

Pfahlprobelastungen in weniger tragfähigen Böden unter statischer und wechselnder Belastung

Pile loading tests in soft soil with static and dynamic loading

von H.-G. Kempfert* und J. Lauffer**

Zusammenfassung

Als Grundlage für die Gründung eines durch Wechsellasten (Druck und Zug) beanspruchten Straßentunnels auf Bohrpfählen wurde eine Pfahlprobelastung am Standort ausgeführt. Bei den anstehenden Baugrundverhältnissen handelt es sich um wenig tragfähige Sand-Schluffgemische (Abschlammungen) und Beckenton.

Die Ergebnisse zeigen eine starke Abhängigkeit insbesondere der Pfahlmantelreibung von der Größe der zyklischen Lastamplitude und von der Zyklenzahl. Im Vergleich mit Ergebnissen aus in der Nähe liegenden älteren Probelastungen wurden Pfahltragfähigkeitsangaben für das Bauwerk und für ähnliche Verhältnisse abgeleitet.

Summary

As a basis for the foundation of a street tunnel on bored piles - designed for both compression and tension forces - a pile loading test was performed on site. The encountered ground conditions were found to be sandy-silty soil and clay hardly able to support load. The results show a high interdependence especially of the pile skin friction with the cyclic amplitude of load and the number of cycles. Taking into account the results of former loading tests pile bearing values are given for this project and others with similar conditions.

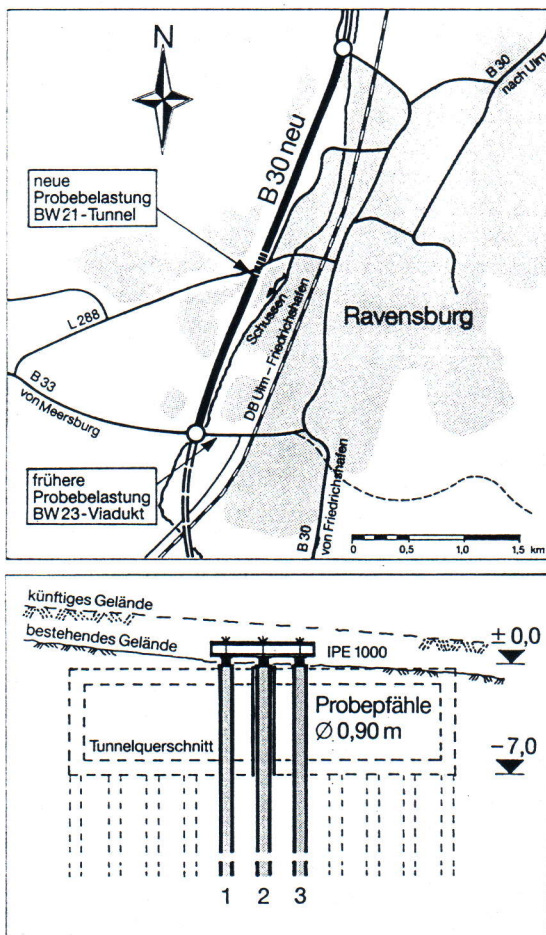


Bild 1 Lageplan

Einleitung

Für das in Bild 1 dargestellte Tunnelbauwerk ist als eine Planungsvariante die Gründung des Straßentunnels auf Bohrpfählen vorgesehen. Aufgrund der wechselnden, teilweise auch gespannten Grundwasserstände sind für die Gründungspfähle Druck-Zug-Wechselbelastungen nicht auszuschließen. Der erste Belastungszyklus erfolgt als Druckbelastung während der Bauzeit infolge Tunnelleigengewicht bei laufender Grundwasserabsenkung. Nach Grundwasseranstieg sind je nach jahreszeitlichen Grundwasserständen Zug- und Druckbelastungen auf die Pfähle möglich.

Da das Tragverhalten von durch zyklische Wechsellasten axial beanspruchten Pfählen vorab schwer abgeschätzt werden kann, siehe z.B. GRUBER et al. (1985), und am Tunnelstandort schwierige Baugrundverhältnisse vorliegen, wurde eine Probelastung an Versuchspfählen als Grundlage für eine sichere und wirtschaftliche Bemessung der Bauwerkspfähle vorgenommen.

Die Ergebnisse dieser Probelastung konnten durch Erkenntnisse aus älteren Pfahlprobelastungen (Schussentalviadukt), siehe GÖDEKE/SCHULER (1986), ergänzt werden, so daß gesicherte Angaben über Spitzendruck und Mantelreibung für die im Bereich des Tunnelbauwerks und weiterer Kunstbauwerke der Gesamtmaßnahme anstehenden Baugrundschichten zur Verfügung stehen. Darüberhinaus sind die Ergebnisse auch von allgemeinem Interesse für Pfahlgründungen mit vergleichbaren Randbedingungen.

* Prof. Dr.-Ing. H.-G. Kempfert, SG Geotechnik, Öffentliche Prüfstelle, Fachhochschule Konstanz
 ** OBR Dipl.-Ing. J. Lauffer, Straßenbauamt Ravensburg, Bauleitung Weingarten

Untergrundverhältnisse

Die geologische Situation und die Baugrundsichtung im Schussental sind durch eine mächtige Talfüllung über der tertiären Molasse gekennzeichnet, wobei die lokale Feinschichtung auf engem Raum starke Schwankungen in der Schichtmächtigkeit und -abfolge aufweist.

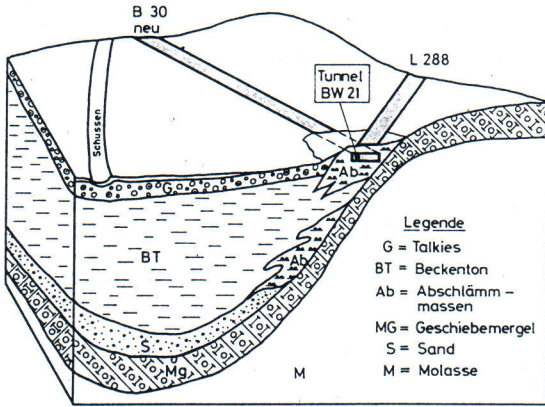


Bild 2 Geologisches Blockbild im Bauwerksbereich

Bild 2 zeigt hierzu eine geologische Blockdarstellung. Die Feinschichtung im Bereich der Pfahlprobelastung enthält Bild 3 (Bohrung PBK 1).

Danach sind im Bereich der Pfahlmantelflächen überwiegend Abschlamm-massen aus mittelplastischen Schluffen mit Sandbändern und einer etwa 2 m mächtigen Sandschicht sowie im Pfahlfußbereich mittelplastischer weicher Beckenton vorhanden, der von steifem Geschiebemergel mit großem Schluffanteil unterlagert wird. Der Standort der im Vorfeld der Baumaßnahme durchgeführten Pfahlprobelastung ergab sich auch aus Randbedingungen des Grundstückseigentums, so daß hier der Standort aus technischen Gründen nicht völlig frei gewählt bzw. optimiert werden konnte.

Die Grundwasserverhältnisse weisen einen oberen Horizont im Talkies (Terrassenkies) und einen unteren Horizont auf, der gespannt aus den Abschlamm-massen und den Kieslagen des Geschiebemergels an den Talflanken aufsteigt und auch im Tunnelbereich angetroffen wurde. Die zu Vergleichszwecken mit herangezogenen zwei älteren Probelastungen (Durchmesser 120 cm) am Schussentalviadukt waren ebenfalls im stark gespannten Grundwasser an einem Standort mit einer Pfahlänge von 37 m nahezu vollständig im würmeiszeitlichen Beckenton und am anderen Standort mit einer Pfahlänge von 23,5 m im Beckenton eingebunden, wobei der Pfahlfußbereich mit etwa 4 m in die Moräne (Geschiebemergel) reichte. Das geologische Profil und die Situation der älteren Versuche

sind GÖDECKE/SCHULER (1986) zu entnehmen.

Pfahlherstellung und Versuchs- bzw. Meßeinrichtungen

Hergestellt wurden 3 Probpfähle mit einem Durchmesser $D = 0,90$ m und einer mittleren Länge von 17 m, Lage siehe Bild 1. Pfahl Nr. 2 ist der Versuchspfahl und Pfahl Nr. 1 und 3 dienen als Reaktionspfähle, wobei diese Pfähle meßtechnisch teilweise ebenfalls bestückt wurden.

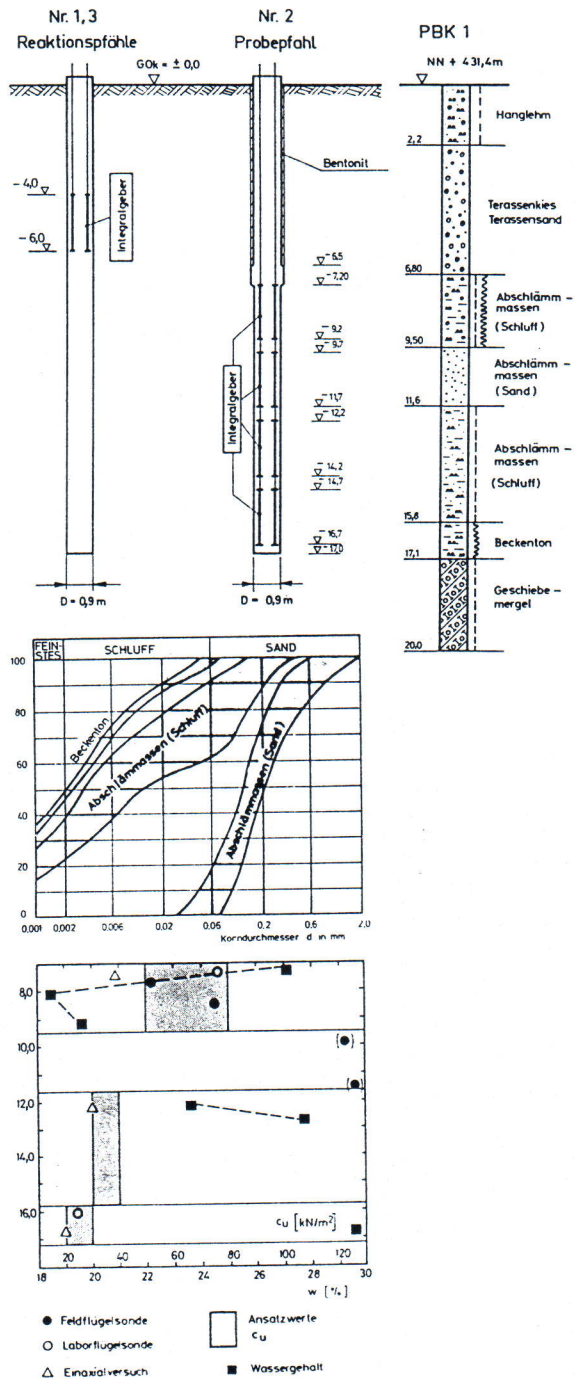


Bild 3 Baugrundprofil und Anordnung der DMS-Integrierte

Zur Messung des Kraftverlaufes im Pfahlschaft wurden mit DMS bestückte Integralgeber (Länge hier 2 m) der TH Darmstadt verwendet, da nach den bisherigen Erfahrungen damit die sichersten Ergebnisse mit geringen Streubreiten bei den Dehnungsmessungen zu erzielen sind und der Einfluß der lokalen Streuung in der Betonqualität ausgeschaltet werden kann, siehe hierzu auch DGEG-Empfehlung (1990), FRANKE/SCHWAB (1986), SOMMER/KATZENBACH (1990). Die lagemäßigen Anordnungen dieser Geber sind in Bild 3 zusammen mit den Randbedingungen bei der Pfahlherstellung und der Baugrundsichtung dargestellt.

Die am Standort tatsächlich vorhandenen Baugrundverhältnisse konnten erst nach Herstellung der Probepfähle durch eine Bohrung erkundet werden, so daß die Lage der Integralgeber vorab nur eingeschränkt an die Baugrundsichtung angepaßt werden konnte. Um das Tragverhalten der Pfähle unter der späteren Tunnelsohle zu prüfen, wurde der obere Pfahlschaftbereich durch einen Bentonitschlitz abgeschirmt.

Die Prüfkraften wurden für Druck- und Zugbelastung durch je zwei hydraulische Pressen erzeugt und über zwei Stahlträger IPE 1000 auf die Reaktionspfähle übertragen. Bei Zugbelastung wurden die Kräfte mittels 4 GEWI-Stählen $d = 50$ mm in den Pfahlschaft eingeleitet. Die Prüfkraft jeder Presse wurde durch eine elektrische Kraftmeßdose erfaßt und im Meßwagen registriert. Ein Lastkonstanthaltegerät wurde ebenfalls eingesetzt.

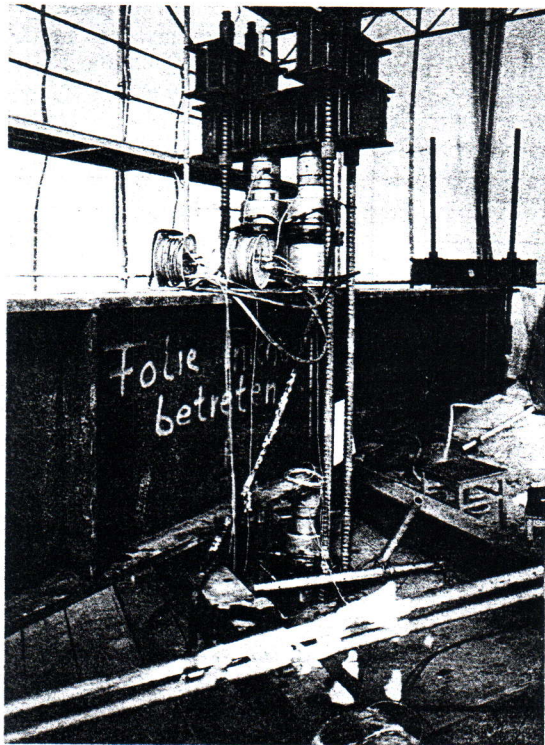


Bild 4 Versuchseinrichtung

Die Pfahlkopfverschiebungen wurden für alle 3 Pfähle durch jeweils 2 elektrische Weggeber gemessen. Zusätzlich war an jedem Pfahl eine Nivellierlatte befestigt, über die mittels Nivellierinstrument mit Planplattenvorsatz die Pfahlverschiebung mit einer Ablesegenauigkeit von $1/10$ mm parallel zu den Weggebermessungen überwacht werden konnte. Die Versuchseinrichtung ist Bild 4 zu entnehmen.

Die Pfähle konnten weitgehend planmäßig hergestellt werden. Aus dem Betonverbrauch läßt sich ggf. ein geringfügig verdickter Schaft (ca. $D = 1$ m) zurückrechnen. Dies wurde bei den weiteren Auswertungen nicht weiter berücksichtigt, um die Ergebnisse auch auf andere Pfähle übertragen zu können (nach DIN 4014: Nenn-durchmesser ist der größte Bohrrohrdurchmesser).

Belastungsprogramm

Auf der Grundlage der zu erwartenden Pfahllasten unter dem Tunnelbauwerk wurde für die Versuchsdurchführung ein ähnliches Belastungsprogramm abgeleitet.

Zur besseren Kennzeichnung für die nachfolgenden Darstellungen wurde der Versuchsaufbau in 5 Phasen untergliedert. In den einzelnen Versuchsphasen wurden folgende Laststufen durchlaufen (Lasten in kN):

- Phase 1 (Vorbelastung):
Testen der Versuchseinrichtung
Druck: 0 - 100 - 200 - 300 - 200 - 100 - 0
- Phase 2 (Erstbelastung):
Zug: 0 - 200 - 300 - 400 - 500 - 600 - 700 - 800
- 600 - 400 - 200 - 0
Druck: 0 - 300 - 400 - 500 - 600 - 700 - 0.

Dabei wurden die Meßwerte zu Beginn der Versuchsphase 2 als Nullwerte für die weiteren Messungen verwendet.

- Phase 3 (Wechselbelastung):
1. bis 5. Lastwechsel: 0 - 700 (Zug) - 0
- 700 (Druck)
06. bis 15. Lastwechsel: 0 - 700 (Zug) - 0 - 500 (Druck) - 0.

Die Druckbelastung mußte nach dem 5. Lastwechsel von 700 auf 500 kN reduziert werden, da die Setzungen bei Pfahl 2 mit steigender Lastwechsel-Anzahl stark zunahmten.

- Phase 4 (Dauerbelastung):
Konstanthalten der Zugbelastung von 700 kN während 660 Minuten.
- Phase 5 (Grenztragfähigkeit):
Druck: 0 - 200 - 400 - 600 - 800 - 900 - 1000 - 1100 - 1200 - 1300 - 1400 - 1200 - 800 - 400 - 0
Zug: 0 - 200 - 400 - 600 - 800 - 900 - 1000 - 1100 - 1200 - 900 - 600 - 300 - 0

Die Konstanzhaltung der Last in den einzelnen Belastungsstufen betrug bei den statischen Belastungen in der Regel 30 min. Lediglich beim letzten Belastungszyklus (Versuchsabschnitt 5/Zug) wurde die Verweildauer auf 15 min reduziert. Das in der DGEG-Empfehlung (1990) aufgeführte Kriterium zur Setzungsgeschwindigkeit von 0,1 mm in 20 min konnte bei den hier vorliegenden Baugrundverhältnissen nicht eingehalten werden.

Bei der Wechselbelastung wurden die maximalen Druck- bzw. Zugbelastungen (-700 kN/+700 kN bzw. -700 kN/+500 kN) jeweils 5 Minuten konstant gehalten. Das gesamte Belastungsprogramm am Probepfahl ist in Bild 5 dargestellt.

Versuchsergebnisse

Um das Pfahlverhalten (Versuchspfahl) für die unterschiedlichen Belastungsarten deutlich zu machen, sind nachfolgend die Ergebnisse entsprechend den gewählten Versuchsphasen nach Bild 5 aufgegliedert, wobei die Phase 1 zunächst als Herstellung des Kraftschlusses und Testphase für die Meßeinrichtung angesehen wurde und danach der Nullpunkt für die Verschiebungsmessungen ab Phase 2 gesetzt wurde. Die Widerstands-Hebungs-/Setzungslinien der Phase 1 (Druck) und 2 (Zug und Druck) sowie 5 (Druck und Zug) wurden hier aus Platzgründen nicht dokumentiert, sondern in Bild 7 für jede Phase einzeln dargestellt, wobei aus Vergleichsgründen jeweils auf eine Anfangsverschiebung von $s = 0$ transformiert wurde. Die tatsächlich vorhandenen bleibenden Verschiebungen waren in Phase 1 (Druck) Setzungen von 0,9 mm, in Phase 2 (Zug) Hebungen von

2,3 mm und in Phase 2 (Druck) Setzungen von 7,1 mm. Nach Phase 4 betrugen die Setzungen 4,0 mm, nach Phase 5 (Druck) 48,3 mm, und nach Phase 5 (Zug) traten Hebungen von 40,8 mm auf.

Die nach Phase 2, siehe Bild 5, eingeschobene Wechselbelastung mit 15 Lastzyklen im angestrebten Gebauchlastbereich um 700 kN ist in Bild 6 dargestellt (Verschiebungen nach jeweils 5 min Wartezeit). Aufgrund des zunehmenden Setzungsverhaltens wurde die Druckkomponente nach dem 5. Zyklus auf $D = 500$ kN verringert. Insgesamt kam es zu einem Aufspreizen der Verschiebungen mit zunehmendem Lastwechsel bei gleichzeitiger Setzungszunahme, was die hohe Pfahlauslastung bei der Versuchsbelastung (angestrebte Gebauchlast) bestätigt. Nach der Wechselbelastung wurde gemäß Bild 5 in der Phase 4 die vorgesehene Zuggebrauchslast 11 Stunden konstant gehalten. Dabei kam es zu weiteren Hebungen von 9 mm.

Für die jeweils letzte Laststufe der Versuchsphasen ergaben sich folgende Kriechmaße:

Versuchsphase	Belastung	k_s [mm]
1	Druck	0,01
2	Zug	0,63
2	Druck	1,11
4	Zug	3,77
5	Druck	2,26
5	Zug	30,15

In Bild 7 wurden die Versuchsergebnisse, getrennt nach Druck- und Zugbelastung, in der Form dargestellt, daß für $D = Z = 0$ auf eine Verschiebung $s = 0$ transformiert wurde. Damit

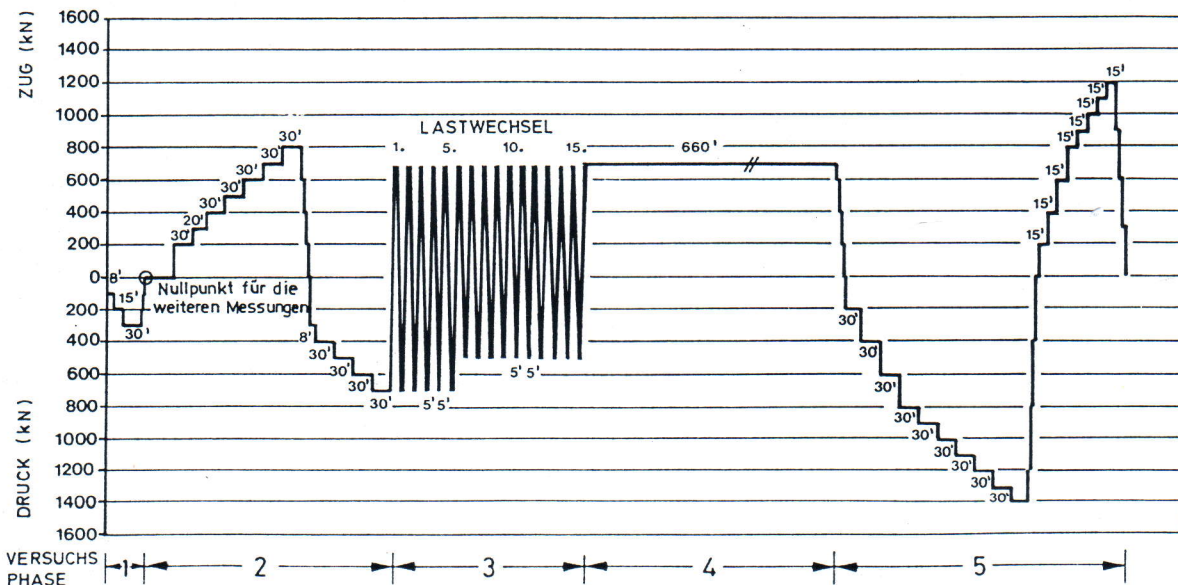


Bild 5 Belastungsprogramm Pfahl-Nr. 2 (Probepfahl)

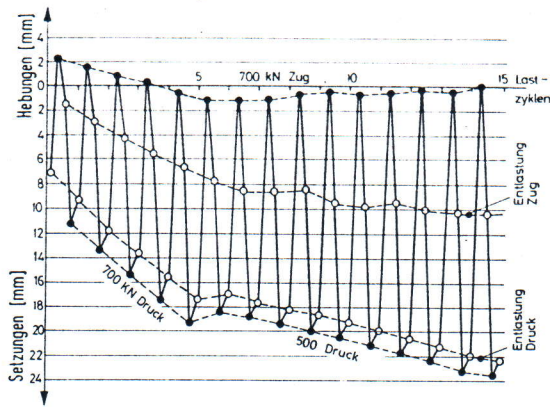


Bild 6 Widerstands-Hebungs- bzw. Setzungslinien Phase 3 (Wechselbelastung)

läßt sich das charakteristische Tragverhalten des Versuchspfahls in den einzelnen Phasen der Belastungsgeschichte (Druck-, Zug-, Wechselbelastung) besser miteinander vergleichen.

Zunächst wurden auf der Grundlage der im Versuch gemessenen Lasten und Verschiebungen in Anlehnung an ROLLBERG (1978) die Versuchskurven der Phase 2 auch auf die Grenzlaster mit dem Hyperbelverfahren extrapoliert, um somit das unterschiedliche Tragverhalten des Pfahls bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen in Abhängigkeit von seiner Belastungsgeschichte zu verdeutlichen und die Größenordnung der Grenzlaster unter statischer Belastung abzuschätzen.

Des weiteren wurden anhand der vorhandenen Baugrundverhältnisse mit den Rechenwerten der Scherfestigkeit des undrännierten Bodens c_u nach Bild 3 die statischen Widerstands-Setzungs-/Hebungslinien nach DIN 4014 - 3/90 berechnet und ebenfalls in Bild 7 einbezogen. Als Pfahlspitzenwiderstand σ_s im Übergangsbereich vom weichen Beckenton zum steifen Geschiebemergel, der hier noch stark bindiges Verhalten zeigt, wurden Werte nach Tabelle 2 der DIN 4014 für $c_u = 50 \text{ kN/m}^2$ ($0,5 \cdot \sigma_s$ für $c_u = 100 \text{ kN/m}^2$) angesetzt.

Aus den Darstellungen in Bild 7 geht hervor, daß die zunächst angestrebten Pfahlgebrauchslasten von etwa 700 bis 800 kN Zugbelastung (einschl. Pfahleigengewicht) und 500 bis 600 kN Druckbelastung bei den am Standort vorliegenden Baugrundverhältnissen, siehe Bild 3, unter Einhaltung einer Sicherheit gegen die Grenzlaster von 2,0 auch unter rein statischer Belastung besonders für die Zugbelastung nicht erreicht werden konnten. Anzumerken ist, daß eine gewisse Unsicherheit bei der Extrapolation auf die Grenzlaster mit dem Hyperbelverfahren gegeben ist, so daß die in Bild 7 dargestellten Werte nur die Größenordnungen wiedergeben.

Nach den in Bild 7 dargestellten Widerstands-Hebungs-/Setzungslinien ist deutlich zwischen

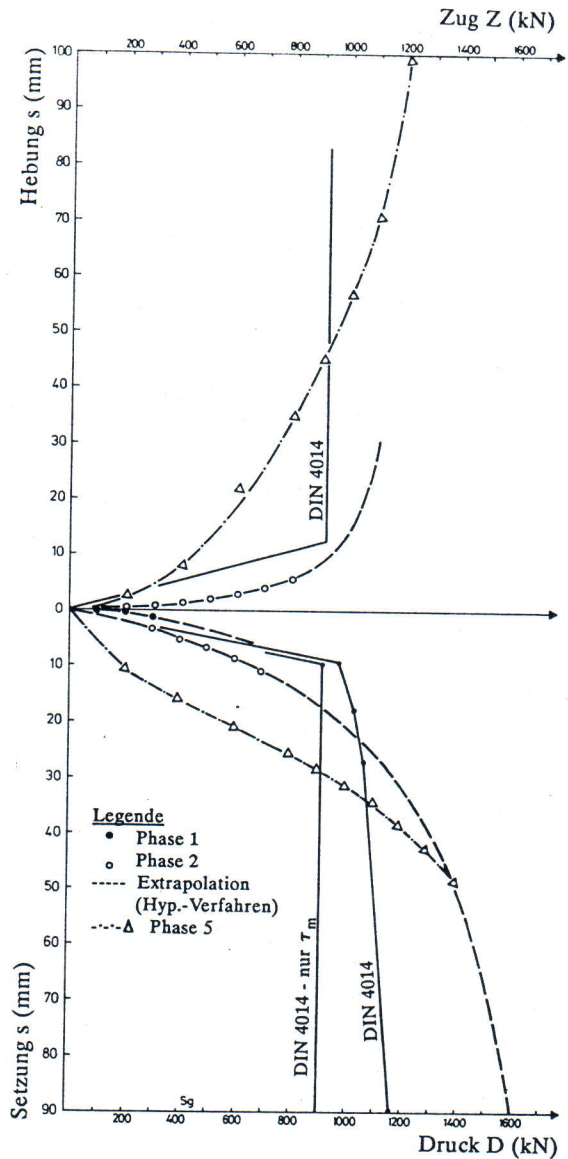


Bild 7 Widerstands-Setzungslinien (Druck) bzw. Hebungslinien (Zug); transformiert für $D = Z = 0$ auf $s = 0$.

dem Pfahltragfähigkeitsverhalten unter statischer Belastung und unter zyklischer Wechselbelastung zu unterscheiden. Die hier in 15 Lastzyklen aufgebrauchte Wechselbelastung, siehe Bild 5 und 6, stellt eine sehr hohe zyklische Komponente in Relation zur statischen Last dar, was sich im Pfahltragverhalten insbesondere bei den Verformungen niederschlägt. Nach der Beaufschlagung der Pfähle mit den Lastzyklen sind dann bereits bei geringen statischen Lasten erhebliche Pfahlverschiebungen vorhanden, was die Gebrauchsfähigkeit des Bauwerks beeinträchtigt.

Der über die Pfahlänge gemessene Kraftverlauf ist für die einzelnen Versuchphasen in Bild 8 wiedergegeben. Hierbei ist festzuhalten, daß Pfahldehnungen unter Pfahleigengewicht

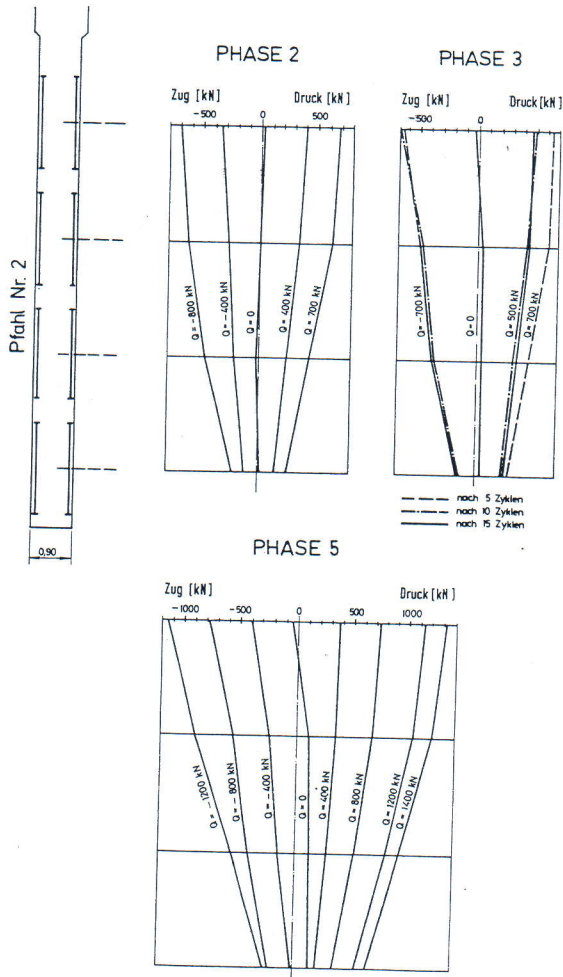


Bild 8 Kraftverteilung über die Pfahllänge in den Versuchsphasen

(hier ca. 200 kN) durch den Nullabgleich der DMS-Integralgeber in den Auswertungen nicht erscheinen, sondern alle gemessenen Dehnungen nur aus den aufgetragten äußeren Prüflasten resultieren.

Eine Analyse der gemessenen Dehnungen der Einzelelemente ergab, daß bei allen DMS-Integralgebern nur geringe Streuungen der beiden Geber je Meßebeane auftraten, nur in der obersten Ebene erhebliche Unterschiede zwischen den beiden Gebern registriert wurden. Dies könnte einerseits aus Pfahlverbiegungen infolge Lastexzentrizität, andererseits aus einer eingeschränkten Funktionsfähigkeit dieser Geber resultieren.

Die in Bild 8 vorgenommene Rückrechnung der Pfahlkräfte aus den gemessenen Dehnungen in den Integralgebern basiert auf einem mittleren Elastizitätsmodul des Betons von $E_b = 31.500 \text{ MN/m}^2$. Damit ergaben sich sinnvolle Ergebnisse. Die Messungen der oberen Pfahlebeane konnten dabei aufgrund der genannten Streuungen in den beiden oberen Gebern nur plausibel angepaßt werden. Aus diesen Ergebnissen kann abgeleitet werden, daß die Pfahlmantel-

reibung relativ gleichmäßig im Bereich der Abschlämmassen, siehe Bild 3, ausgebildet ist. Eine getrennte Messung des Pfahlsitzenwiderstands wurde nicht vorgenommen, so daß die gemessenen Pfahlkräfte in der unteren Meßebeane sowohl den Pfahlsitzenwiderstand als auch die Pfahlmantelreibung im Beckenton enthalten.

Wie bereits ausgeführt, ist zu erwarten, daß bei Nulllast keine wesentlichen Dehnungen in den Meßebeanen registriert werden dürfen. Dies setzt voraus, daß der Pfahl nach Entlastung etwa in seine Ausgangslage zurückgeht. Entsprechendes war während der Versuchsphase 1/2 weitgehend vorhanden, siehe Bild 8. Während der Wechselbelastungen (Phase 3) traten kontinuierliche Setzungen ein, siehe Bild 6, die unter Nulllast einen Pfahlsitzenwiderstand mobilisiert haben, was auch aus den Meßergebnissen in Bild 8 eindeutig abzuleiten ist.

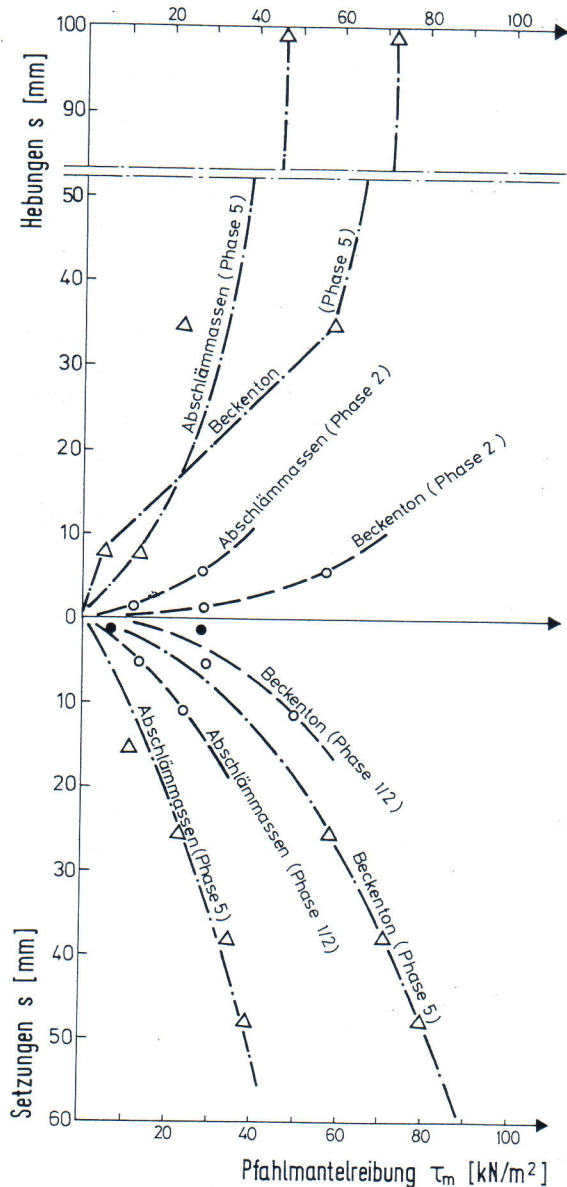


Bild 9 Pfahlmantelreibung

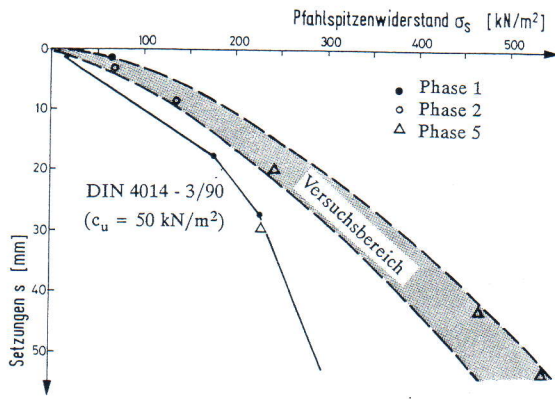


Bild 10 Pfahlspitzenwiderstand

In den Bildern 9 und 10 sind die aus den Meßebenen ermittelten Ergebnisse der Pfahlkräfte im Schaft, in Pfahlspitzenwiderstände und Mantelreibungen zurückgerechnet, dargestellt. Die Ermittlung des Pfahlspitzenwiderstandes erfolgte unter Zugrundelegung der Hypothese, daß die Druckmantelreibung im Beckenton unterhalb der letzten Meßebene in gleicher Größenordnung vorhanden ist wie die gemessene Zugmantelreibung der zugehörigen Versuchsphase. Diese Annahme wird durch die Ergebnisse in den oberen Meßelementen der Abschläm Massen in etwa bestätigt, wo die Druck- und Zugmantelreibung eindeutig aus den Ergebnissen ableitbar war.

Der in Bild 10 aufgetragene Pfahlspitzenwiderstand σ_s wurde abweichend von den Festlegungen bei der Darstellung der Mantelreibung (Setzungsabgleich bei Nullast) in Abhängigkeit von den absoluten Pfahlsetzungen dargestellt. Aus dem stetigen Verlauf läßt sich ableiten, daß der Pfahlspitzenwiderstand von der Belastungsgeschichte (hier Wechselbelastungen) nur unwesentlich beeinflußt wird und primär von der Größe der Pfahlsetzungen abhängt.

Die Pfahlmantelreibung, siehe Bild 9, zeigt demgegenüber ein eindeutiges Verhalten in Abhängigkeit von den vorangegangenen Beanspruchungen. Liegen die Mantelreibungswerte bei statischer Belastung (Phase 1/2) in vergleichbaren Größenordnungen wie in der DIN 4014 ausgewiesen, so ist erwartungsgemäß nach der zyklischen Wechselbelastung ein deutlicher Abfall in der Mantelreibungsgröße bei gleicher Pfahlverschiebung zu verzeichnen. Hervorzuheben ist, daß hier die Pfahlmantelreibung unter Zugbelastung in der Phase 2 (statische Belastung) größere Werte liefert als unter Druckbelastung. Dies bestätigt die auch in der Literatur belegte These, daß bereits der erste Vorzeichenwechsel der Belastung (hier Zug auf Druck) einen Festigkeitsabfall für die nachfolgende Beanspruchungsart bewirkt.

Schlußfolgerungen

Aus den vorstehend dargestellten Ergebnissen können folgende Schlußfolgerungen für die Pfahltragfähigkeit am Standort des Bauwerks bzw. bei vergleichbaren Baugrundverhältnissen abgeleitet werden.

Für die weichen bis steifen Abschläm Massen (sandig, toniger Schluff bzw. schluffiger Sand) können für eine angenommene Grenzsetzung/-hebung von 1 cm folgende Grenzmantelreibungswerte angesetzt werden:

- Statische Belastung (Druck):
 $\tau_{mf} = 25 \text{ kN/m}^2$
- Statische Belastung (Zug):
 $\tau_{mf} = 35 \text{ kN/m}^2$
- Zyklische Wechselbelastung (Druck):
 $\tau_{mf} = 10 \text{ kN/m}^2$
- Zyklische Wechselbelastung (Zug):
 $\tau_{mf} = 15 \text{ kN/m}^2$

Bei gleichen Grenzsetzungen/-hebungen können für den weichen bis steifen Beckenton folgende Grenzmantelreibungswerte angesetzt werden:

- Statische Belastung (Druck):
 $\tau_{mf} = 45 \text{ kN/m}^2$
- Statische Belastung (Zug):
 $\tau_{mf} = 60 \text{ kN/m}^2$
- Zyklische Wechselbelastung (Druck):
 $\tau_{mf} = 30 \text{ kN/m}^2$
- Zyklische Wechselbelastung (Zug):
 $\tau_{mf} = 30 \text{ kN/m}^2$

Die Angaben für die Zugmantelreibung sind unter der Voraussetzung festgelegt worden, daß zusätzlich kein Pfahleigengewicht in Ansatz gebracht wird. Die Einhaltung der Sicherheiten nach DIN 1054 wird dabei vorausgesetzt. Bei geringerem Anteil der zyklischen Lastkomponente gegenüber der statischen Last kann zwischen den o. g. Angaben linear interpoliert werden.

Aus dem Vergleich der Grenzmantelreibungswerte bei statischer Belastung und zyklischer Wechselbelastung mit einer relativ hoch gewählten zyklischen Lastkomponente ergaben sich nach der Wechselbelastung nur noch etwa 40 bis 60 % der Grenzmantelreibung für statische Erstbelastung bei gleicher Setzungsgröße. Tendenziell ähnliche Ergebnisse wurden von KORECK (1990) für reine Mantelreibungspfähle (Verpreßpfähle) mitgeteilt und Vorschläge für eine höhere Sicherheit abhängig von der Zyklenzahl abgeleitet. Dies entspricht ebenfalls einem reduzierten Mantelreibungsansatz bei Wechselbelastung.

Zur Ergänzung der vorstehenden Ergebnisse aus der durchgeführten Pfahlprobelastung

sind nachfolgend zusätzlich die in GÖDECKE/SCHULER (1986) aufgeführten Grenzwerte der Pfahlversuchsergebnisse für statische Belastungen am in der Nähe liegenden Standort aufgeführt:

- Moräne geringer Festigkeit:
 $\tau_{mf} = 40 \text{ kN/m}^2$
- Beckenton (weich-steif):
 $\tau_{mf} = 32 \text{ kN/m}^2$
- Beckenton (steif-halbfest):
 $\tau_{mf} = 91 \text{ kN/m}^2$
- Talkiese (Postglazialschotter):
 $\tau_{mf} = 78 \text{ kN/m}^2$
- Seeton (steif):
 $\tau_{mf} = 42 \text{ kN/m}^2$

Der Grenzwert des Pfahlsitzenwiderstandes betrug in der Moräne geringer Festigkeit $\sigma_{sg} = 230 \text{ kN/m}^2$.

Zum Meßsystem ist anzumerken, daß die für die Dehnungsmessungen im Pfahlschaft verwendeten DMS-Integralgeber in nahezu allen Meßebenen sehr gute Ergebnisse mit geringen Streuungen gezeigt haben. Aus den Erfahrungen in der oberen Meßebene am Probepfahl mit zunächst ungeklärten Streuungen in den Gebern ist abzuleiten, daß 2 Geber pro Meßebene zu wenig sein können, um auch Last-Exzentrizitäten bzw. Pfahlverbiegungen durch vernünftige Mittelbildungen der Meßwerte erfassen zu können. Für die E-Modulbestimmung des Betons empfiehlt sich eine sehr hoch liegende zusätzliche Meßebene ohne Mantelreibungseinfluß.

Danksagung

Die Verfasser bedanken sich bei den an der Pfahlprobebelastung Beteiligten (Fa. Bilfinger + Berger, TH Darmstadt, Ing.-Büro Dr.-Ing. Ulrich), insbesondere bei Herrn Dipl.-Ing. Meiniger (FMFA Stuttgart), für die gute Zusammenarbeit und den gezeigten Einsatz.

Literatur

- DGEG - AK 5 (1990): Empfehlung für axiale Belastung von Einzelpfählen - Axiale statische Probebelastungen (Entwurf, unveröffentl.).
- FRANKE, E. / SCHWAB, H. (1986): Probebelastung an langen Großbohrpfählen. Eine Meßaufgabe; Konzeption und Durchführung. Beiträge Symposium Pfahlgründungen in Darmstadt, S. 221-225.
- GÖDECKE, H. J. / SCHULER, G. (1986): Bohrpfahlgründungen: Erfahrungen, Beispiele und Auswertungen von Probebelastungen. Bautechnik 63, S. 145-155.
- GRUBER, N. / KORECK, H.-W. / SCHWARZ, P. (1985): Beitrag zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle. Schriftenreihe H. 5, Lehrstuhl u. Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik u. Felsmechanik der TU München.
- KORECK, H.-W. (1990): Tragverhalten von Reibungspfählen unter axialer Schwell- und Wechselbelastung. Vortrag HDT Essen (unveröffentl.).
- ROLLBERG, D. (1978): Die Kraft-Setzungslinie von Pfählen. Bauingenieur 83, S. 309-313.
- SOMMER, H. / KATZENBACH, R. (1990): Last-Verformungsverhalten des Messeturmes Frankfurt/M. Vorträge der Baugrundtagung Karlsruhe, DGEG, S. 371 - 380.

Temporäranker mit Verpreßkörpern aus Bevedol/ Bevedan Systemen

Anchors fixed by Bevedol / Bevedan mixtures

Geotechnik 14 (1991), S. 112 - 117

von W. Romberg * und W. Cornely **

Zusammenfassung

Beim Bau der Bundesbahn-Neubaustrecke Hannover-Würzburg im nordhessischen Bergland war ein tiefer Einschnitt im Buntsandstein zu sichern. Bestandteil dieser Hangsicherungsmaßnahme war eine flächige Verankerung von vorübergehend freistehenden Bauböschungen mit bis zu 45 m langen Temporärankern.

Nachdem beim Setzen der Anker bereichsweise extrem große Verpreßmengen bis 35 Tonnen Zement je Anker aufgewendet werden mußten, wurden an insgesamt 6 Ankern anstelle von Zement Bevedol- Bevedan-Gemische eingepreßt. Die geringen Verpreßmengen

Summary

During construction of the new German trainway Hannover-Würzburg a deep cut within the triassic sandstone in the Northhessian hilly country had to be protected by an anchored temporary slope. For this purpose up to 45 m long grouted anchors had to be performed within the sandstone containing open seams.

When an extremely large consumption of cement grout up to 35 tons per anchor was needed, at six anchors a test was run by using Bevedol-Bevedan-mixtures instead of cement. The small consumption of this grouting material as well as the fast bearing capacity of these anchors proved to be an ingenious way to perform grouted anchors within fissured rock. Acceptance tests according to DIN 4125 and recording the long term behaviour confirmed the suitability of this anchor type.

* Dipl.-Ing. W. Romberg,
GEO Büro für Geotechnik Romberg GmbH
D-6100 Darmstadt 12, Röntgenstraße 18

** Dr. W. Cornely, Carbo-Tech,
D-4300 Essen 13, Franz-Fischer Weg 61