

Vier statische Pfahlversuche mit und ohne Mantelverpressung in der Schweiz

Dipl.-Ing. K. Westermann, MSc. Bau-Ing. P. Grasso, Dipl.-Ing. L. Pitteloud
Gruner AG, Basel (Schweiz)

Im Zuge der Gründungsarbeiten einer Produktionshalle im Kanton Wallis in der Schweiz wurden zur Optimierung der Gründung vier statische Pfahlversuche an Versuchspfählen durchgeführt. Durch die Verwendung von Mantelverpressungen konnte eine erhebliche Steigerung der Pfahltragfähigkeit erreicht werden.

1 Einleitung

Für den Neubau einer Produktionshalle in Visp im Kanton Wallis (Schweiz) wurde eine Tiefgründung auf Pfählen geplant. Der Baugrund in diesem Gebiet besteht aus einer Wechsellagerung von Schwemmablagerungen und fluviatilen Kiesen und Sanden. Aufgrund des gering tragfähigen Baugrundes sowie der Setzungsempfindlichkeit der oberflächennahen Bodenschichten kam für das Projekt eine Tiefgründung auf ca. 550 Großbohrpfählen mit Durchmesser 1,2 bis 1,3 m und Längen von ursprünglich 26 bis 45 m in Frage.

Zur Optimierung der Gründung wurden insgesamt vier statische Pfahlversuche durchgeführt, wobei geprüft wurde, welche Laststeigerung durch eine Mantelverpressung der Pfähle in der kiesigen Schicht zusätzlich erreicht werden kann.

Dank der Versuche konnten die Baukosten für die Pfahlarbeiten beträchtlich reduziert werden. Zudem führte der effiziente Einsatz von Energie und Ressourcen zu einer nachhaltigeren Bauweise. Der bereits zeitlich eng getaktete Baeterminplan konnte inklusive Reserve eingehalten und mit den Hochbauarbeiten pünktlich begonnen werden.

2 Projekt

Die Produktionshalle weist Grundrissabmessungen von 124 x 86 m auf. Das Gebäude besitzt 7 Geschosse über der Erde und keine Untergeschosse. Die Gesamthöhe inkl. Dachzentrale beträgt ca. 35 m. Das Tragwerk des Gebäudes in "Core & Shell"-Bauweise besteht überwiegend aus Ortbetonbauteilen in Kombination mit Fertigteilelementen. Alle tragenden Wände wurden aus Ortbeton erstellt, wohingegen die Stützen und die vorgespannten Träger mit Spannweiten bis zu 12,5 m aus Fertigteilen bestehen. Die Decken werden generell als vorgefertigte Elementplatten mit Aufbeton erstellt. Innerhalb der Stahlbetonkerne werden die Decken dagegen in Ortbetonbauweise geplant. Die Dachzentrale wird in

Stahlbauweise ausgeführt. Das gesamte Gebäude ist als modulares System geplant, das nach Bedarf umgebaut und erweitert werden kann. Dazu wurden die Stützen und damit auch die Gründung auf die maximalen Ausbaulasten ausgelegt, was einer maximalen Bemessungslast der Gründungspfähle von 6.850 kN entspricht.

3 Geologie

Der anstehende Baugrund im Rhonetal besteht aus einer Wechsellagerung von feinkörnigen, kompressiblen Schwemmablagerungen (Schluffe und Feinsande) und locker gelagerten, grobkörnigen Flussschottern (Kiese und Sande), siehe Abbildung 3-1. Oberflächennah stehen bis in eine Tiefe von ca. 10 m die oberen limnischen Ablagerungen (d1, Schluff mit Feinsand) an. Darunter liegen die oberen Rhoneschotter/-sande (c1) mit einer Mächtigkeit von ca. 5 m, welche auch als Grundwasserleiter dienen. Unter den oberen Rhoneschottern folgen die unteren limnischen Ablagerungen (d2). Deren Mächtigkeit liegt zwischen 5 und 10 m und kann lokal stark variieren. Tiefer stehen die unteren Rhoneschotter/-sande (c2) mit einer variablen Mächtigkeit von 2 bis 7 m an. Der maximale Grundwasserspiegel im langjährigen Mittel steht auf ca. 2,5 m unter der Geländeoberkante an.

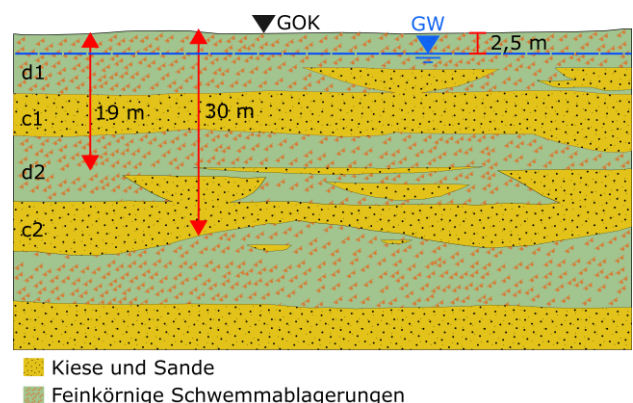


Abbildung 3-1: Geologischer Schichtaufbau: Wechsellagerungen feinkörniger Schwemmablagerungen (d1/d2) und grobkörniger Flussschotter (c1/c2).

In Abbildung 3-2 sind die Bodenkennwerte gemäß dem geologischen Gutachten angegeben. Aufgrund dieser Bodenkennwerte müssten die Bauwerkspfähle eine Länge von bis zu 45 m aufweisen.

Boden-schicht	γ [kN/m ³]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]	$q_{b,k}$ [kN/m ²]	E_S -Modul [MN/m ²]	k [m/s]
d1 / d2	19	32	5	30	800	5-21	10 E-6
c1 / c2	20	34	0	105	2.000	34-61	10 E-3

Abbildung 3-2: Bodenkennwerte aus dem geologischen Gutachten.

4 Versuchsaufbau

Um eine Optimierung der Gründung zu erreichen, wurde zunächst beschlossen, die Widerstandswerte gem. Abbildung 3-2 durch statische Pfahlversuche zu verifizieren. Besonders die Mantelreibung in der Schicht c1 erschien deutlich zu konservativ. Insgesamt wurden vier statische Pfahlversuche an separaten Versuchspfählen durchgeführt. Je zwei der Versuchspfähle wurden als Referenz ohne und zwei mit Mantelverpressung ausgeführt. Als Versuchspfähle wurden kleinere Pfähle mit Durchmesser 0,75 m und einer Länge von 19 m erstellt. Als Reaktionspfähle wurden vier Bauwerkspfähle mit Durchmesser 1,3 m und 36 m Länge verwendet. Zur Verlängerung der Reaktionspfähle über die GOK hinaus wurden Zementrohre als verlorene Schalung ausbetoniert. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 4-1 im Grundriss dargestellt.

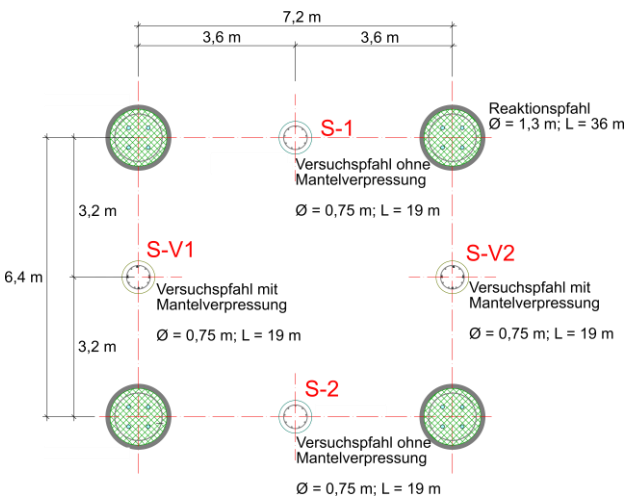


Abbildung 4-1: Situation Versuchsanordnung. S-V1 & S-V2: mit Mantelverpressung; S-1 & S-2: ohne Mantelverpressung.

Die Reaktionspfähle wurden im Kopfbereich zusätzlich mit vier GEWI-Stangen 63,5 mm mit einer Gesamtlänge von 6 m bestückt und bis 3,50 m über die GOK hinaus betoniert. Als Traverse für die Pressen auf den Versuchspfählen kamen drei mit angeschweißten Stahlblechen verstärkte HEB 1000

Profile zum Einsatz. Die Details des Versuchsaufbaus im Längsschnitt sind in Abbildung 4-2 dargestellt.

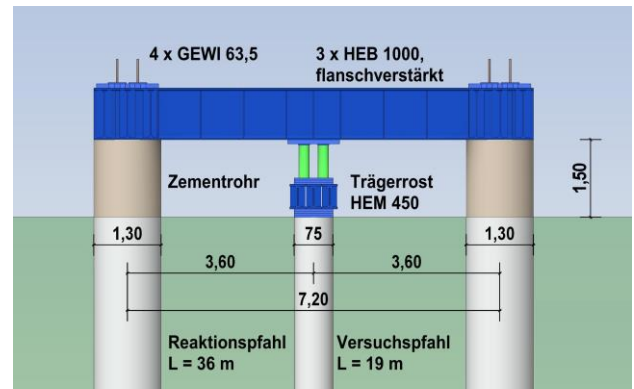


Abbildung 4-2: Traverse zur Lasteinleitung in die Reaktionspfähle. Oben: Planschnitt; Unten: Ausführung Baustelle.

Der Abbildung 4-3 können die verschiedenen Stellungen der Traverse für die Ausführung der Pfahlversuche entnommen werden. Durch die gewählte Anordnung konnte die Anzahl der Reaktionspfähle mit vier Stück geringgehalten werden.

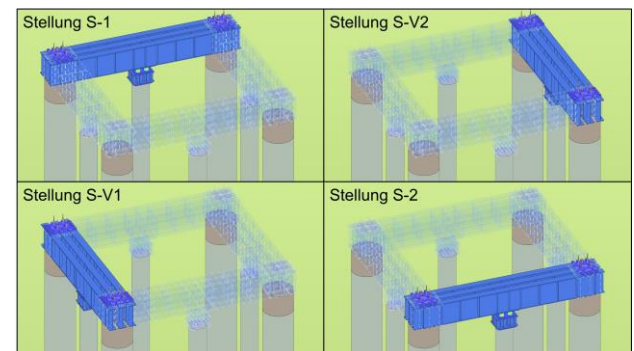


Abbildung 4-3: Stellungen der Traverse für die Ausführung der Pfahlversuche (3D Visualisierung).

In der Abbildung 4-4 sind die Abmessungen der Versuchs- und Reaktionspfähle mit dem geologischen Baugrundprofil dargestellt.

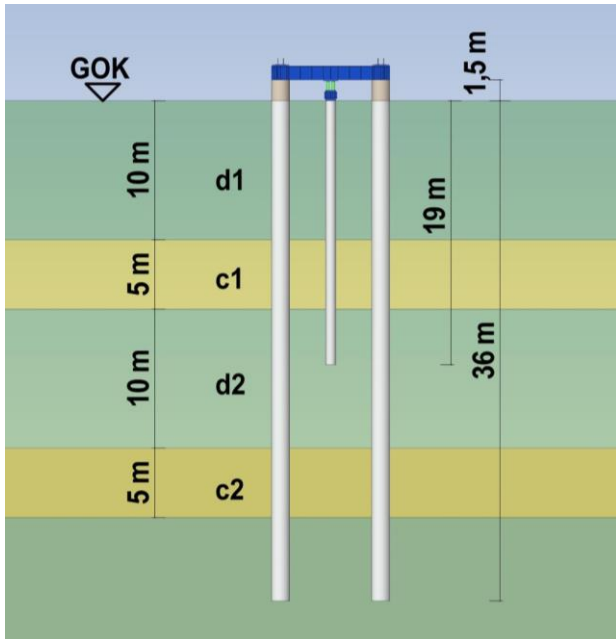


Abbildung 4-4: Abmessungen der Versuchs- und Reaktionspfähle im geologischen Profil.

5 Instrumentierung Versuchspfahl

Die Versuchspfähle wurden vertikal mit zwei diametral angeordneten faseroptischen Dehnungssensorkabeln (Glasfaser) ausgestattet. Damit können kontinuierliche Dehnungsverläufe über die Pfahlänge für die verschiedenen Laststufen gemessen werden. Unter Annahme eines konstanten E-Moduls im Pfahlbeton und mit Hilfe des Hook'schen Gesetzes $N = \varepsilon(x) \cdot E_c \cdot A$ kann die Normalkraftverteilung entlang des Pfahles ermittelt und damit Rückschlüsse auf die Lastabtragung entlang des Pfahlschafts gemacht werden (EA-Pfähle, Kap. 9.2.4.3). Im Querschnitt werden jeweils zwei Stränge angeordnet. Die Messung der Dehnung entlang der Glasfaserkabel erfolgt mit einer Technologie, welche auf der Rayleigh-Rückstreuung basiert. Diese Technologie bietet eine hohe örtliche Auflösung im Zentimeter-Bereich, womit ein detailliertes Dehnungsbild entlang der Glasfaser erstellt wird. Die Messung erfolgte mit einem sog. Optical Backscatter Reflectometer (OBR). Zur Übertragung der Dehnung aus dem Betonpfahl auf die faseroptischen Sensoren müssen Letztere schlupffrei in Kontakt mit dem Beton stehen. Da auf der Baustelle teilweise harsche Bedingungen vorliegen, ist ein behutsames Vorgehen durch den ausführenden Unternehmer mit der Instrumentierung zwingend notwendig. In Abbildung 5-1 ist die faseroptische Leitung sowie deren Schutzhüllen an den kritischen Stellen (z. B. Bewehrungsstoß) dargestellt.

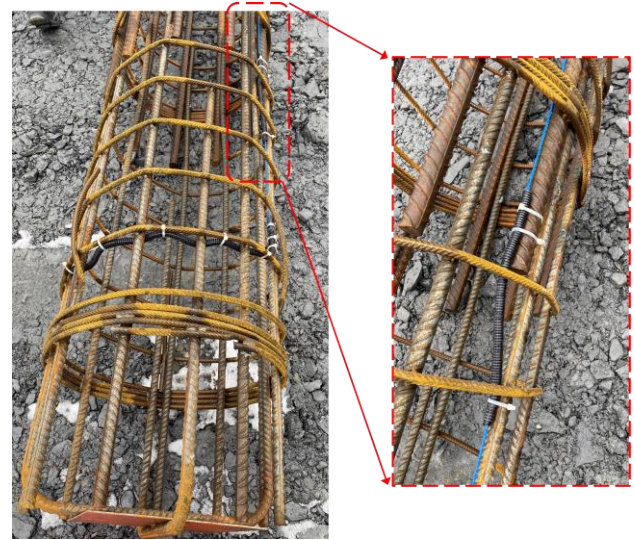


Abbildung 5-1: Faseroptisches Dehnungssensorkabel (blau) an Bewehrung fixiert und Schutzhülle (schwarz).

Die Vertikalverschiebung des Pfahlkopfes wurde am Versuchspfahl mittels zweier Feinmessuhren gemessen und gemittelt. Die Messbrücke wurde so angeordnet und gelagert, dass Einwirkungen aus der Umgebung keinen Einfluss auf die Messung haben. Die Vertikalverformung der Reaktionspfähle wurde mit einem Nivellement überprüft und in der Vertikalverschiebung der Versuchspfähle berücksichtigt. In Abbildung 5-2 ist die Instrumentierung am Kopf des Versuchspfahls dargestellt.



Abbildung 5-2: Feinmessuhr am Versuchspfahl zur Messung der Vertikalverschiebung.

6 Konzept Mantelverpressung

Zur Untersuchung einer möglichen Steigerung der Tragfähigkeit der Versuchspfähle wurde beschlossen, in der kiesigen Schicht c1 eine Mantelverpressung vorzunehmen. Die Mantelverpressung sollte einen besseren Verbund des Pfahlschafts mit der Kies-schicht und eine Vergütung des Bodens um den Pfahl herum erreichen (siehe Abbildung 6-1).

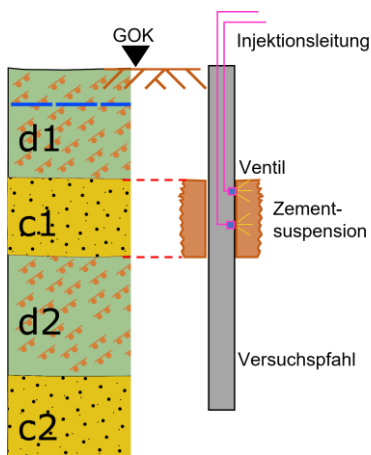


Abbildung 6-1: Prinzipskizze der Mantelverpressung in der Schicht c1 zur Steigerung der Pfahlmantelreibung.

Die Ausführung erfolgte mit einzelnen Injektionsleitungen, deren Enden alle 1,0 m über 6 Ebenen (Stützstellen) verteilt wurden. Pro Ebene wurden jeweils zwei Ventile angeordnet, und zwar alternierend jeweils in einer der beiden Hauptachsen des Pfahlquerschnittes. Damit wurde theoretisch pro Ventil eine spezifische Oberfläche von ca. 1.1 m² erreicht. Der geeignete Zeitpunkt für die Ausführung der Mantelverpressung ist der Beginn des Erhärtens des Pfahlbetons. Die Bewehrungsüberdeckung resp. Betondeckung wird durch Wasser, welches über die Ventile unter hohem Druck eingespeist wird, aufgesprengt (im vorliegenden Fall ca. 14 Stunden nach Fertigstellung der Pfahlbetonage). Anschließend wird durch die Verpressung der anstehende Boden vergütet und die verletzte Stelle am Pfahl mit Zementleim geschlossen. Die Bewehrung im Pfahl wird damit weiterhin vor Korrosion geschützt. Die Anordnung der Injektionsleitungen im Pfahlschnitt ist in der Abbildung 6-2 dargestellt.

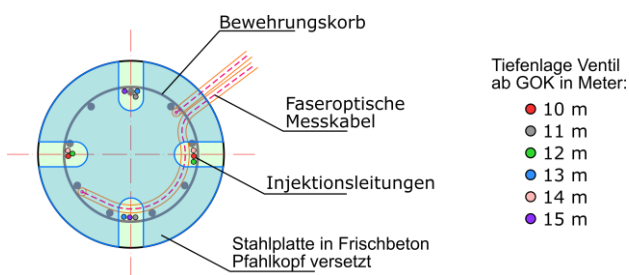


Abbildung 6-2: Pfahlschnitt mit Anordnung der Injektionsleitungen zur Mantelverpressung

In Abbildung 6-3 sind Impressionen zur Umsetzung der Mantelverpressung auf der Baustelle dargestellt.

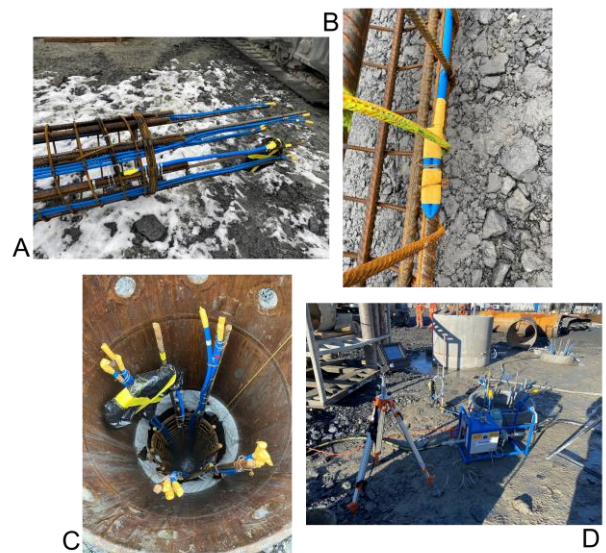


Abbildung 6-3: Umsetzung Konzept Mantelverpressung auf der Baustelle (A: Injektionsleitungen am Pfahlkopf; B: Ventil an Stützstelle; C: Einbau Bewehrungskorb inkl. Injektionsleitungen in der Verrohrung; D: Gerät für Messung und Aufzeichnung der Injektionsparameter).

Zur Sicherstellung der Qualität der Mantelverpressung wurden Injektionsparameter zu Beginn der Arbeiten (Injektionsmenge, Wartezeiten, Durchflussrate, Zementmenge, Fließmittel, W/Z, Pumpdruck und statischer Druck) seitens des geotechnischen Projektverfassers vorgegeben. Leider wurden diese nur beim Versuchspfahl S-V2 im Beisein der örtlichen Bauüberwachung befolgt. Beim zweiten Versuchspfahl mit Mantelverpressung S-V1 wurden die Parameter durch den ausführenden Unternehmer in Eigenregie geändert. Die daraus folgenden Auswirkungen auf die Mantelreibung werden im nächsten Kapitel erläutert.

7 Versuchsergebnisse

Alle statischen Pfahlversuche konnten erfolgreich bis zum Bruch durchgeführt werden. Als primäres Abbruchkriterium wurde das Verhältnis $s/D = 0,1$ berücksichtigt. Aufgrund der Anforderungen an die Setzungen des Gebäudes wurde für die Dimensionierung der Bauwerkspfähle nicht die Bruchkraft bei der maximalen Setzung, sondern die Versuchskraft bei ca. 40 mm ($s/D = 0,05$) Setzung angesetzt. Das Kriechverhalten wurde sekundär betrachtet und hatte lediglich einen hinweisenden Charakter (Bruch bei $k > 2$ mm).

Im Kraft-Setzungsdiagramm in Abbildung 7-1 sind die Verläufe der vier Versuchspfähle zusammengefasst. Die Versuchspfähle ohne Mantelverpressung weisen zueinander ein sehr ähnliches Tragverhalten auf. Sowohl die Traglast wie auch die Setzungen liegen in der gleichen Größenordnung. Lediglich auf

dem zweiten Entlastungsast (ab Bruchlast) weist der Pfahl S-1 ein steiferes Verhalten als Pfahl S-2 auf. Die maximale Last beträgt im Bruch $s = 0,1 D$ ca. 7 MN und bei $s = 40$ mm ca. 5,5 MN. Im Vergleich dazu weisen die Pfähle mit Mantelverpressung eine deutlich höhere Bruchlast von bis zu 8,5 MN auf. Zudem sind die Setzungswerte bei den gleichen Laststufen deutlich geringer. Die Differenz in der Setzung nimmt ab 30 mm stark nichtlinear zu. Im direkten Vergleich ist aus dem Diagramm ersichtlich, dass die Mantelverpressung bei den Versuchspfählen grundsätzlich zu einer Steigerung der Bruchlast bei einer gleichzeitigen Reduktion der Setzung geführt hat.

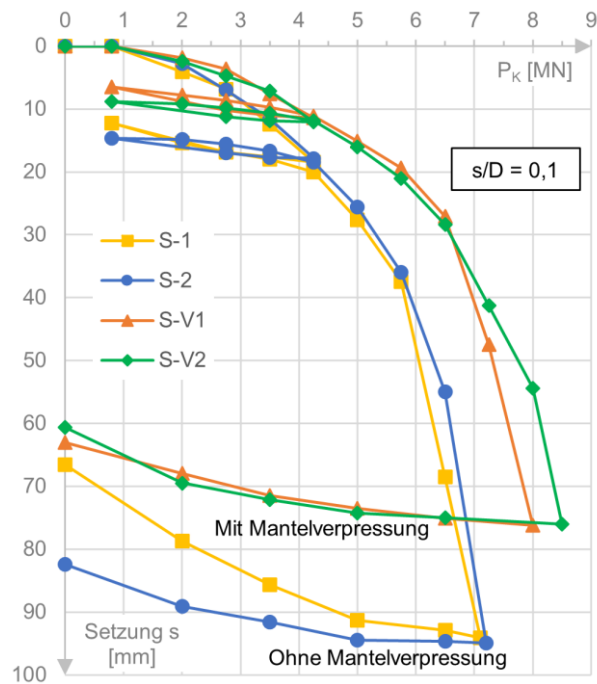


Abbildung 7-1: Kraft-Setzungsdiagramm Versuchspfähle ohne (S-1 und S-2) und mit Mantelverpressung (S-V1 und S-V2).

Der direkte Vergleich zwischen den beiden Versuchspfählen mit Mantelverpressung ist für die Laststufen 0 bis 5 MN in Abbildung 7-2 und von 5 MN bis 8,5 MN in Abbildung 7-3 dargestellt.

Im Bereich bis 5 MN weist der Pfahl S-V1 (Verpressung in Eigenregie Unternehmer) ein leicht besseres oder zumindest gleich gutes Lastsetzungsverhalten wie der Pfahl S-V2 auf.

Ab einer Setzung von ca. 30 mm zeigt sich ein unterschiedliches Last-Setzungsverhalten zwischen beiden mantelverpressten Pfählen. Der Pfahl mit der Mantelverpressung gem. Vorgabe Projektverfasser S-V2 weist bei höheren Laststufen deutlich geringere Setzungen im Vergleich zum Pfahl S-V1 auf. Hier ist das Verhältnis der Setzungen bei beiden Pfählen stark nichtlinear ab der Kraftstufe 6,5 MN.

Der Einfluss der Qualität der Mantelverpressung auf die Tragfähigkeit des Pfahles ist im vorliegenden Fall relativ deutlich. Grundsätzlich bestätigen die

Versuche, dass das Setzungsverhalten auf kleinen Laststufen in etwa gleich ist und der Unterschied erst ab höheren Laststufen erkennbar wird. Beim Pfahl S-V1 beträgt die Bruchlast 8 MN bei einer zugehörigen Setzung von 75 mm. Beim Pfahl S-V2 konnte bei der gleichen Grenzsetzung dagegen eine Last von 8,5 MN aufgebracht werden.

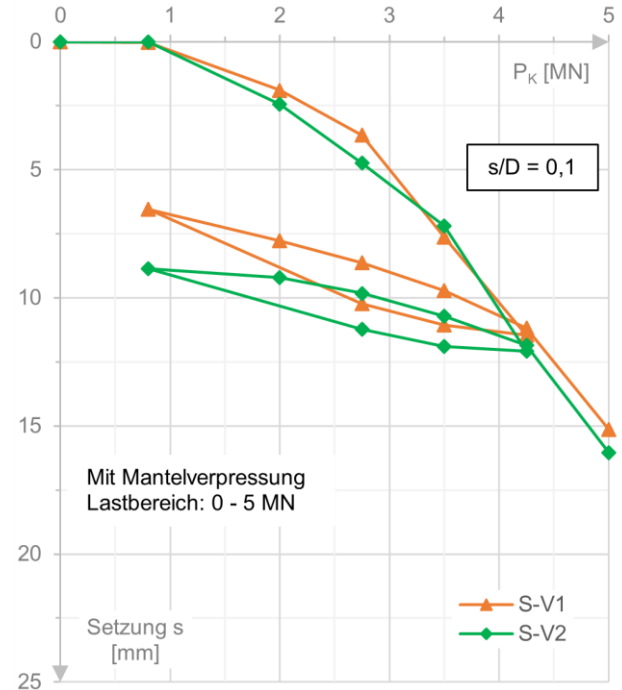


Abbildung 7-2: Kraftsetzungsdiagramm Versuchspfähle mit Mantelverpressung Laststufen bis 5 MN.

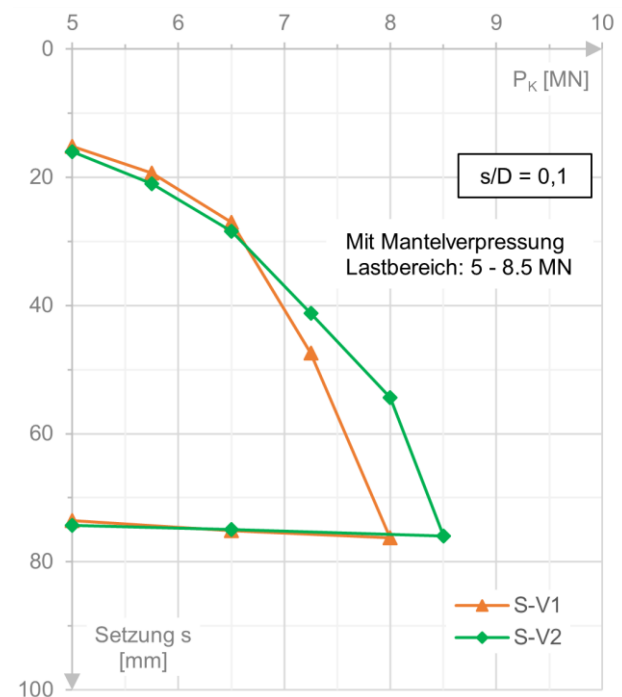


Abbildung 7-3: Kraftsetzungsdiagramm Versuchspfähle mit Mantelverpressung Laststufen von 5 bis 8,5 MN.

In Abbildung 7-4 ist exemplarisch das Zeit-Setzungsdiagramm (Kriechmaß) für den Pfahl S-2 ohne Mantelverpressung dargestellt. Es ist gut zu erkennen, dass bis zur Kraftstufe 5 MN das Kriechmaß ≤ 2 mm beträgt. Bei der Kraftstufe 5,75 MN tritt der Bruch bei ca. 40 mm Setzung ($s/D = 0,05$) auf. Bei der absoluten Bruchlast mit $s/D = 0,1$ liegt das Kriechmaß deutlich über 10 mm.

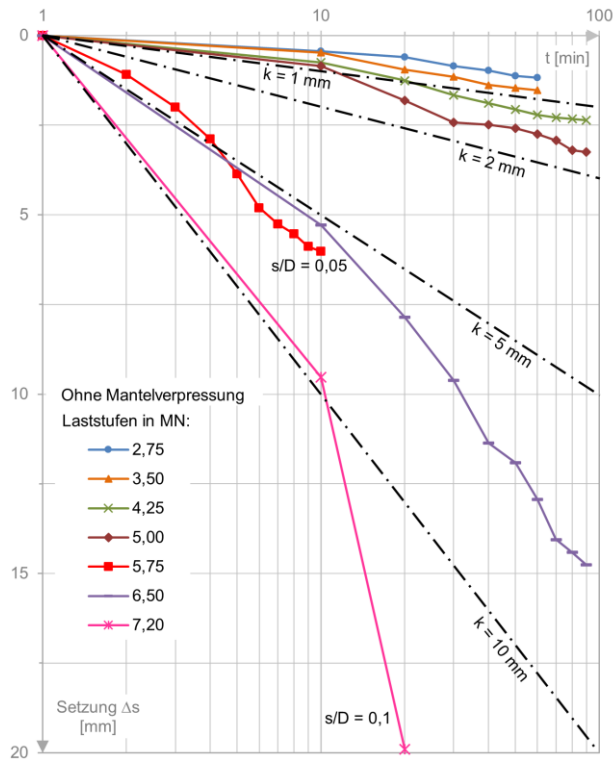


Abbildung 7-4: Kriechdiagramm Pfahlversuch S-2 ohne Mantelverpressung.

8 Ableitung Mantelreibung $q_{s,k}$ und Spitzendruck $q_{b,k}$

Mit den aus der faseroptischen Messung erhaltenen Dehnungen kann unter der Annahme eines linear elastischen Materialverhaltens, eines konstanten E-Moduls und eines konstanten Querschnitts, der Normalkraftverlauf in den Versuchspfählen ermittelt werden. In Abbildung 8-1 ist der Verlauf der Normalkraft für den Versuchspfahl S-2 ohne Mantelverpressung beispielhaft wiedergegeben. Die gemessene Normalkraft kann mit drei linearen Abschnitten idealisiert werden, die zum Schichtverlauf im Untergrund passen. Die Neigung der linearen Abschnitte entspricht dem Widerstand am Pfahlschaft. Es zeigt sich, dass wie erwartet die Neigung im Bereich der Kiesschicht (c1) am steilsten und somit die Mantelreibung dort am größten ist. Es zeigt sich ebenfalls, dass bei der betrachteten Laststufe ($s/D = 0,05$) die Pfähle fast ausschließlich als Mantelreibungspfähle tragen, da am Pfahlfuß lediglich ein Spitzenwiderstand von ca. 240 kN abgetragen wird. Dies entspricht etwa nur

5 % der Gesamtlast. Die Kraftabtragung in der limnischen Seeablagerung d1 ist entgegen den Erwartungen deutlich grösser ausgefallen. Die daraus abgeleitete Mantelreibung ist um den Faktor 4 größer als durch das geologische Gutachten vorgegeben.

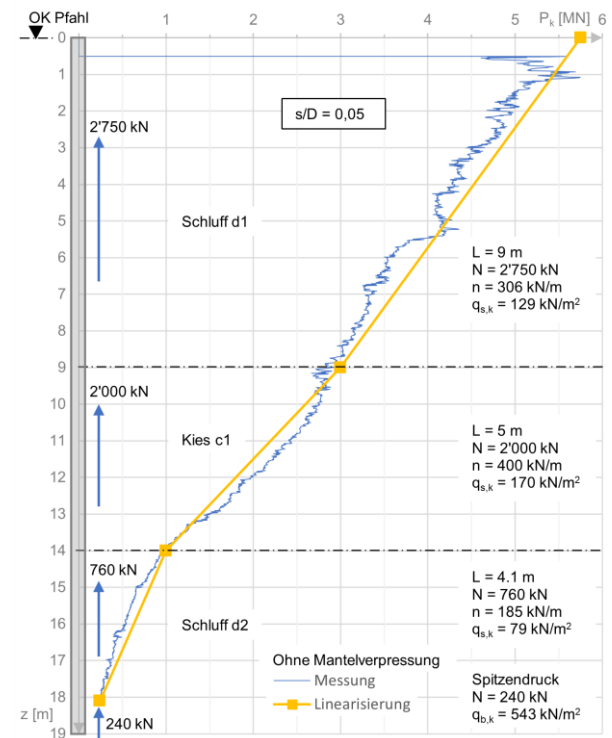


Abbildung 8-1: Normalkraftverlauf Versuchspfahl S-2 auf Basis der faseroptischen Dehnungsmessungen.

In Abbildung 8-2 sind die Normalkraftverläufe der Pfähle S-2 ohne und S-V1 mit Mantelverpressung beispielhaft gegenübergestellt. Die linearisierten Normalkraftabschnitte in den Schichten d1 und d2 der Versuchspfähle S-2 und S-V1 liegen parallel zueinander. Bei beiden Pfählen wird in den Schichten d1 und d2 jeweils gleich viel Kraft abgetragen. Die positive Auswirkung der Mantelverpressung auf das Tragverhalten des Pfahls S-V1 lässt sich sehr gut anhand des steileren Normalkraftverlaufs in der Schicht c1 erkennen. In der vergüteten Schicht c1 kann der Versuchspfahl S-V1 eine zusätzliche Last von 1,3 MN abtragen und damit die Gesamttraglast auf 7,2 MN beim Abbruchkriterium $s/D = 0,05$ steigern.

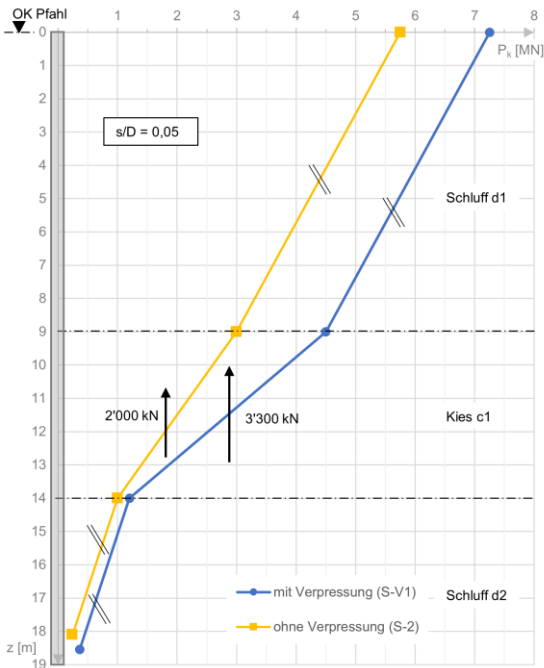


Abbildung 8-2: Vergleich Normalkraftverläufe der Versuchspfähle S-2 ohne Mantelverpressung und S-V1 mit Mantelverpressung.

Zur Ermittlung der Normalkraftverteilung anhand der gemessenen Dehnungen wurde die theoretische Querschnittsfläche berücksichtigt. Der E-Modul des Betonpfahls wurde zwischen 20 und 25 MPa so gewählt, dass die Kraft am Kopf mit der jeweiligen Laststufe korrespondiert (Rückrechnung). Teilweise zeigt der rückgerechnete Normalkraftverlauf aus den Dehnungsmessungen Auffälligkeiten (siehe Abbildung 8-3) auf. Diese werden auf lokale Änderungen im E-Modul oder auf Imperfektionen im Querschnitt (Ausbuchtungen oder Einschnürungen) zurückgeführt. Sofern die Auffälligkeit nur lokal auftritt und der Zwischenbereich einfach linearisiert werden kann, wurde dies bei der Ermittlung der Mantelreibung vernachlässigt. Bei solchen Auffälligkeiten ist es wichtig, den Messverlauf mit dem beauftragten Messspezialist zu überprüfen und die Ergebnisse zu plausibilisieren.

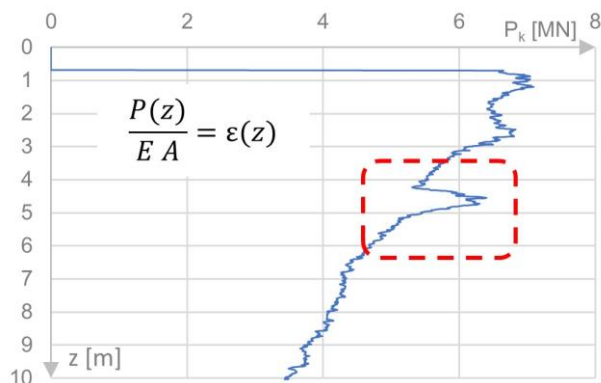


Abbildung 8-3: Auffälligkeit in der Messung.

In Abbildung 8-4 ist die Entwicklung der Normalkraft über den Pfahlschaft für die Laststufen von 4,25 MN bis zum Bruch mit einer Last von 7,2 MN für den Versuchspfahl S-2 abgebildet. Vor allem in der kiesigen Schicht c1 ist zu erkennen, dass sich die abgetragene Normalkraft und die damit einhergehende Mantelreibung dem Grenzwert annähert. Die Normalkraftverteilung im Bruchzustand ($s/D = 0,1$) ist in Rot dargestellt. Die der konservativen Bemessung zugrunde gelegte Normalkraftverteilung bei einem Grenzwert der Setzung von $s/D = 0,05$ entspricht der violetten Kurve.

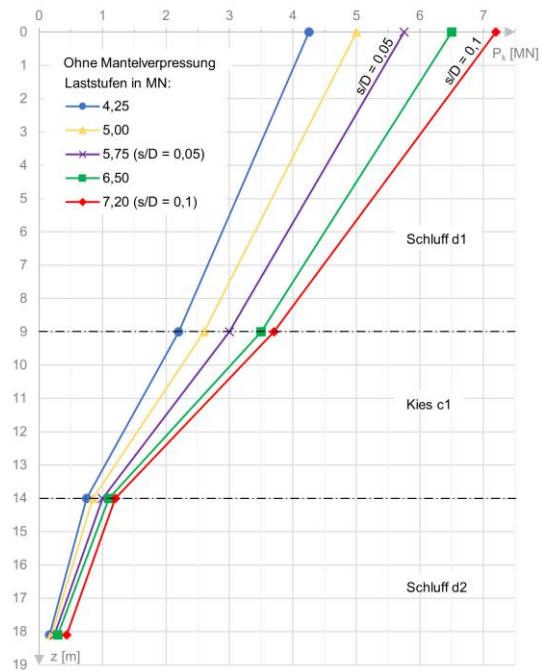


Abbildung 8-4: Entwicklung Normalkraft entlang des Pfahlschafts von der Laststufe 4,25 MN bis zum Bruch mit 7,2 MN für den Versuchspfahl S-2.

Wie bereits erwähnt, zeigt die Normalkraftverteilung, dass es sich beim Versuchspfahl um einen schwimmenden Pfahl handelt, da der größte Teil der Kraftabtragung über den Schaft erfolgt. Dieses Verhalten erscheint auf Basis der anstehenden Geologie als plausibel. Eine größere Entfaltung des Spitzendrucks ist aufgrund der geringen Steifigkeit der Schluffschicht d2 am Pfahlfuß kaum möglich (ohne dass der Pfahl größere Setzungen über $s/D = 0,1$ erfährt). Eine während dem Bohrvorgang hervorgerufene Auflockerung der Bohrlochsohle durch hydraulischen Grundbruch kann ausgeschlossen werden, da die Bohrung unter Berücksichtigung einer Wasserauflast durchgeführt wurde. Zudem wurde zwischen dem Endaushub und der Betonage eine Wartezeit von ca. 12 Stunden eingehalten, damit die im Bohrwasser befindlichen Schwebstoffe sich auf der Sohle absetzen und anschließend mit einem Bohreimer entfernt werden konnten.

9 Auswertung

Wie bereits in Kapitel 7 erwähnt, konnten die Pfähle mit Mantelverpressung eine höhere Bruchlast erzielen als diejenigen ohne Mantelverpressung. In Abbildung 9-1 sind die rechnerisch ermittelten Mantelreibungswerte für die jeweiligen Schichten der Versuchspfähle mit und ohne Mantelverpressung zusammengefasst. Als Bruchwert wurde das Kriterium $s/D = 0,05$ berücksichtigt. Die Mantelreibung der Schicht d1 konnte dank des Versuchs um den Faktor 4 und in der Schicht c1 um einen Faktor von 1,6 gesteigert werden.

Die Steigerung der Mantelreibung durch die Verpressung in der Schicht c1 ist mit einem Faktor von 1,6 bzw. $1,6 \cdot 1,2 = 1,9$ gegenüber dem Versuchswert ohne Mantelreibung ebenfalls sehr markant.

Zu Vergleichszwecken sind in Abbildung 9-1 ebenfalls die Mantelreibungswerte im Bruch bei $s/D = 0,1$ dargestellt. Eine weitere Steigerung der Mantelreibung lässt sich vor allem in den Bodenschichten d1 und c1 erkennen.

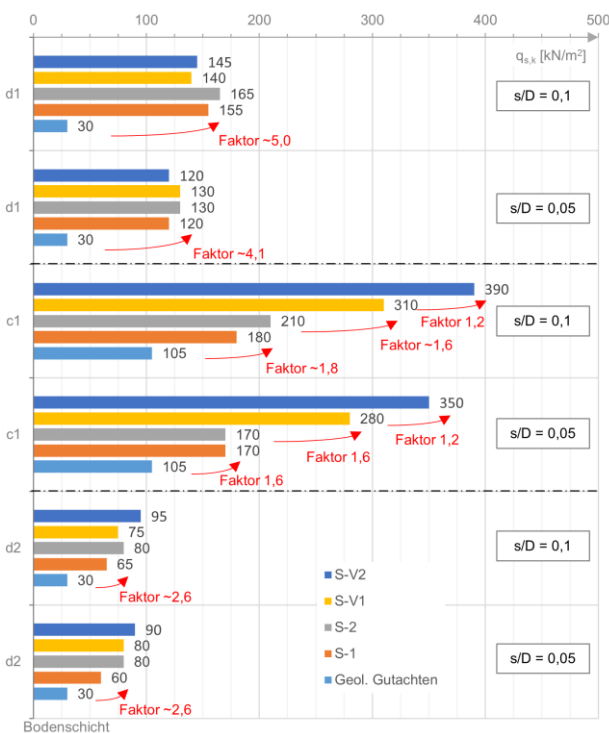


Abbildung 9-1: Vergleich Mantelreibung je Schicht aus den Pfahlversuchen S-1, S-2, S-V1 und S-V2 im Bruchzustand $s/D = 0,05$ und $s/D = 0,1$.

Die Abbildung 9-2 zeigt die schlussendlich für das Projekt angesetzten, charakteristischen Mantelreibungswerte sowie den Spitzenwiderstand für die Schicht d2 im Bruchzustand $s/D = 0,05$.

Schicht	Mantelreibung $q_{s,k}$ [kN/m²]	Spitzenwiderstand $q_{b,k}$ [kN/m²]	Bemerkung
d1 Obere limnische Ablagerung (Schluff)	120*		$s/D = 0,05$
c1 Obere Rhoneschotter (Kies)	170*		$s/D = 0,05$
d2 Untere limnische Ablagerung (Schluff)	60*	600*	$s/D = 0,05$

*Werte Mantelreibung und Spitzenwiderstand bei einer Gesamtsatzung von $s = 40$ mm.

Abbildung 9-2: Effektive Pfahlwiderstände (ohne Mantelverpressung) auf Basis der Pfahlversuche im anstehenden Baugrund.

10 Fazit

Die durchgeführten Pfahlversuche konnten aufzeigen, dass die tatsächlichen Mantelreibungswerte generell für alle angetroffenen Bodenschichten deutlich höher als die im geologischen Gutachten angegebenen Werte liegen. Bei den Bauwerkspfählen ohne Mantelverpressung konnten die Baukosten (Arbeit und Material) damit deutlich reduziert werden.

Des Weiteren haben die Versuche aufgezeigt, dass die Tragfähigkeit der Pfähle mit Mantelverpressung von der Qualität der Injektionsarbeit abhängig ist. Bei der Injektionsarbeit gibt es viele Stellschrauben, welche in situ jeweils an die angetroffene Situation angepasst werden müssten. Auf der Baustelle hätte dies eine permanente Baubegleitung zur Sicherstellung der Qualität der Mantelverpressung (Überwachung und Dokumentation) zur Folge gehabt. Dadurch wäre der Kontrollaufwand der Bauleitung sehr hoch. Zudem muss das ausführende Unternehmen über ein gewisses Know-How in der Ausführung von Verpressungen verfügen. Da der Bauherr eine solide und robuste Lösung wünschte, wurde für die Bauausführung die Variante ohne Mantelverpressung gewählt. Die Pfahlarbeiten konnten erfolgreich abgeschlossen und das Baufeld dem Folgeunternehmer pünktlich übergeben werden.

Hinsichtlich der Pfahlversuche wäre für zukünftige Projekte zu beurteilen, ob am Kopf und am Fuß des Pfahles je eine Kraftmessdose angeordnet werden sollte. Damit könnten zumindest die Kräfte an den beiden Extremitäten direkt gemessen und die Normalkraftverteilung aus der Dehnungsmessung verifiziert werden. Aufgrund der langen Lieferfrist von bis zu 10 Wochen musste bei den vorliegenden Versuchen auf die Messdosens verzichten. Es ist empfehlenswert, den Betonquerschnitt über die ganze Pfahlhöhe mittels Temperaturmesskabeln zu ermitteln und damit eine Rückschlussmöglichkeit bei Anomalien im Normalkraftverlauf zu ermöglichen.

Literaturverzeichnis

Empfehlung des Arbeitskreises "Pfähle", 2. Auflage (2012). Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.