



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DARMSTADT

Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

Vorträge zum 14. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2007

Sonderdruck

Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Tiefgründungen in Dubai (V.A.E.)

Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt
Dipl.-Ing. Thomas Wolff
Bauhaus Universität Weimar, Professur Grundbau
M.Sc. Aidross Hassan
Middle East Foundations Group L.L.C. (MEFG)

Heft 76 · Darmstadt · März 2007



Experimentelle Untersuchungen zum Tragverhalten von Tiefgründungen in Dubai (V.A.E.)

Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt, Dipl.-Ing. Thomas Wolff

Bauhaus Universität Weimar, Professur Grundbau

M.Sc. Civil Engineer Aidross Hassan

Middle East Foundations Group L.L.C. (MEFG)

1 Einleitung

In Dubai werden derzeit in zunehmendem Maß herausfordernde Hochhausprojekte realisiert. Die Bauwerkslasten werden dabei über Pfähle in den Baugrund übertragen. Aus dem Anspruch, exponierte Bauwerke unter den standortspezifischen Baugrundbedingungen sicher und wirtschaftlich zu gründen, ergibt sich die Notwendigkeit zur systematischen Untersuchung des Last-Setzungsverhaltens von Tiefgründungen in dem Emirat.

Gegenstand des Forschungsvorhabens war neben der detaillierten Klärung des Tragverhaltens axial belasteter Großbohrpfähle, die Untersuchung hinsichtlich alternativer Gründungsvarianten wie der kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP). In Zusammenarbeit mit der lokalen Spezialtiefbaufirma „Middle East Foundations Group“ (MEFG) wurden im Rahmen des 270 m hohen „Al Attar Tower“ Hochhausprojektes entlang der Sheikh Zayed Road (Bild 1) erstmals Interaktionseffekte von Pfahlgründungen an zwei großmaßstäblichen Probelastungen vor Ort methodisch untersucht.

Belastungsversuch 1 (Bild 4) wurde an einem Ortbeton-Einzelpfahl mit $D = 75$ cm und $L = 11,18$ m durchgeführt. Neben der Bestimmung des Last-Setzungsverhaltens und den dabei mobilisierten Einzelwiderständen, bestand ein weiteres Ziel im Vergleich von Messergebnissen, erfasst mit Sensoren unterschiedlicher physikalischer Messprinzipien. Aus der Betrachtung von derzeit in den V.A.E. hergestellten Gründungskonstruktionen exponierter Bauwerke, Pfahlgründungen mit aufbetonierter Stahlbetonplatte ohne Berücksichtigung deren Einfluss auf den Lastabtrag, resultiert die Überlegung, das hybride

Tragverhalten von Pfählen und Platte effizienter auszunutzen. Mit dem Belastungsversuch 2, einer auf vier Bohrpfählen betonierten kreisrunden Betonplatte (Bild 8), wurden



Bild 1 Skyline „Trade Center 1 & 2“, Sheikh Zayed Road

dazu Interaktionseffekte der geotechnischen Verbundkonstruktion „Kombinierte Pfahl-Plattengründung“ (KPP) für die standortspezifischen Baugrundverhältnisse untersucht.

In diesem Beitrag werden die Versuche hinsichtlich des Aufbaus, der Durchführung und der Auswertung dargestellt. Ferner werden erste Ergebnisse numerischer Simulationen vorgestellt, bei denen zur Modellkalibrierung die konstitutiven Parameterwerte aus Labor- und in-situ Versuchen mathematisch optimiert wurden.

2 Baugrund

2.1 Standortgeologie und geotechnische Verhältnisse

Der für Baumaßnahmen relevante oberflächennahe Baugrund der arabischen Platte wird von marinen Sedimenten des Tertiärs und des Quartärs dominiert. Die erkundete Baugrundabfolge besteht aus einer geringmächtigen Schicht losem bis mitteldichtem Kalksand unterlagert von feinkörnigen teilweise schluffigen Kalksandsteinen unterschiedlicher Zementierung. Biogener Detritus und Binder bestehen fast ausschließlich aus Calcit, so dass das Gestein als Kalkarenite klassifiziert werden kann (Korngröße 0,063 – 2,0 mm). Unterhalb der etwa 15-30 m mächtigen Kalkarenite wurden bis in Tiefen von 80-100 m Kalksiltite, aus kalkhaltigen Partikeln in Schluffsteinkorngröße entstandene Kalksteine, erschlossen (MEFG 2003, POULOS & DAVIDS 2005).

Die geotechnischen und geohydraulischen Verhältnisse wurden im Rahmen des Hochhausprojektes durch 9 Aufschlussbohrungen mit Tiefen zwischen 20 und 70 m erschlossen. Für die eigenen Versuche wurden zusätzlich 2 Aufschlussbohrungen 30 m (BH 30) und 40 m (BH 40) tief abgeteuft (Bild 2). Danach stellt sich die Stratigraphie im untersuchten Bereich relativ gleichmäßig dar. Die Geländeoberkante liegt, wie für diesen

Bereich typisch auf einem Niveau zwischen +3 und +1 m Dubai Municipality Datum (DMD). Der Grundwasserhorizont wurde zum Zeitpunkt der Erkundung bei -2,60 m DMD gemessen. Die Ansprache der aufgeschlossenen Bohrkern (RQD-Werte zwischen 50 und 100 %) ergab 5 Hauptschichten, die in Bild 3 dargestellt und beschrieben sind.

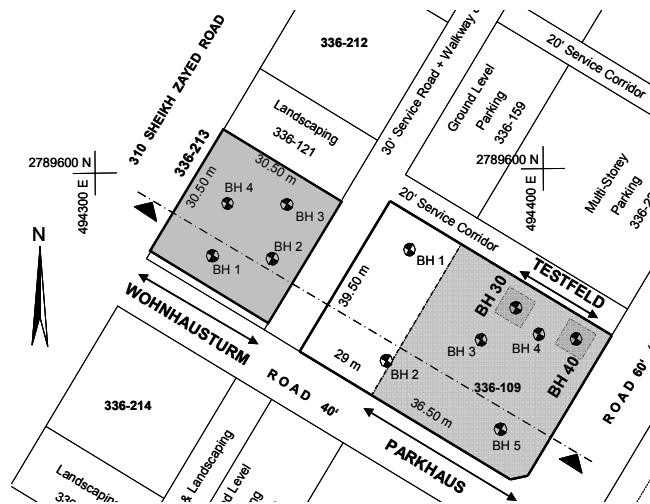


Bild 2 Übersichts- und Lageplan

2.2 Bodenmechanische Untersuchungen

Neben Ramm- und Drucksondierungen sowie Pressiometerversuchen zur Ermittlung der bodenmechanischen Eigenschaften der Kalksande und Kalkarenite, wurde für die Sandsteinschichten an Bohrkernen aus Tiefen von 7, 9, 24 und 34,0 m die Scherfestigkeit in Triaxialversuchen (ASTM D266-95A) und in direkten Scherversuchen (ASTM D 5607) bestimmt. Steifigkeit, Druckfestigkeit und Dehnungsverhalten wurde an insgesamt sieben Bohrkernen aus unterschiedlichen Tiefen in einaxialen Druckversuchen (ASTM D 2938, D 3148-96) ermittelt. Eine Zusammenstellung der im Labor ermittelten konstitutiven Parameterwerte der kalkigen Sandsteinschicht ist in Tabelle 1 angegeben.

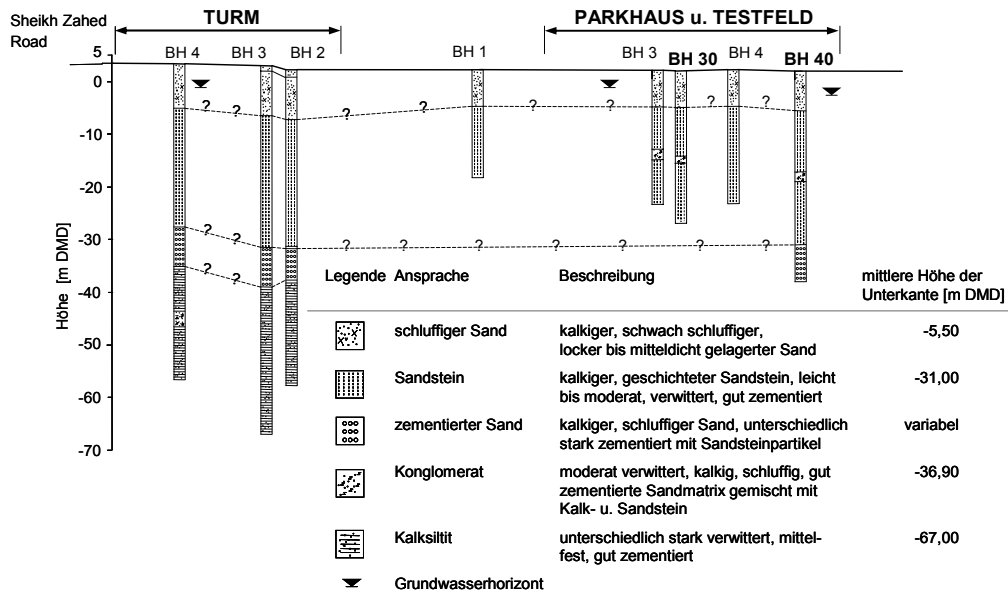


Bild 3 geotechnische Verhältnisse des Untersuchungsgebietes

Parameter	Symbol	Einheit	Kleinstwert	Größtwert	Mittelwert
Rohdichte	ρ	[t/m ³]	1,93	2,12	2,02
Trockendichte	ρ_d	[t/m ³]	1,68	1,78	1,72
Korndichte	ρ_s	[t/m ³]	2,61	2,64	2,62
Wassergehalt	w	[%]	16	20	17,3
Porosität	n	[%]	33	36	34,5
Einaxiale Druckfestigkeit	q_u	[MN/m ²]	0,97	9,37	2,83
E-Modul	E_u	[MN/m ²]	102	2095	896
Reibungswinkel	φ'	[°]	36	59	45,7
Kohäsion	c'	[kN/m ²]	100	610	323
Durchlässigkeit	k	[m/s]	2,46 E ⁻⁶	4,32 E ⁻⁶	3,4 E ⁻⁶
Kalkgehalt	V_{Ca}	[%]	68	73	70,3

Tabelle 1 Kennwerte der Sandsteinschicht gem. Laboruntersuchung

3 Geotechnische Versuche

3.1 Belastungsversuch 1, Einzelpfahl

Eine Besonderheit bei diesem Versuch ist die Erfassung der axialen Betondehnungen mittels zweier unterschiedlicher physikalischer Prinzipien. Erstmals in den Ländern des Mittleren Ostens wurden neben den auf dem Prinzip der schwingenden Saite basierenden Verzerrungsmessern, faseroptische (phasenmodulierte), auf dem Prinzip der Interferometrie basierende Sensoren zur Erfassung der axialen Längenänderung bei Ort beton-Bohrpfählen eingesetzt.

Der Belastungsversuch 1 wurde an der Stelle der Aufschlussbohrung BH 40 (Bild 2) durchgeführt. Dabei durchdringt der Pfahl die obere Kalksandschicht und bindet 5,56 m in den weichen kalkigen Sandstein ein. Die Bohrung wurde bentonitgestützt unter Verwendung eines Bohreimers hergestellt. Vor dem Betonieren des Pfahles im Kontraktorverfahren wurde der Bohrlochdurchmesser mittels eines 3-Arm Calliper (Taster) über die Tiefe gemessen (Bild 6).

Die an den Bewehrungskorb installierte Messtechnik sowie der Versuchsaufbau sind in Bild 4 dargestellt. Zur Erfassung der axialen Betondehnungen und –längenänderungen wurden für die Schwingsaitengeber (VW) • Geokon und für ein im Pfahlzentrum installiertes Extensometer vier Messquerschnitte eingerichtet. Die faseroptischen Sensoren (SOFO) • Smartec, unterteilen den Pfahl in 5 Abschnitte und messen im Vergleich zu den Schwingsaitengebern nicht punktuell sondern integral über deren Länge (GLISIC & INAUDI 2002). Am Pfahlfuß wurde zur Bestimmung des mobilisierten Spitzendruckes eine hydraulische Druckmessdose, Geokon, UK, (D = 68 cm) installiert.

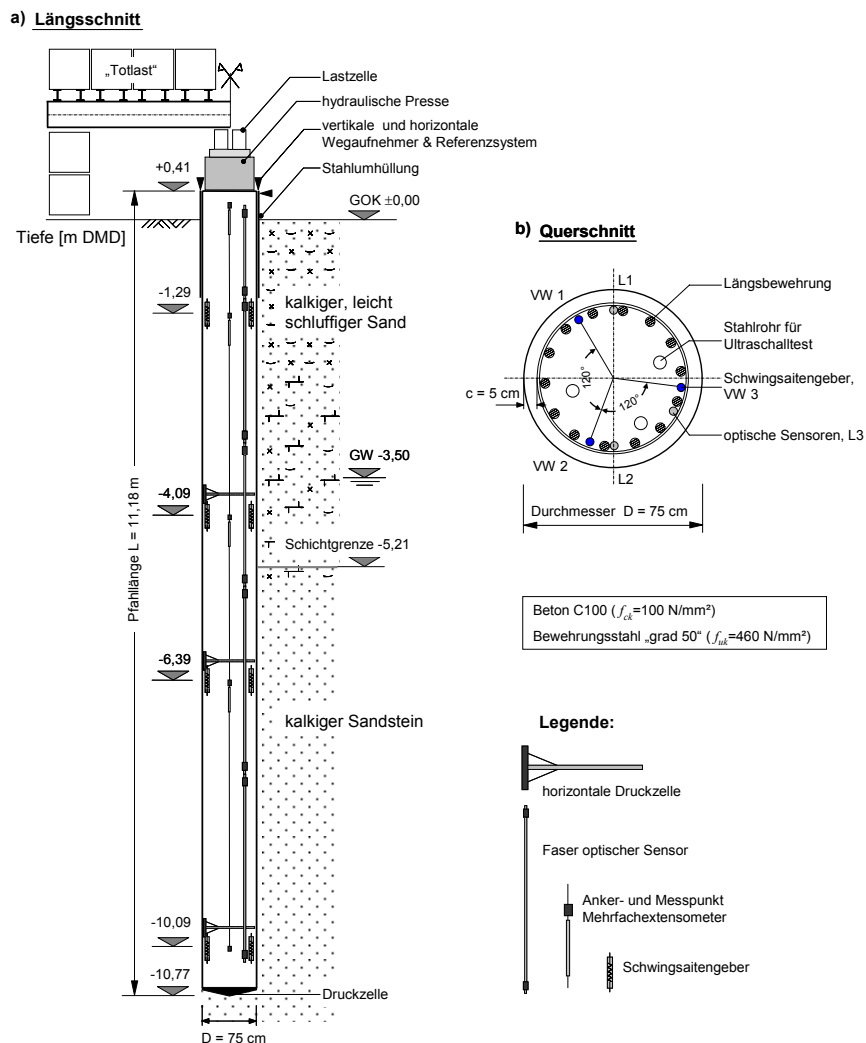


Bild 4 Schematische Darstellung, Belastungsversuch 1

Aus den Integritätsprüfungen des Pfahles (Low-strain u. Ultraschall) waren keine Hinweise auf Diskontinuitäten abzuleiten.

Lastgesteuert wurde der Pfahl entsprechend den Empfehlungen der DGGT 2.1 und ASTM 1143 (95) in 4 Lastzyklen axial belastet (Bild 5a) und die dabei auftretenden Pfahlkopfbewegungen von einem Referenzsystem aus über elektronische Wegaufnehmer erfasst (Bild 5b). Für weitere Details wird auf WOLFF ET. AL 2005 verwiesen.

Für verschiedene Belastungen ergab die Auswertung der detektierten Betondehnungen mit max. 2 – 10 % Abweichung eine gute Übereinstimmung der Ergebnisse beider Messprinzipien (Bild 5). Im Ergebnis zeigt sich, dass die VW's wegen der nahezu punktuellen Dehnungsmessung eine höhere Genauigkeit „vortäuschen“ als die integralen Werte der faseroptischen Sensoren. Der Vorteil der hier verwendeten SOFO Sensoren liegt in der geringen Fehleranfälligkeit bei lokalen Diskontinuitäten, da solche Einflüsse, die bei den VW's zu Fehlinterpretationen führen, durch die große Messbasis kompensiert werden. Nach unseren Erfahrungen ergibt sich aus den Messergebnissen der SOFO Sensoren ein wirklichkeitsnäherer Verlauf der Betondehnungen respektive Pfahllängskräfte als bei den Schwingsaitengebern, vorausgesetzt, es besteht ein quasi linearer Dehnungsverlauf entlang des Pfahlschaftes.

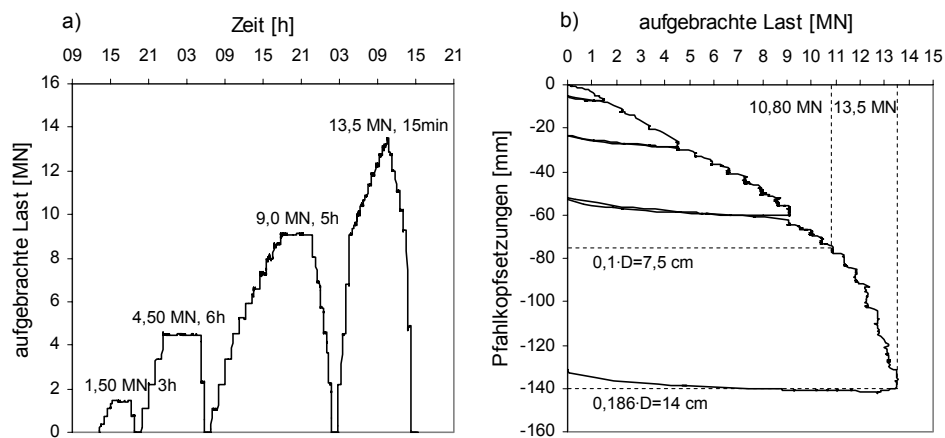


Bild 5 a) Belastungsstufen, b) Last-Setzungslinie

Bei einer Pfahlkopfverschiebung von $0,1 \cdot D$ (75 mm), die empirisch als der Grenzzustand der äußeren Tragfähigkeit definiert wird, liegt der gemessene Gesamtwiderstand bei 10,80 MN (Bild 7a). Ab dieser Beanspruchung bleibt das Tragverhalten unverändert und die Anteile der Einzelwiderstände am Gesamtwiderstand sind mit $R_s = 80 \%$ und $R_b = 20 \%$ nahezu konstant (Bild 7a).

Bei der rechnerischen Untersuchung von Pfahlgründungen in den V.A.E. wird i. allg. die Grenzmantelreibung $q_{s,u}$ in Korrelation zur einaxialen Druckfestigkeit q_u gesetzt und über den empirischen Ansatz (u.a. TOMLINSON 2004, WILLIAMS & PELLIS 1981)

$$q_{s,u} = \alpha \cdot \beta \cdot q_u \quad (1)$$

bestimmt. Dabei sind α und β Abminderungsfaktoren, welche das Verhältnis der Mantelreibung zur einaxialen Druckfestigkeit (α) und der E-Moduln von zerklüfteten zu intaktem Fels (β) berücksichtigen. Sie ergeben sich aus den lokalen Erfahrungen und sind in ihrem Wertebereich sehr variabel (WYLLIE 1999).

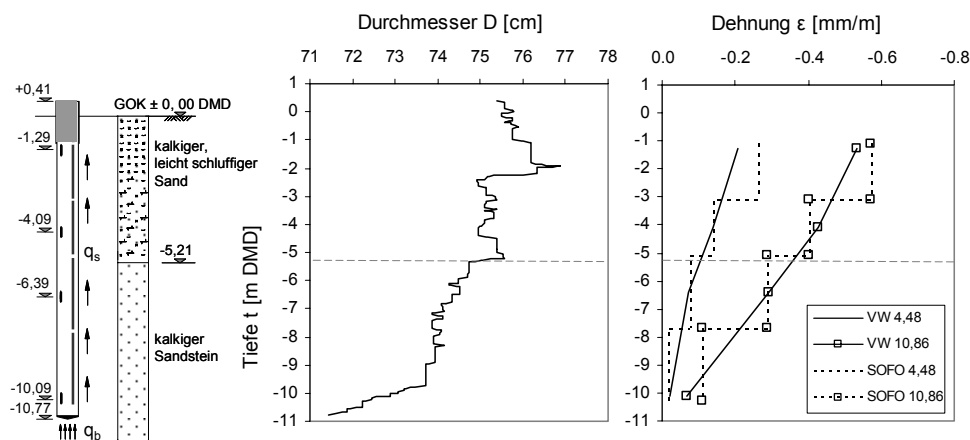


Bild 6 Bohrlochdurchmesser und detektierte Betondehnungen

Der Spitzenwiderstand $q_{b,u}$ wird in Beziehung zur Schlagzahl N aus Rammsondierungen über den empirischen Zusammenhang (u.a. POULOS 1989)

$$q_{b,u} = K \cdot N \quad (2)$$

ermittelt. Der Wert des Anpassungsfaktors K ist von der Pfahlart und besonders von den standortspezifischen Bodenverhältnissen abhängig.

Für den Grenzzustand der Tragfähigkeit würden sich mit diesen empirischen Ansätzen folgende Kennwerte ergeben:

- Mantelreibung für den kalkigen Sandstein $q_{s,u,STS} = 0,385 \text{ MN/m}^2$
- Spitzendruck für den kalkigen Sandstein $q_{b,u,STS} = 9,0 \text{ MN/m}^2$

Beispielhaft zeigt der Vergleich mit den gemessenen Kennwerten (Bild 7b u. c), dass die Grenzmantelreibung in der Größenordnung von 10 % unter- und der Spitzenwiderstand bis zu 100 % überschätzt wird, was teilweise auf die herstellungsbedingte Auflockerung der Bohrlochsohle zurückgeführt werden kann. Für den Versuch ergibt sich der

Bruchwert der Mantelreibung für den Sandstein bei einer Pfahlkopfsetzung von 140 mm zu $q_{s,u,STS} = 0,52 \text{ MN/m}^2$.

Die Ergebnisanalyse ergab, dass die nach (1) bestimmten Mantelreibungswerte unter Verwendung des Adhäsionsfaktors $\alpha = 0,3 \cdot (q_u)^{-0,5}$ nach den Vorschlag von ROSENBERG & JOURNEAUX 1976 lediglich für $q_u = 2,0 \text{ MN/m}^2$ realistische Ergebnisse liefert. Für kleinere Werte der einaxialen Druckfestigkeit wird die Mantelreibung unter- und für größere überschätzt. Unter Berücksichtigung der hohen Mantelrauhigkeit sind hierzu weitere Untersuchungen erforderlich.

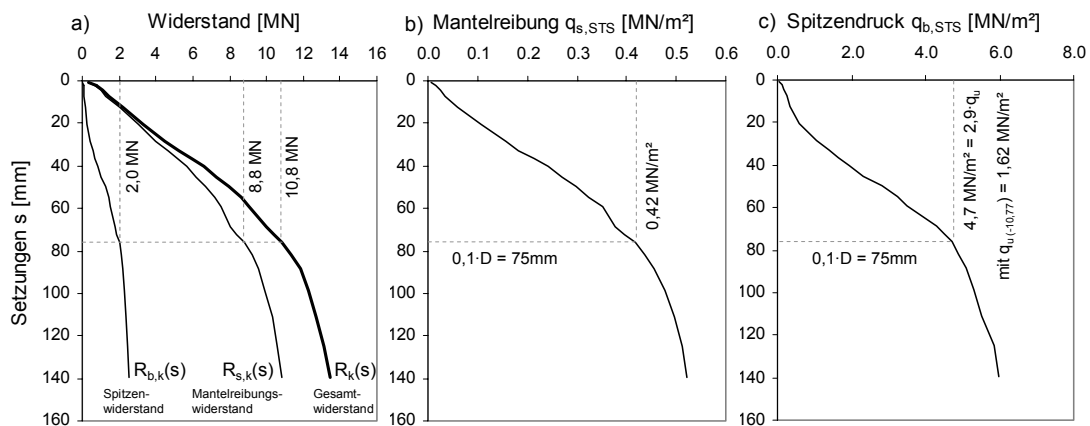


Bild 7 Ergebnisse der statischen Probelastung

3.2 Belastungsversuch 2, kombinierte Pfahl-Platte

Der Belastungsversuch 2 wurde an der Stelle des Aufschlusses BH 30 (Bild 2) durchgeführt. Der Gründungshorizont lag bei $-0,10 \text{ m DMD}$ im kalkigen, mitteldicht gelagerten Sand ($q_c = 12,8 \text{ MN/m}^2$, $N_{30} \approx 15$, $k_s = 100 \text{ MN/m}^2$). Wie für den Einzelpfahl wurden die Bohrlöcher mit Bentonitsuspension gestützt und mittels Schürfeimer hergestellt. Die Ergebnisse der Bohrlochvermessung hinsichtlich Rauigkeit und Durchmesser Verlauf sind mit denen in Bild 6 vergleichbar. Danach nimmt der Durchmesser um ca. 5 % mit der Tiefe ab. Zur Erfassung der Lastaufteilung zwischen der Bodenplatte und den Pfählen wurden direkt unter der Platte zwei und auf den Köpfen der Messpfähle P_C und P_1 Druckzellen installiert. In gleicher absoluter Höhe, analog zum Belastungsversuch 1 wurden in P_C und P_1 zum Erfassen der axialen Betondehnungen vier Messquerschnitte installiert. Der mobilisierte Spitzendruck wurde über Druckzellen an den Pfahlfüßen gemessen. Die Änderung der durch die Belastung hervorgerufenen horizontalen Spannungen in dem weichen Sandstein sowie der Porenwasserdruck sollten über eine eingepresste Druckzelle und über zwei Porenwasserdruckgeber erfasst werden. Der komplette Versuchsaufbau ist in Bild 8 dargestellt.

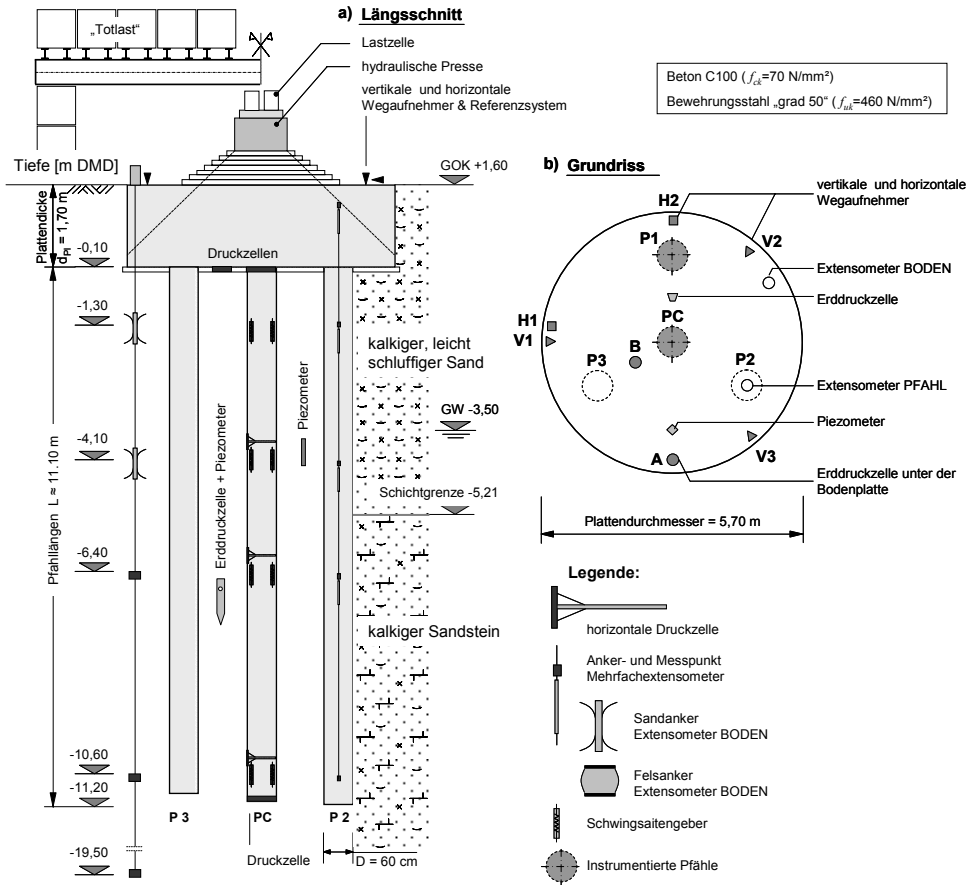


Bild 8 Schematische Darstellung, Belastungsversuche 2

Die Ergebnisanalyse der Integritätsprüfungen ergab keine Hinweise auf geometrische Unstetigkeiten der Pfähle. Lastgesteuert wurde die Konstruktion vertikal in 4 Lastzyklen belastet (Bild 9a) und die dabei auftretenden Bewegungen an der Plattenoberseite über elektr. Wegaufnehmer erfasst (Bild 9b). Über Lastverteilungsplatten wurde die Kraft gleichmäßig über die Plattenflächen verteilt.

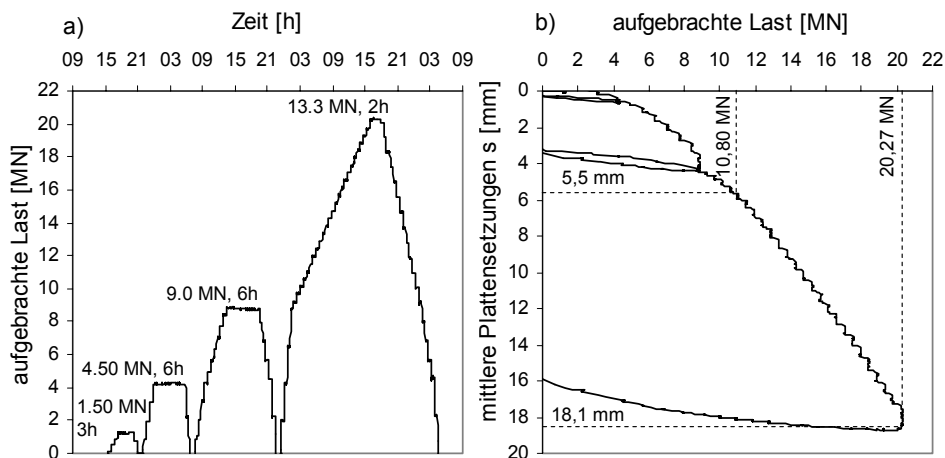


Bild 9 a) Belastungsstufen, b) Last-Setzungslinie

Die in Bild 10a dargestellten Ergebnisse der Messwertanalyse hinsichtlich der Lastaufteilung der Pfähle untereinander stimmen quantitativ mit den Modellverstellungen von Pfahlgruppen u. kombinierten Pfahl-Platten (KPP) überein, wonach auf Grund der gegenseitigen Beeinflussung Rand- u. Eckpfähle größere Widerstände mobilisieren können als Zentrumspfähle. Die gemessenen Sohlspannungen nehmen für den untersuchten Belastungsbereich annähernd linear mit den Setzungen zu und erreichen bei einer mittleren Gesamtsetzung s_{mg} von 18 mm einen Wert von $\sigma_{0,max} = 295 \text{ kN/m}^2$.

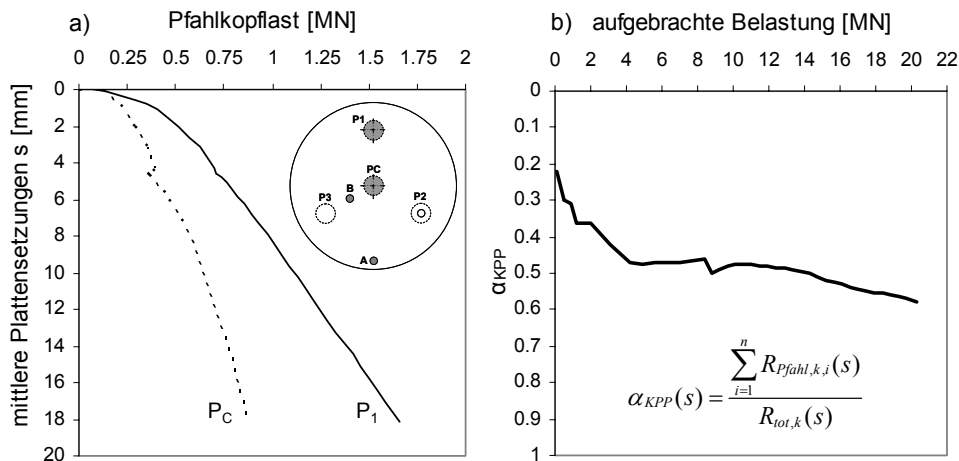


Bild 10 a) Pfahlkopflasten, b) Pfahl-Plattenkoeffizient

Die Tragwirkung von KPP's wird durch den Pfahlplatten-Koeffizienten α_{KPP} beschrieben, welcher den Anteil der Pfähle am Gesamtwiderstand angibt (Bild 10b). Mit zunehmender Setzung stellt sich dieser für den Belastungsbereich 4 – 13 MN relativ gleichmäßig mit $\alpha_{KPP} = 0,48$ ein und steigt mit weiter zunehmender Belastung resp. Setzung bis Versuchsende auf 0,6 an.

Die unter max. Beanspruchung (20,72 MN) mobilisierten Pfahlmantelreibung von $q_s \leq 200 \text{ kN/m}^2$ für die Sandschicht und $q_s \leq 150 \text{ kN/m}^2$ für die Sandsteinschicht liegen in der unteren Bandbreite der Erfahrungswerte und lassen auf weitere Tragreserven rückschließen (Bild 11a).

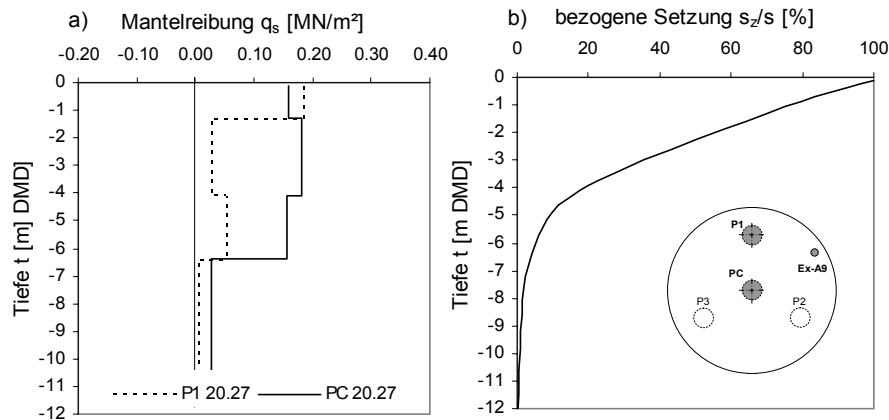


Bild 11 Ergebnisse der Messwertanalyse

In Bild 11b ist die auf die mittlere Gesamtsetzung referenzierte Setzungsverteilung im Baugrund dargestellt. Danach kann nicht auf ein blockartiges Verformungsverhalten der Gesamtkonstruktion geschlossen werden, da bereits an der Schichtgrenze nur noch 10 % und in Höhe der Pfahlfußebene lediglich noch 0,5 % der Gesamtsetzungen zu beobachten waren. Dennoch zeigt sich, wie in Bild 10b dargestellt, für das untersuchte Belastungsniveau eine mittragende Wirkung der Platte am Gesamtlastabtrag von 40 – 50 %. Als mögliche Ursache der Beobachtung kann das Eindringen der Pfahlspitzen in die herstellungsbedingte Auflockerungszone am Pfahlfuß gesehen werden. Dies würde unter anderem auch die gemessenen, relativ geringen Spitzendruckwerte von $q_s \leq 0,15$ MN/m² erklären. An dieser Stelle sind weitere Untersuchungen notwendig.

4 Numerische Simulation

4.1 Stoffmodell

Die Anwendung der FE- Methode (FEM) in der Geotechnik wird zunehmend für die Berechnung von Gründungskonstruktionen angewandt. Um mit numerischen Simulationen wirklichkeitsnahe Ergebnisse zu erzielen, müssen sowohl das spezifische Materialverhalten des Baugrunds als auch die jeweiligen Randbedingungen realistisch erfasst werden. Dazu sind Voruntersuchungen an übersichtlichen Systemen zur Validierung der verwendeten konstitutiven Modelle notwendig. Anschließend sind zur Kalibrierung des gesamten numerischen Modells Vergleichsrechnungen von in-situ Versuchen durchzuführen (SCHANZ 2006).

Für die Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Baugrundes wurde das elastoplastische Hardening Soil Modell verwendet (HS). Über die Kohäsion c' und den Reibungswinkel φ' wird die enthaltene Mohr- Coulomb'sche Bruchbedingung beschrieben. Dilatantes Verhalten wird durch den Dilatanzwinkel ψ dargestellt. Neben der span-

nungsabhängigen Steifigkeit entsprechend dem Ansatz von Ohde 1939 wird sowohl Reibungs- als auch Kompressionsverfestigung granularer Materialien berücksichtigt, wodurch zwischen Erst- und Widerbelastung unterschieden werden kann. Als weitere Eingangswerte sind die Referenzmoduln E_{Oed}^{ref} aus dem Oedometerversuch, E_{50}^{ref} und E_{ur}^{ref} aus Triaxialversuchen und die max. Porenzahl e_{max} erforderlich. Für weitere Details wird auf SCHANZ 1998 verwiesen.

4.2 FE- Modell

Alle Berechnungen wurden mit dem FE-Programm Plaxis 8.2 durchgeführt (BRINKGREVE 2003). Zur Verifikation des gewählten Stoffmodells wurden verschiedene bodenmechanische Elementversuche nachgerechnet. Dabei wurden die Parameter invers über Optimierungsstrategien, die aus der angewandten Mathematik stammen, identifiziert. Für die Optimierung wurde das an der Professur Bodenmechanik der Bauhaus Universität Weimar (BUW) entwickelte und implementierte „Optimisation Framework“, ein Werkzeug zur iterativen Anpassung von Modellparametern, verwendet (MEIER ET. AL 2006). Beispielhaft sind in Bild 12 die Ergebnisse der Laborversuche mit denen der FE-Berechnung verglichen. Die Ergebnisse sind ein Indiz dafür, dass die bodenmechanischen Eigenschaften des Baugrundes mit dem gewählten HS-Modell im betrachteten Spannungsbereich gut beschrieben werden können.

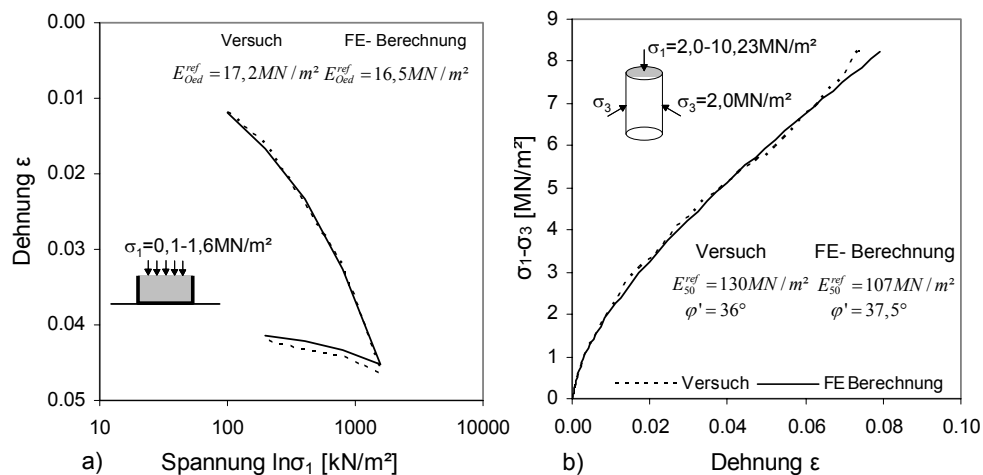


Bild 12 Vergleiche der Ergebnisse aus Elementversuchen mit FE-Berechnungen a) Ödometertest, b) Triaxialversuch

Der numerischen Simulation des Belastungsversuches 1 liegt ein rotationssymmetrisches FE-Modell zugrunde. Es hat die Abmessungen B/H 7/18 m und besteht aus 6 knotigen Dreieckselementen mit quadratischem Verformungsansatz (Bild 13). Am Pfahlmantel und Pfahlfuß wurden Kontaktelemente zur Beschreibung der Pfahl-Boden-Interaktion angeordnet.

Die herstellungsbedingte Auflockerung im Pfahlfußbereich wird durch eine Schicht geringer Festigkeit simuliert. Die Vernetzung ist dem Beeinflussungsverlauf des durch den Pfahl beanspruchten Bodens angepasst. D.h., die feine Vernetzung im Pfahlbereich wird zu den Modellgrenzen hin gröber (WEHNERT & VERMEER 2004).

Folge des dilatanten Verhaltens des Baugrundes ist mit zunehmender Verschiebung, eine kontinuierliche Normalspannungserhöhung am Pfahlschaft und damit eine stetig zunehmende Mantelreibung. Diesem Problem wird durch die im HS- Modell integrierte Funktion „dilatancy cut off“ begegnet. Dabei wird mit Erreichen der vorgegebenen max. Porenzahl bei lockerster Lagerung e_{\max} die Dilatanz zu Null gesetzt.

Die sich aus den Nachrechnungen der Elementversuche ergebenden konstitutiven Parameterwerte bilden die Eingangsgrößen der Simulation der Probelastung. Bei der Berechnung wurden die konstitutiven Parameterwerte der Kontaktelemente und des unter dem Pfahlfuß definierten Bodenbereiches analog zu den Elementversuchen mittels inverser Optimierungsstrategien bestimmt. Die Messwerte aus der Probelastung bilden dafür die Referenz.

Erste Ergebnisse zeigen für Pfahlkopfsetzungen von 0 bis 60 mm (Gebrauchszustand) eine sehr gute Übereinstimmung der Berechnungsergebnisse mit allen Mess- bzw. Ergebniswerten der Probelastung (Betondehnung, Mantelreibung, Spitzendruck u. Kopfsetzung). Die dabei identifizierten Parameterwerte sind ingenieurtechnisch plausibel und mit denen der bodenmechanischen Elementversuche vergleichbar. Im Einzelnen liegen die Werte für die Kontaktelemente bei Kohäsion $c' = 0,0 \text{ kN/m}^2$, Reibungswinkel $\varphi' = 35^\circ$ und max. Porenzahl $e_{\max} = 0,85$ und für den Pfahlfußbereich $\varphi' = 35,5^\circ$, $E_{\text{Oed}}^{\text{ref}} = E_{50}^{\text{ref}} = 19,5 \text{ MN/m}^2$, $E_u^{\text{ref}} = 152 \text{ MN/m}^2$.

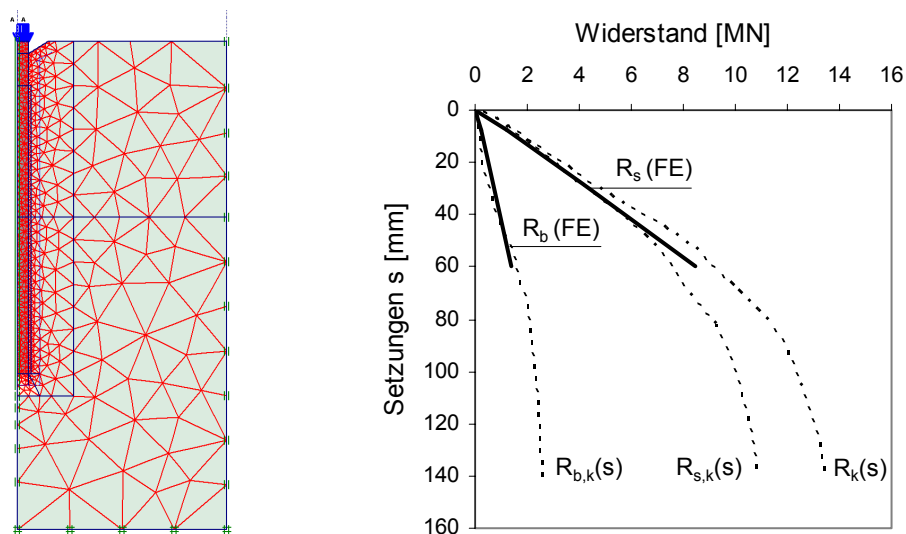


Bild 13 Numerisches Modell und Ergebnisse der Berechnung

5 Resümee und Ausblick

Neben den Vor- u. Nachteilen verschiedener Messmethoden können aus den Ergebnissen der vorgestellten Versuche Aussagen über bemessungsrelevante Parameter für die Pfahlbemessung unter den standortspezifischen Baugrundbedingungen getroffen werden. Es konnte gezeigt werden, dass das Gründungskonzept der KPP auf die veränderlich festen Sand- u. Sandsteine übertragen werden kann. Ergänzend wurde beispielhaft eine praktikable Methode zur Kalibrierung numerische Modell vorgestellt, die im Ergebnis zu genaueren Vorausberechnung des Last-Setzungsverhaltens von Pfahlgründungen angewendet werden kann.

Zur verbesserten Beschreibung des Materialverhaltens der in der Festigkeit variierenden Sandsteine kommt der zutreffenden stofflichen Beschreibung besonders für Zustände nahe dem Versagen eine große Bedeutung zu. Hierzu sind weitere bodenmechanische Untersuchungen erforderlich. Die Modellierung der Scherfuge und der Auflockerungszone im Pfahlfußbereich sowie deren Einfluss auf die Ergebnisse inverser Parameter Identifikationsmethoden ist unbedingt noch genauer zu untersuchen. Ferner ist die Übertragbarkeit der Untersuchungsergebnisse des Einzelpfahls auf die kombinierte Pfahl-Plattengründung sowie deren Interaktionseffekte für die spezifischen Baugrundverhältnisse weiter zu prüfen.

Literatur

Glisic, B., Inaudi, D. (2002)

„Long gage fiber optical sensors for global structural monitoring“, 1st Int. Workshop on Health Monitoring of innovative Civil Eng. Struc., Canada 2002

Fecker, E. (1997)

Geotechnische Messgeräte und Feldversuche im Fels, Ferdinand Enke, Verlag Stuttgart 1997

Katzenbach, R, Moormann, Ch. (1998)

„Messtechnische Überwachung und von Baugrube und Gründung des Hochhauses Main Tower Frankfurt“ Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der TU Darmstadt 1998, Heft 55

Katzenbach, R, Moormann, Ch. (2003)

„Instrumentation and Monitoring of combined piled rafts (CPRF): State-of-the-Art report, FEFM-Symp., Spt. 2003, Oslo

Meier, J, Rudolph, S., Schanz, T. (2006)

„Effektiver Algorithmus zur Lösung von inversen Aufgabenstellungen – Anwendung in der Geomechanik“, Bautechnik 83, Heft 7, 470-481

MEFG (2003)

Baugrundgutachten der Region Dubai aus den Jahre 1995 – 2003, zur Verfügung gestellt durch die Middle East Foundations Group L.L.C.

Poulos, H.G. (1989)

“Pile behaviour-therory and application”, *Geotechnique*. 39, No. 3, pp. 365-415

Poulos, H.G., Davids, A.J. (2005)

“Foundation design of the Emirates Twin Towers, Dubai”, *Can. Geotech. J.* 42, pp. 716-730

Rosenberg, P., Journeaux, N.L. (1976)

“Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design”, *Can. Geotech. J.* 13, pp. 324-333

Schallert, M, Krebber, K, Hoffmann, D., Habel, W.R., Stahlmann, J. (2004)

“Auswahl geeigneter Fasersensorprinzipien für die Anwendung in der Geotechnik”, *Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der TU Braunschweig*, Heft 77

Schanz, T, (2006)

“Aktuelle Entwicklung bei Standsicherheits- u. Verformungsberechnungen in der Geotechnik”, *Empfehlung d. AK 1.6 „Numerik in d. Geotechnik“* Abschn. 4

Tomlinson, M.J. (2004)

“Foundation design and construction”, 7th edition, Spon Press, London and New York, ISBN: 0-419-18450-3

Wehnert, M., Vermeer, P.A. (2004)

“Numerische Simulation von Probelbelastungen an Großbohrpfählen“, 4. Koll. Bauen in Boden und Fels, Ostfildern 2004, 275-282

William, A.F., Pells, P.J.N. (1981)

“Side resistance rock socket in sandstone, mudstone and shale”, *Can. Geotech. J.* 18, pp. 502-513

Wolff, Th., Witt, K.J, Hassan, A. (2005)

“Anwendung konventioneller und faseroptischer Sensorik am Bsp. eines Testpfahles in Dubai”, 3. Symp. Exp. Untersuchung von Baukonstr., Dresden

Wyllie, D.C. (1999)

“Foundation on rock”, 2nd edition, E & FN Spon, ISBN: 0-419-232109-9

