweise herausgerechnet, indem die Pfahlmantelreibung zwischen der unteren Pressenebene und Messebene 2 angesetzt worden ist. Der Einfluss auf das Gesamtergebnis war jedoch gering.

3.5 Pfahlherstellung

Zur Herstellung des Probepfahles wurde ein Großpfahlbohrgerät BG 18 H verwendet. Der Vortrieb erfolgte dabei bis zum Grundwasserspiegel mit einer Bohrschnecke und danach mit einer Bohrschappe im Schutze der Verrohrung, siehe Abbildung 7.



Abbildung 7: Vortrieb mit Bohrschnecke (links) oberhalb des Grundwasserspiegels und Vortrieb mit Bohrschappe (Bohreimer) unterhalb des Grundwasserspiegels (rechts)

Die Verrohrung eilte dem Bohrkopf immer ca. 1.0 Meter voraus, um eine Auflockerung des anstehenden Bodenmaterials möglichst zu vermeiden. Im Grundwasser wurde mit Wasserüberdruck im Bohrrohr gebohrt, um einem hydraulischen Grundbruch im Boden entgegenzuwirken.

Die Aufrichtung des Bewehrungskorbes erfolgte mit Hilfe einer Spundbohle, auf der der Bewehrungskorb befestigt war, sodass keine unzulässigen und die Messtechnik beeinflussenden Verformungen/Durchbiegungen aufgetreten sind.

Das Einbringen des Betons erfolgte über ein Stahlschüttrohr, welches bis an den Pfahlfuß reichte. Die ersten 12 Meter des Rohres wiesen einen Durchmesser von 300 mm auf, danach verjüngte es sich auf einen Durchmesser von 200 mm für die restlichen 7 m. Dadurch war gewährleistet, dass das Schüttrohr durch die Stahlplatte der Hydraulikzylinder durchgeführt werden konnte.

Infolge der eingebauten Hydraulikzylinder konnte hier nicht mit einem konventionellen Schüttrohr mit Ball (Stopper Grundwasser) gearbeitet werden. Als Alternative wurde vor dem Einbau das Schüttrohr daher mit einer Grundplatte (Abbildung 8) versehen, welche sich bei genügend Betondruck löste. Die Grundplatte verblieb unterhalb der unteren Pressenebene und wurde mit einbetoniert.



Abbildung 8: Stopper für Schüttrohr (links) und im eingebauten Zustand (rechts)

Als Beton wurde ein C45/55, CI 0.10, D_{\max} 8, F5, CEM I 52.5R verwendet. Das Größtkorn ist auf 8 mm beschränkt worden, um die Fließfähigkeit des Betons insbesondere im Bereich der Pressenzylinder zu gewährleisten. Die Probewürfel erreichten eine Druckfestigkeit von 54 MPa nach 7 Tagen bzw. 60 MPa nach 13 Tagen und übertrafen somit die gestellten Anforderungen.

Gemäß Bohrprotokoll der ausführenden Firma wurden im Probepfahl 9 m^3 Beton eingebracht. Der theoretische Betonbedarf für den 19 m langen Probepfahl mit einem Pfahldurchmesser von $D = 0,7 \text{ m}$ beträgt ohne Berücksichtigung der Einbauten (Bewehrungskorb und Messtechnik) $V = 7,3 \text{ m}^3$. Beim Ziehen des Bohrrohres wurde in einer Tiefe von ca. 3 bis 4 m jedoch ein rapides Absinken des Betonpegels um ca. 0.5 m beobachtet. Somit weist das obere Pfahlsegment sehr wahrscheinlich eine Ausbauchung auf.

Geologisch betrachtet ist insgesamt auf den obersten ca. 3 bis 4 m mit Auffüllungen (vereinzelt Backsteinbruch) zu rechnen. Demzufolge treten in dieser Zone lokale Hohlstellen auf, welche während der Betoneinbringung verfüllt worden sind.

Für die weiteren Berechnungen wurden daher folgende Annahmen getroffen:

- Absenkung (0,4 m) in ca. 3.0 Meter Tiefe → $0,15 \text{ m}^3$ Beton
- Beurteilung Betonkonsistenz → $0,25 \text{ m}^3$ Beton
- Mehrstärke geologisch bedingt im Bereich
der obersten 3,0 m vom Pfahl ($\varnothing 0,8 \text{ m}$ statt $0,7 \text{ m}$) → $1,5 \text{ m}^3$ Beton

Unter Berücksichtigung vorab genannter Punkte beträgt der effektive Betonverbrauch dann ca. $8,3 \text{ m}^3$ für den eigentlichen Pfahlschaft (Mehrverbrauch $\approx 13,7\%$), welches einem mittleren Pfahldurchmesser von $D = 0,746 \text{ m}$ entspricht.

Erfahrungsgemäß ist im anstehenden Baugrund bei einer Betonkörnung $D_{\max} 32 \text{ mm}$ mit 10 bis 15 % Betonmehrmenge zu rechnen. Der im Versuch verwendete Beton weist einen Größtkorndurchmesser von 8 mm auf. Demzufolge ist der gesamte Betonmehrverbrauch in einer Größenordnung von ca. 13,7% als legitim zu bewerten.

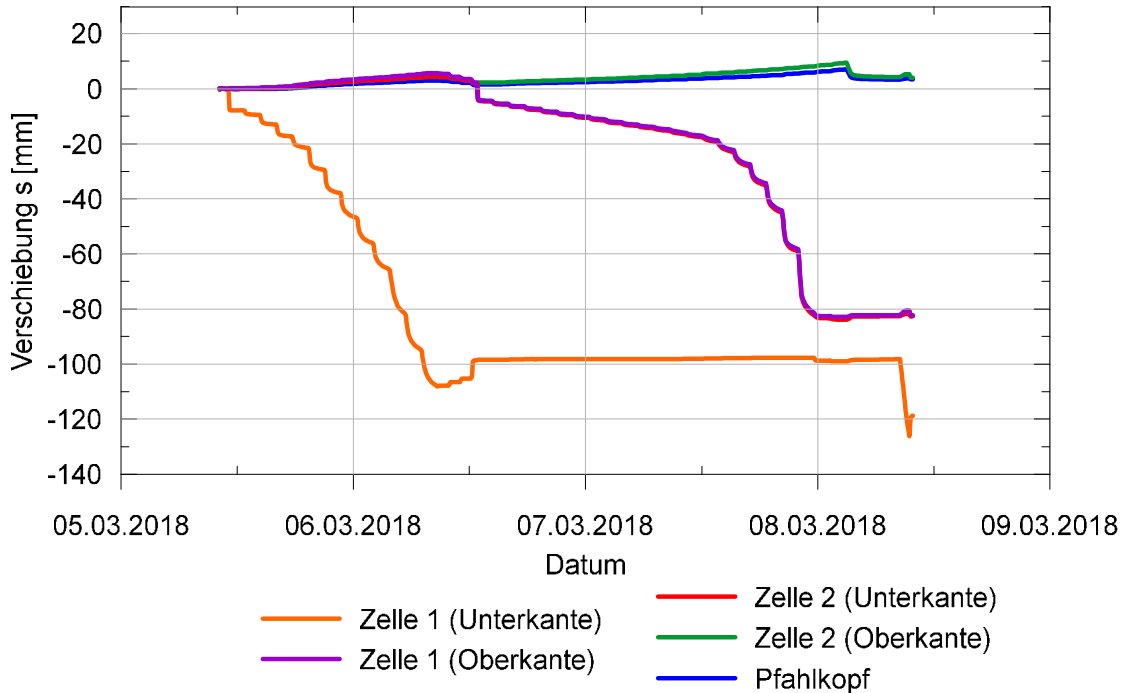
Unter Berücksichtigung vorab genannter Randbedingungen konnte final ein Bohrpfahldurchmesser von $d_{\text{effektiv}} = 0,75 \text{ m}$ ermittelt werden, der in der weiteren Betrachtung zu Grunde gelegt wurde.

Die Ausführung von geotechnischen Arbeiten im Bereich Pfahlgründungen ist in der SIA 267.104, 2015 geregelt. Weitere Erfahrungen hinsichtlich der Herstellung von Probepfählen mit Osterbergzellen können beispielhaft BRUNOW / WOLDT, 2011 entnommen werden.

3.6 Versuchsdurchführung

Wie bereits in Abschnitt 3.3 dargelegt, erfolgte die Durchführung der Pfahlprobebelastung in mehreren Phasen. In Abbildung 9 sind die einzelnen Phasen hinsichtlich der Verformungen der einzelnen Segmente und die Laststufen dargestellt.

a)



b)

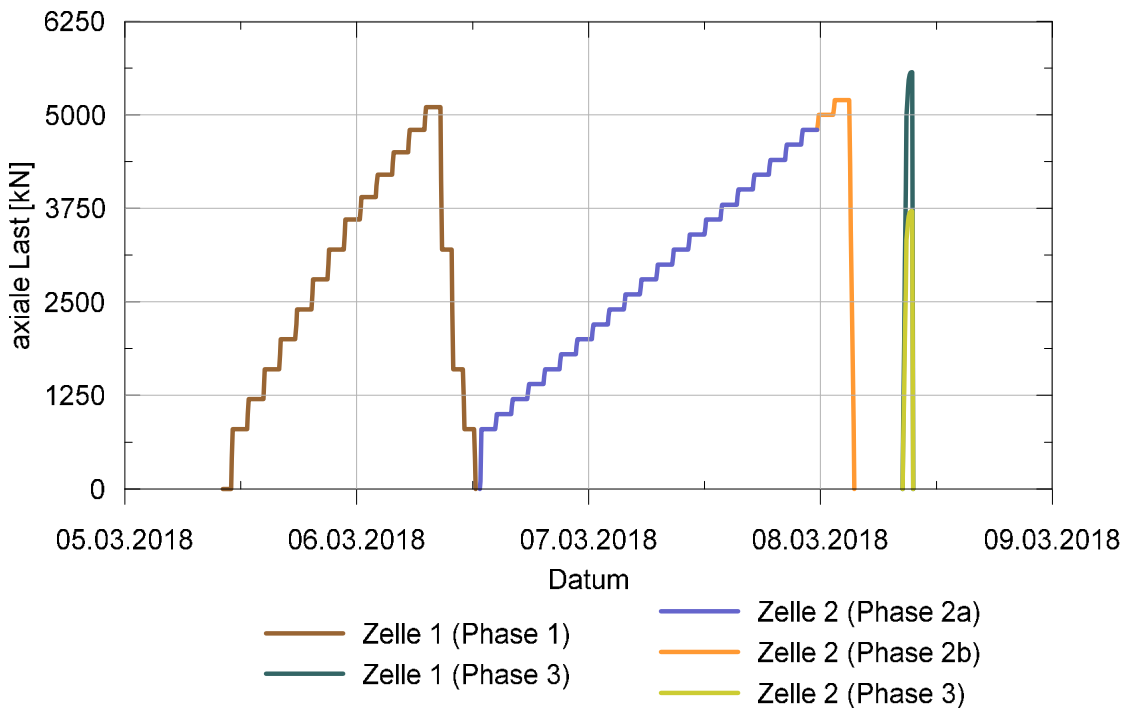


Abbildung 9: a) Setzungen und Hebungen der einzelnen Pressenebenen während der gesamten Versuchsdurchführung; b) Aufgebrachte Laststufen

Im Vergleich zur EA-PFÄHLE, 2012, bei der die Belastung je Laststufe ohne Eintreten eines Bruchzustandes nur für 15 Minuten aufrechtzuerhalten ist, ist nach Schweizer Norm SIA 267/1, 2013 jede Laststufe für mindestens 90 Minuten aufrechtzuhalten bevor die nächste Laststufe aufgebracht werden darf. Daraus resultiert auch die lange Versuchsdauer. Novum der Pfahlprobebelastung war daher, dass die einzelnen Phasen und Laststeigerungen während der Versuchsdurchführung online aus der Ferne gesteuert worden sind, sodass lediglich ein sporadisches Überprüfen vor Ort während der Versuchsdurchführung notwendig war.

Eine Entlastungsphase mit Wiederbelastung wurde nicht durchgeführt, da hierdurch Hysterese entstehen. Die axialen Verschiebungen sind bei der gleichen Kraft nach der Ent- und Wiederbelastungsschleife größer als vor der Schleife, siehe Abbildung 10. Da sich der Bruchzustand bei einer axialen Verschiebung auf eine monoton steigende Belastung bezieht, müssen die Resultate somit wieder nachträglich für diese Hysterese korrigiert werden.

Hinzukommt, dass sich die Nullpunkte der Dehnungsmessstreifen bei Ent- und Wiederbelastungsschleifen verschieben können, welches entsprechend bei der Auswertung zusätzlich zu berücksichtigen ist. Vorallem in der angelsächsischen Literatur wird daher empfohlen keine Ent- und Wiederbelastungsschleifen durchzuführen, siehe z.B. FELLENIUS, 2018.

Allerdings wird die Pfahlspitze (Segment 3) am Ende von Phase 1 entlastet und in Phase 2 erneut belastet, wodurch eine Ent- und Wiederbelastung im Rahmen des gesamten Versuchsablaufs stattfindet.

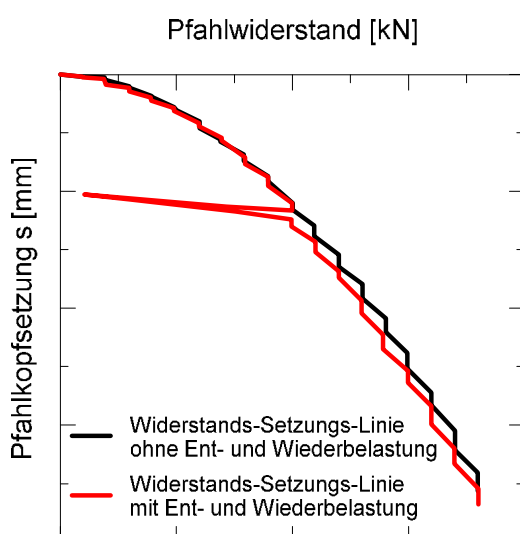


Abbildung 10:
Prinzipielle Darstellung der Hysteresebildung im Rahmen einer Ent- und Wiederbelastung

4 Auswertung der Pfahlprobekbelastung

4.1 Allgemeines

Gemäß Schweizer Norm SIA 267 sind folgende Kriterien, für die Bestimmung des äußeren Tragwiderstands eines Einzelfahles, einzuhalten:

- Kriterium 1: Die Bruchlast entspricht der Kraft, die eine Setzung von einem Zehntel des Pfahldurchmessers verursacht.
- Kriterium 2: Die Bruchlast wird als jene Kraft definiert, bei der das Kriechmaß im Zeit-Verschiebungsdiagramm den Wert $k_s = 2 \text{ mm}$ erreicht.

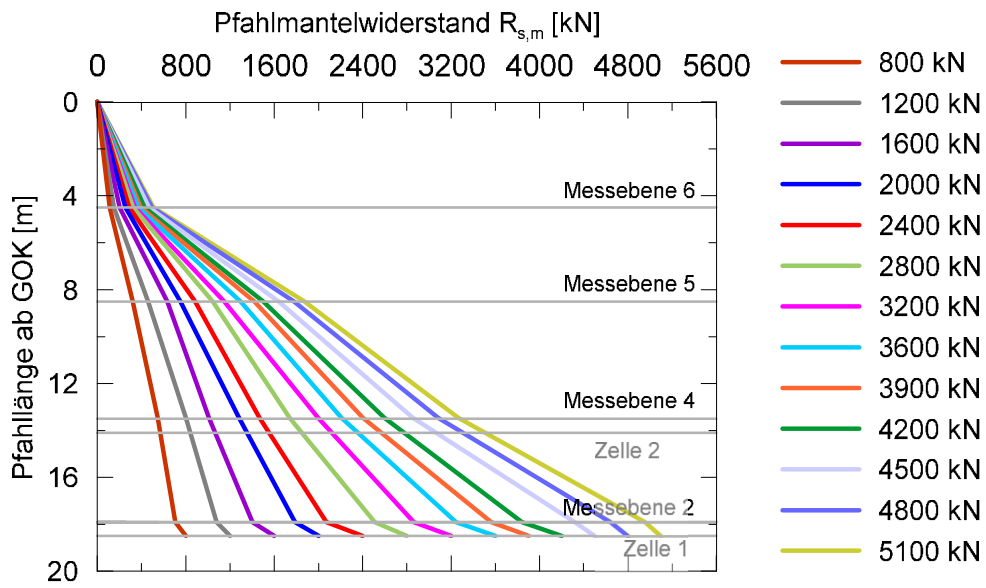
4.2 Versuchsergebnisse

Abbildung 11 zeigt den Kraftverlauf des Pfahlmantelwiderstandes sowie die daraus resultierende Verteilung der gemessenen Pfahlmantelreibung $q_{s,m}$ für die Phase 1. Ergänzend hierzu sind in Abbildung 12 die Ergebnisse der Phase 2a dargestellt.

Der Verlauf der Pfahlmantelreibung zeigt den erwarteten Verlauf. Als maximale Pfahlmantelreibung wurden bei der Laststufe 5000 kN in Phase 2a ca. $q_{s,m} = 523 \text{ kN/m}^2$ messtechnisch erfasst und erreicht somit näherungsweise den in Abschnitt 3.2 prognostizierten maximalen Wert. Hierbei ist jedoch zu erwähnen, dass das Kriechmaß das entscheidende Versagenskriterium darstellt, wie folgend in Abbildung 13 für die beiden Phasen 1 und 2a gezeigt wird.

In der Phase 1 wird das zulässige Kriechmaß von $k_s = 2 \text{ mm}$ nach der Laststufe 2800 kN überschritten. Die zugehörige Setzung zu dieser Laststufe beträgt $s = 3,17 \text{ cm}$ und ist somit deutlich geringer als der zulässige Setzungsanteil von $0,1 \cdot D$.

a)



b)

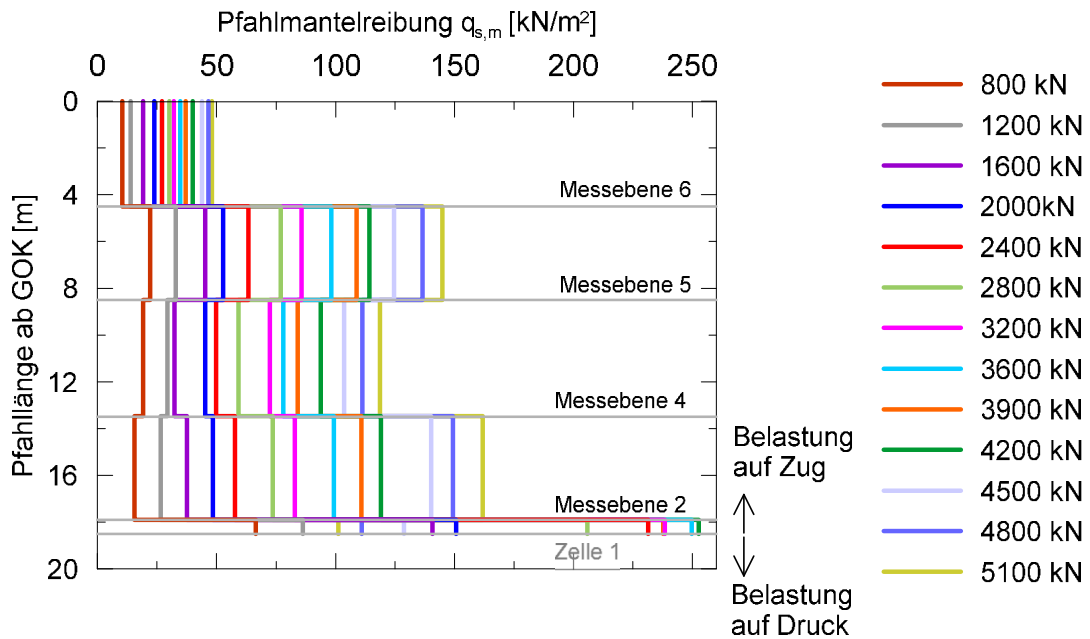
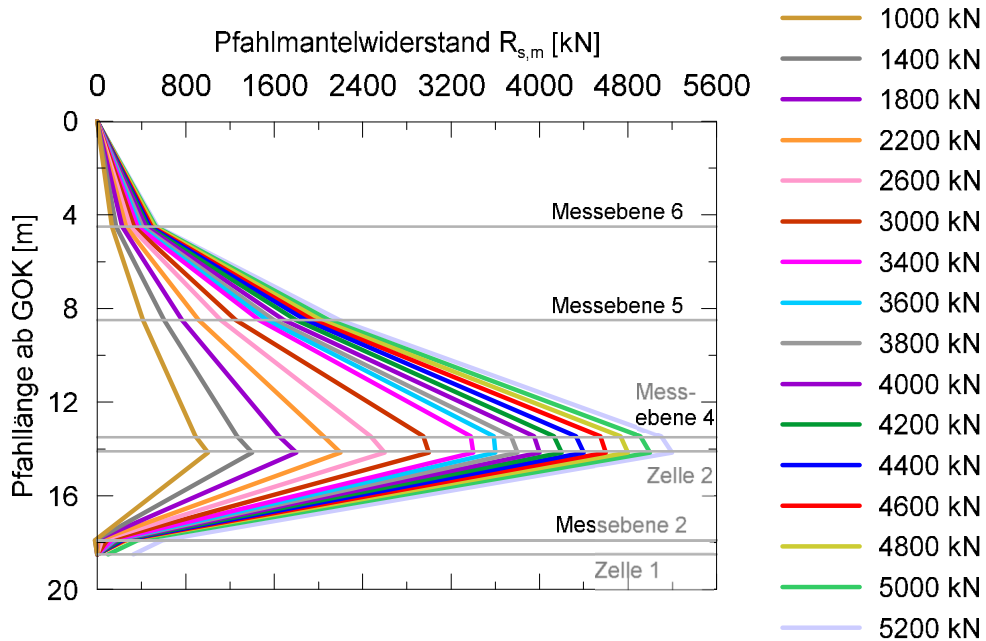


Abbildung 11: Versuchsergebnisse der Phase 1; a) Verlauf der Kraftabtragung über die Pfahllänge; b) aus dem Kraftverlauf resultierende gemessene Pfahlmantelreibung $q_{s,m}$

a)



b)

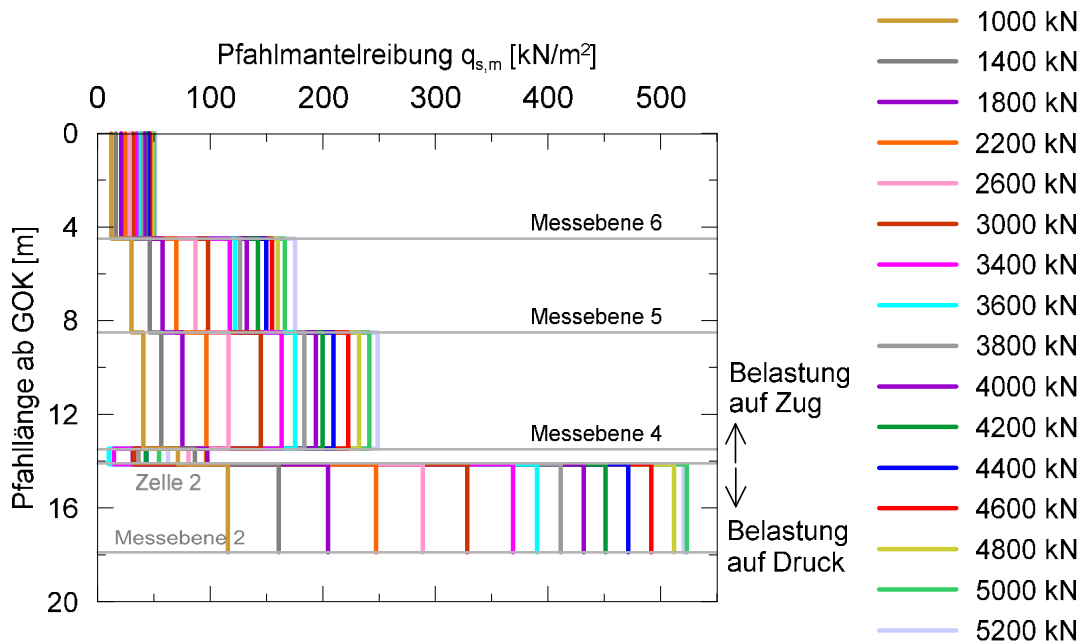
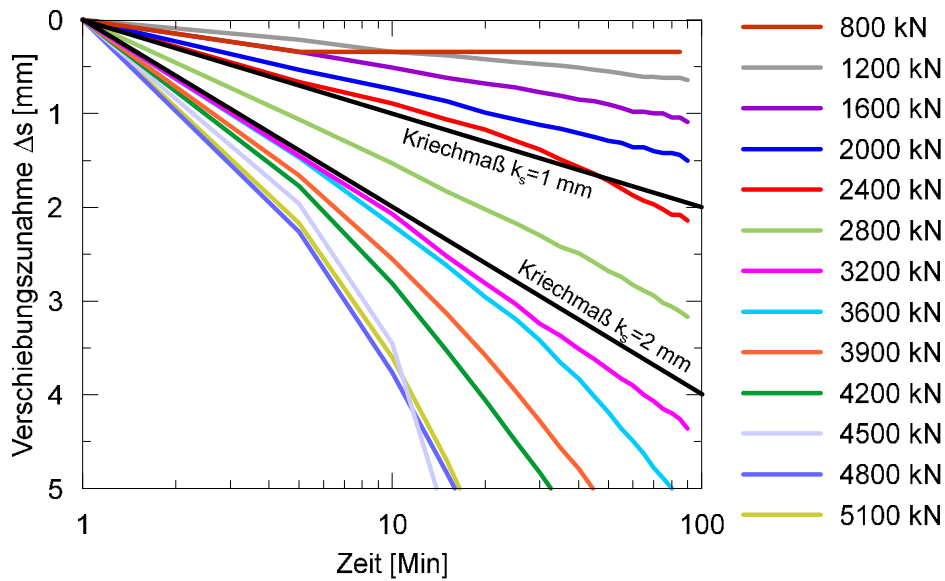


Abbildung 12: Versuchsergebnisse der Phase 2a; a) Verlauf der Kraftabtragung über die Pfahllänge; b) aus dem Kraftverlauf resultierende gemessene Pfahlmantelreibung $q_{s,m}$

Das gleiche ergibt sich auch bei der Auswertung der Phase 2a, bei der die letzte Laststufe vor Überschreiten des zulässigen Kriechmaßes 3800 kN beträgt. Die dazugehörige Setzung betrug $s = 2,5$ cm und somit ebenfalls deutlich unterhalb des zulässigen Setzungsanteils von $0,1 \cdot D$.

a)



b)

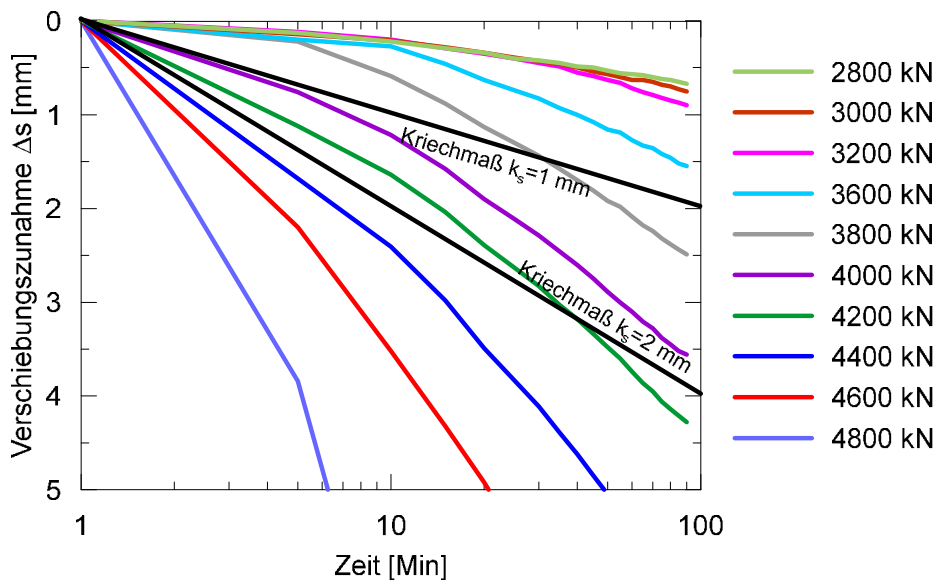


Abbildung 13: Kriechmaß für a) Phase 1; b) Phase 2a

Der Pfahlsitzendruck wurde messtechnisch bei der Durchführung in Phase 1 ermittelt. Dieser Betrag als Messwert auf der letzten Kraftstufe von 5100 kN final $q_{b,m} = 11.544 \text{ kN/m}^2$. Hierbei muss jedoch beachtet werden, dass das zulässige Kriechmass bereits überschritten war. Unter Einhaltung von $k_s = 2 \text{ mm}$ bei der Laststufe 2800 kN betrug der gemessene Spitzendruck $q_{b,m} = 6.338 \text{ kN/m}^2$. Die EA-PFÄHLE, 2012 liefert zur Einordnung einen Erfahrungswert für den charakteristischen Pfahlsitzendruck von $q_{b,k} = 5.300 \text{ kN/m}^2$ als 50% Quantil bei einem Spitzendruck der Drucksonde von $q_c = 25 \text{ MPa}$. Somit liegt der gemessene Wert in einer plausiblen Größenordnung.

Eine Herausforderung bei der Auswertung von Multi-Level Tests ist die Erstellung der gesamten Widerstands-Setzungs-Linie des Probepfahles. Hierbei müssen die jeweiligen Widerstandsanteile bei gleichen Pfahlsetzungen miteinander addiert werden. Der Grenzzustand der Tragfähigkeit muss dann ggfs. extrapoliert werden, wenn der Widerstand bei höheren Setzungen notwendig ist. Weitere Details zur Auswertung sind EA-PFÄHLE, 2012 oder MOORMANN ET AL., 2005 zu entnehmen.

In Abbildung 14 ist die zusammengesetzte Widerstands-Setzungs-Linie des Probepfahles dargestellt.

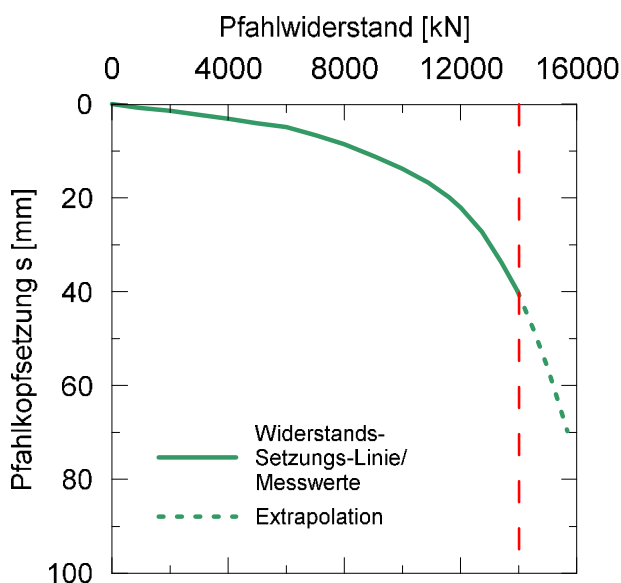


Abbildung 14:
**Zusammengesetzte Widerstands-
Setzungs-Linie des Probepfahles**

5 Vergleich SIA mit EA-PFÄHLE

5.1 Allgemeines

In der Schweiz werden Normen durch die Schweizerische Normen-Vereinigung (SNV) erarbeitet. Die SNV ist Vollmitglied der Internationalen Organisation für Normung (ISO) und des Europäischen Komitees für Normung (CEN). Die SNV ist daher prinzipiell mit dem Deutschen Institut für Normung (DIN) in Berlin vergleichbar. Veröffentlichte Normen werden unter dem Kürzel SN geführt.

Ergänzend werden vom Schweizerischen Ingenieur- und Architektenverein (SIA) als maßgebender Berufsverband der schweizerischen Bauindustrie ergänzend Normen, Dokumentationen und Merkblätter erarbeitet und in Kooperation mit dem SNV veröffentlicht.

Die Eurocodes sowie auch weiterführende ergänzende technische Regelwerke wie z.B. EA-Pfähle dürfen in der Schweiz zwar angewendet werden, jedoch müssen in diesem Fall die national zu bestimmenden Parameter (NDP) zwischen Planer und Bauherr projektbezogen festgelegt werden.

Bzgl. der Tragwerksplanung wurde im Jahre 1999 zwar das Projekt Swisscodes initiiert, dessen Ziel die Entwicklung praxistauglicher Tragwerksnormen für die Schweiz ist, die mit den Eurocodes kompatibel sind, jedoch wurde dieses Projekt vom SIA vorerst aufgegeben.

Weiterführende Informationen zu den Schweizer Normen sind den entsprechenden Webseiten der SNV (www.snv.ch) und SIA (www.sia.ch) zu entnehmen.

Hinsichtlich der Geotechnik ist die SIA 267, 2013 maßgeblich. In der SIA 267/1, 2013 werden ergänzende Festlegungen getroffen, wobei hier die Strategie ist, dass erstgenannte längerfristig gelten soll und in letztgenannter in verhältnismäßig kurzen Abständen die laufenden Arbeiten in der europäischen Normung berücksichtigt werden sollen. Vertragsrechtliche (geotechnische) Fragestellungen werden in der SIA 118/267, 2004 geregelt.

5.2 Auswertung und Diskussion

Die SIA 267, 2013 übernimmt und vereinfacht das von der Norm SIA V 192, 1996 eingeführte Bemessungskonzept. Der Bemessungswert der äußeren Pfahltragfähigkeit $R_{a,d}$ wird nach SIA 267, 2013, in Gleichung (2) ermittelt:

$$R_{a,d} = \frac{\eta_a \cdot R_{a,k}}{\gamma_{M,a}} \quad (2)$$

$R_{a,k}$ = Charakteristischer Wert des äußeren axialen Pfahlwiderstandes,

η_a = Umrechnungsfaktor zur Berücksichtigung der Unsicherheiten in der Übertragung des durch Versuche, Berechnungen oder aus Erfahrungswerten ermittelten Pfahlwiderstandes $R_{a,k}$:

- $\eta_a \leq 1,0$ für statische Pfahlbelastungsversuche,
- $\eta_a \leq 0,9$ beim Übertragen von vergleichbarer Erfahrung,
- $\eta_a \leq 0,9$ für dynamische Pfahlbelastungsversuche,
- $\eta_a \leq 0,7$ bei rechnerischer Ermittlung des Pfahlwiderstandes.

$\gamma_{M,a}$ = Widerstandsbeiwert (Teilsicherheitsbeiwert) zur Berücksichtigung der Abweichungen der Baugrundeigenschaften, durch die Ausführung bedingte Festigkeitseinbußen, systembedingte Ausführungsungenauigkeiten sowie Unschärfen im Widerstandsmodell:

- $\gamma_{M,a} = 1,3$ für Druckbelastung,
- $\gamma_{M,a} = 1,6$ für Zugbelastung.

Insbesondere auffallend ist, dass im Vergleich zum EC 7-1 keine Streuungsfaktoren ζ verwendet werden, um aus den Messwerten der Pfahlprobebelastungen charakteristische Werte abzuleiten. Nach SIA 267, 2013 sind die gemessenen Werte als charakteristische Werte definiert.

5.3 Vergleich der Pfahltragfähigkeit nach SIA 267 und EC 7-1

Basierend auf den in Abschnitt 4 dargestellten Versuchsergebnissen wird im folgenden die Pfahltragfähigkeit vergleichend nach SIA 267 und EC 7-1 beispielhaft für eine Laststufe ausgewertet.

Bei Durchführung der Phase 2a wurde in der Laststufe 3800 kN eine maximale Pfahlmantelreibung im Segment 2 von $q_{s,m} = 411 \text{ kN/m}^2$ messtechnisch erfasst, bevor das Kriechmaß von $k_s = 2 \text{ mm}$ überschritten worden ist. In Tabelle 3 ist der Vergleich der Auswertung nach SIA 267 und EC 7-1 zusammenfassend dargestellt. Darin zeigt sich beispielhaft, dass der ermittelte Bemessungswert der Pfahlmantelreibung nach EC 7-1 ca. 12 % geringer ist als in der Auswertung nach SIA 267. Dieses ist hauptsächlich darauf zurückzuführen, dass nach SIA 267 der Umrechnungsfaktor zu $\eta_a = 1,0$ gesetzt werden kann, welcher näherungsweise der Bedeutung eines Streuungsfaktors zukommt. Der Einfluss wird wieder dadurch etwas abgemindert indem der Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_{M,a}$ größer ist als nach EC 7-1.

Tabelle 3: Beispielhafte Ermittlung des Bemessungswertes der Pfahlmantelreibung auf Druck nach SIA 267 und EC 7-1

	Auswertung nach SIA 267	Auswertung nach EC 7-1
Messwert $q_{s,m}$	411 kN/m ²	411 kN/m ²
Streuungsfaktor ζ nach EC7-1	-	1,35
charakteristische Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$	411 kN/m ²	304 kN/m ²
Umrechnungsfaktor η_a	1,0	-
Teilsicherheitsbeiwert (Druckbelastung)	1,3	1,1
Bemessungswert der Pfahlmantelreibung $q_{s,d}$	316 kN/m ²	277 kN/m ²

6 Zusammenfassung

Im Rahmen des Neubaus eines Wasservorratsbeckens bei einem Schweizer Kernkraftwerk ist ein Pfahlversuchsprogramm im Rahmen eines Osterbergzellenversuches (Multi-Level-Test) durchgeführt worden. Hieraus konnten Pfahlmantelreibungswerte und Spitzendrücke abgeleitet werden, die im Rahmen der Bemessung angewendet worden sind. Hierbei wurden Pfahlmantelreibungen von bis zu $q_{s,m} = 525 \text{ kN/m}^2$ gemessen, die näherungsweise vorab prognostiziert werden konnten.

Die Ansteuerung der einzelnen Laststufen während der Pfahlprobelastung erfolgte online, sodass keine dauerhafte Anwesenheit während des Versuches notwendig war, welches ein entsprechendes Novum darstellt und bisher recht wenig angewendet wird. Es erfolgten lediglich temporäre Vorortkontrollen.

Ein beispielhafter Vergleich der Auswertung einzelner Lastschritte nach Schweizer Norm SIA 267 und EC 7-1 mit nationalem deutschen Anhang zeigt, dass die Bemessungswerte der Pfahltragfähigkeit nach Schweizer Norm ca. 12 % größer sind als nach deutscher Norm DIN 1054:2010, welches auf die unterschiedliche Definition der Streuungsfaktoren und Umrechnungsfaktoren zurückzuführen sind.

Literatur

Brunow, K.; Woldt, J.: Probelastungen an Bohrpfählen im Hamburger Hafen mit der Osterbergmethode, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 94, S. 397-419, 2011*

DIN EN 1997-1:2009-09: Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, *Deutsches Institut für Normung, Berlin, 2009*

EA-Pfähle; Empfehlung des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage, *Ernst & Sohn, Berlin, 2012*

Fellenius, B.H.: Basics of Foundation Design, *Electronic Edition, www.fellenius.net, 2018*

Handbuch Eurocode 7 Geotechnische Bemessung, Band 1: Allgemeine Regeln; Deutsches Institut für Normung e.V. (Hrsg.), 1. Auflage, *Beuth Verlag GmbH, Berlin, 2011*

Moormann, C.; Jud, H.; Keysberg, J.; Single- und Multi-Level Tests nach dem Osterbergverfahren – Erfahrungen bei Probelastungen an Großbohrpfählen in Zentralamerika, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 80, S. 391-428, 2005*

Rollberg, D.; Zur Bestimmung der Pfahltragfähigkeit aus Sondierungen, *Bauingenieur, Heft 60, S. 25-28, 1985*

SIA 118/267:2004 Bauwesen; Allgemeine Bedingungen für geotechnische Arbeiten, *Schweizer Norm SN 507 267, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013*

SIA 267:2013 Bauwesen; Geotechnik, *Schweizer Norm SN 505 267, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013*

SIA 267/1:2013 Bauwesen; Geotechnik – Ergänzende Festlegungen, *Schweizer Norm SN 505 267/1, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2013*

SIA 267.104 Bauwesen; Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle, *Schweizer Norm SN EN 1536+A1:2015, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2015*

SIA Dokumentation D 0187; Geotechnik, Einführung in die Norm SIA 267, *Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 2003*

SIA V 192:1996 Bauwesen; Pfähle, Schweizer Norm SN 533 192, Schweizerischer Ingenieur- und Architektenverein, Zürich, 1996

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Jan Lüking jan.lueking@th-luebeck.de

Technische Hochschule Lübeck www.th-luebeck.de
 Mönkhofer Weg 239, 23562 Lübeck Tel.: +49 451 300 5137
 ehemals HOCHTIEF Engineering GmbH, Consult Infrastructure, Hamburg

Dipl.-Ing. Thomas Geisler thomas.geisler@hochtief.ch

HOCHTIEF IKS Schweiz AG www.hochtief-iks.ch
 Balz-Zimmermann-Str. 7, CH-8302 Kloten, Switzerland Tel.: +41 43 557 2772

Dipl.-Ing. FH Berislav Kodrnja bkodrnja@kkg.ch

Kernkraftwerk Gösgen-Däniken AG www.kkg.ch
 Kraftwerkstr., CH-4658 Däniken, Switzerland Tel.: +41 62 288 2000

Dipl.-Ing. HTL Guido Morri guido.morri@glm-lgs.ch

Gysi, Leoni, Mader AG www.glm-lgs.ch
 Konradstr. 54, CH-8005 Zürich, Switzerland Tel.: +41 43 444 7030

Dipl.-Ing. Hendrik Jan Tuentler hendrik.tuentler@geoprofile.ch

Geoprofile GmbH www.geoprofile.ch
 Ebikonerstr. 75, CH-6043 Adligenswil, Switzerland Tel.: +41 41 240 3612