

Abschlussbericht zum Forschungsvorhaben

**„Entwicklung und Erprobung eines in der Rohrleitung
geführten Verdichtungsgerätes zur optimierten,
wirtschaftlichen und schadensfreien Verlegung
von Abwasserleitungen und -kanälen aus Kunststoff“**

IV–9–0423C0

**im Auftrag des Ministeriums für Umwelt und Naturschutz,
Landwirtschaft und Verbraucherschutz
des Landes Nordrhein-Westfalen**

Projektbeteiligte:

Prof. Dr.-Ing. Dietrich Stein, Ruhr-Universität Bochum

Dipl.-Ing. Rouwen Homringhaus, Tracto-Technik

Dipl.-Ing. Ansgar Brauer, Visaplan GmbH

Dipl.-Ing. Christoph Bennerscheidt, IKT

Dipl.-Ing. Matthias Neumann, Gemeinde Möhnensee

Dipl.-Ing. Jan Strozyk, Stein & Partner GmbH

Bochum, im April 2007

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung.....	7
1.1	Einführung	7
1.2	Offene Bauweise – Stand der Technik	9
1.2.1	Biegeweiche Rohre	13
1.3	Problemstellung.....	17
1.4	Forschungsprogramm	20
1.4.1	Zielstellung.....	20
1.4.2	Arbeitsprogramm.....	20
1.4.3	Projektpartner.....	21
2	Auswertung von Schadensfällen an Abwasserleitungen und -kanälen aus Kunststoffrohren.....	25
2.1	Einführung	25
2.2	Auswertung von Schadensarten und Schadenshäufigkeiten.....	25
2.2.1	Lageabweichung	27
2.2.2	Verformung	28
2.2.3	Risse	30
2.3	Auswertung von Schadensfällen einer Baumaßnahme in der Stadt Meinerzhagen	31
2.3.1	Verformungsmessung	32
2.3.2	Bodenuntersuchungen	32
2.3.3	Bewertung der Schadensfälle	34
3	Anforderungen an den Innenverdichter.....	37
3.1	Bautechnische Anforderungen an die Verdichtung.....	37
3.2	Verfahrensabhängige Anforderungen.....	38
3.3	Maschinentechnische Anforderungen	38
4	Entwicklung, Konstruktion und Fertigung des Verdichtungsgerätes.....	39
4.1	Umsetzung der Anforderungen	39

4.2	Einführende Tests zur Überprüfung der Einsatzmöglichkeit des Innenverdichters.....	41
4.3	Funktionstest des Verdichtungsgerätes und Schwingungsmessungen am gedämpften und ungedämpften PE-HD-Rohr	46
4.4	Fazit.....	54
5	Modellentwicklung bezüglich der Rohrstatik unter Berücksichtigung verschiedener Einflussparameter	55
5.1	Zielsetzung	55
5.2	Erkenntnisse aus der Literatur zur Rüttelverdichtung.....	55
5.2.1	Theorie der dynamischen Verdichtung.....	56
5.2.2	Einflüsse auf die Verdichtung.....	58
5.2.3	Wirkungsweise (Erklärungsversuche).....	59
5.3	Finite Elemente Methode zur Lösung der bodenmechanischen Fragestellungen.....	60
5.3.1	Auswahl der Software	60
5.3.2	Linear elastisches Modell.....	61
5.3.3	Nicht-lineares elastisches Modell.....	62
5.3.4	Mohr-Coulomb-Modell.....	62
5.3.5	Drucker-Prager-Modell.....	63
5.3.6	Modifiziertes cam-clay-Modell.....	65
5.3.7	Hardening-Soil-Modell.....	67
5.3.8	Fazit zur Auswahl des geeigneten Programmsystems.....	68
5.4	Beschreibung von Plaxis	70
5.4.1	Allgemeines.....	70
5.4.2	Eine detaillierte Beschreibung des Hardening-Soil-Modells.....	70
5.5	Implementierung des Verdichtungsvorganges in das Berechnungsmodell .	81
5.5.1	Vorgehensweise.....	81
5.5.2	Aufbau des theoretischen Modells	81
5.5.3	Kalibrierung am Referenzmodell.....	87
5.5.4	Kalibrierung an Varianten des Referenzmodells	89
5.5.5	Verallgemeinerung und Berechnung weiterer Varianten.....	90
5.6	Fazit.....	91

6	Laborversuche im Institut für Unterirdische Infrastruktur (IKT)	93
6.1	Versuchsaufbau.....	93
6.2	Untersuchungsprogramm	97
6.2.1	Lageänderungen des Rohrstrangs.....	99
6.2.2	Setzungsmessungen.....	101
6.2.3	Druckfolienmessungen.....	101
6.2.4	Bodenuntersuchungen (Laborversuche)	105
6.2.5	Dynamische Plattendruckversuche	120
6.3	Versuchsergebnisse	121
6.3.1	Versuch 1	121
6.3.2	Versuch 2	127
6.3.3	Versuch 3	133
6.3.4	Versuch 4	139
6.3.5	Versuch 5	145
6.3.6	Versuch 6	151
6.3.7	Versuch 7	155
6.3.8	Versuch 8	160
6.3.9	Versuch 9	165
6.3.10	Versuch 10	172
6.4	Zusammenfassung der Versuchsergebnisse	180
6.4.1	Versuchsreihe A.....	180
6.4.2	Versuchsreihe B.....	190
7	Erprobung des Innenverdichters auf Pilotbaustellen	199
7.1	Allgemeines.....	199
7.2	Pilotbaustelle „Linkstraße“	200
7.2.1	Vergabe der Bauleistungen.....	201
7.2.2	Durchführung der Baumaßnahme.....	201
7.2.3	Baubegleitendes Messprogramm.....	206
7.3	Pilotbaustelle „Griesenbrink“	214
7.3.1	Vergabe von Bauleistungen	215
7.3.2	Durchführung der Baumaßnahme.....	215
7.3.3	Einziehtechnik.....	217

7.3.4	Baubegleitendes Messprogramm.....	222
8	Zusammenfassung	229
9	Literatur	233

Anlagen auf CD:

- Anlage 1 Statische Modellentwicklung - Ergebnisse der FEM-Berechnungen
- Anlage 2 Laborversuche - Ergebnisse der Rammsondierungen
- Anlage 3 Feldversuche - Bodenmechanische Labor- und Feldversuche; Pilotbaustelle „Linkstraße“
- Anlage 4 Bodenmechanische Labor- und Feldversuche; Pilotbaustelle „Griesenbrink“

1 Einleitung

1.1 Einführung

Wie der aktuellen Umfrage der DWA [1] entnommen werden kann, dominieren in der Bundesrepublik Deutschland Steinzeug- sowie Beton- und Stahlbetonrohre in öffentlichen Kanalisationen mit einem Längenanteil von 40 % bzw. 46 % (bezogen auf Nennweite kleiner DN 800).

Rohre aus Kunststoff sowie Rohre aus z.B. duktilem Gusseisen und Polymerbeton werden noch nicht so lange eingesetzt, so dass ihr Anteil heute noch vergleichsweise gering ist.

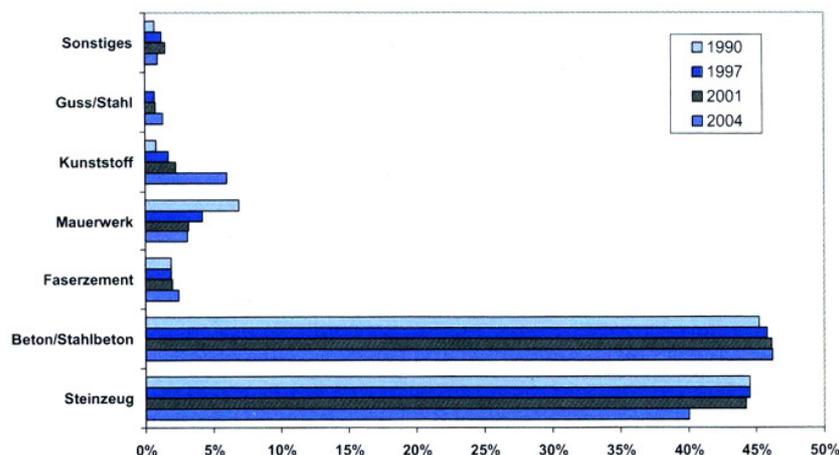


Bild 1.1.: Werkstoffverteilung in Entwässerungssystemen der Bundesrepublik Deutschland von 1990 bis 2004 [1]

Aus dem Vergleich der Umfrageergebnisse bzgl. der Werkstoffanteile in den bundesdeutschen Kanalisationen ist ersichtlich, dass der Anteil von Kunststoffrohren jährlich ständig zunimmt (s. Bild 1.1).

Dieser Trend wird sich ganz sicher vor dem Hintergrund einer zunehmenden Regenwasserversickerung bzw. eines abnehmenden Abwasseraufkommens und damit einer Verschiebung zu kleineren Nennweitenbereichen hin fortsetzen. Darüber hinaus ist davon auszugehen, dass in noch nicht erschlossenen Bereichen außerhalb der Ballungszentren bzw. in ländlichen Gebieten mit vergleichsweise großen, spezifischen Kanallängen kostengünstige Alternativen gesucht werden müssen, wie z.B.

Druck- oder Unterdruckentwässerungsverfahren, bei denen häufig Kunststoffrohre in Verbindung mit mechanisierten Verlegeverfahren zur Anwendung kommen.

Als Ursache für diese Entwicklung werden vom Kunststoffrohrverband e.V. folgende Vorteile bei der Verwendung von Kunststoffrohren genannt [2]:

- Geringes Gewicht (Transport, Handling ohne schweres Gerät); Als Stangen- oder Rollenware lieferbar
- Speziell bei PVC (Polyvinylchlorid): Hohe Härte und Formstabilität sowie Beständigkeit gegen Säuren, Laugen, Alkohole, Öle, Fette, aliphatische Kohlenwasserstoffe und Benzin
- Speziell bei PE: Hohe Flexibilität und hohe Zähigkeit auch bei tiefen Temperaturen, Beständigkeit gegen Säuren, Laugen und schwache Lösungsmittel.
- Hydraulisch glatte Werkstoffe (weniger Ablagerungen, weniger Reinigungsaufwand, kleinere Nennweite als bei deutlich raueren Rohren möglich)
- Einfaches Ablängen und Anpassen an örtliche Situationen (großer Biegeradius)
- Einsetzbar im Zusammenhang mit maschineller Verletechnik (z.B. Rohrflug-, Fräsverfahren)

In Kanalisationen eingesetzte Kunststoffrohre werden vornehmlich aus PE, PP, PVC-U sowie GFK (UP-GF) mit unterschiedlichen Wandkonstruktionen (Vollwand-, Mehrschicht-, Profilmwandsysteme) hergestellt und sind für die verschiedensten Leitungstypen und Anwendungsfälle (z.B. Abwasser-, Gas-, Wasserleitungen, Kabelschutzrohre) genormt bzw. bauaufsichtlich zugelassen.

Kunststoffrohre für Abwasserleitungen und -kanäle werden verlegt:

- in offener Bauweise [3] [4]
- in geschlossener Bauweise, d.h. mit Verfahren des grabenlosen Leitungsbaus durch Vortrieb (Einpressen, Einschieben und Einziehen) von Leitungen [5].
- mittels Fräs- und Pflugverfahren [6].

Gegenstand der nachfolgenden Ausführungen ist die Verlegung von Kunststoffrohren in offener Bauweise.

1.2 Offene Bauweise – Stand der Technik

In der Bundesrepublik Deutschland werden Abwasserleitungen und -kanäle überwiegend in der offenen Bauweise, d.h. durch Ausheben eines Grabens, Verlegen der Leitung im Schutze einer Böschung oder eines Verbaues und anschließendes Verfüllen des Grabens, hergestellt (Grabenleitung). Die wichtigsten Regelwerke für den Bau von Kanälen in offener Bauweise sind die DIN EN 1610 „Technische Regeln für die Bauausführung von Abwasserleitungen und -kanälen“ [7] und das ATV-DVWK A 139 [8].

Durch den Grabenaushub ergeben sich unterschiedliche Baugrundzonen und zwar der anstehende Boden sowie der gestörte Baugrund im Bereich des Grabenquerschnittes bzw. in der Dammschüttung. Die Abmessungen des gestörten Baugrundbereiches werden durch die Grabentiefe und -breite bestimmt. Im Querschnitt selbst unterscheidet man zwischen der Leitungszone und der Hauptverfüllung (Bild 1.2). Die Leitungszone umfasst die Bereiche der Bettung, der Seitenverfüllung und der Abdeckung.

In DIN EN 1610 [7] sind die o.g. Begriffe wie folgt definiert:

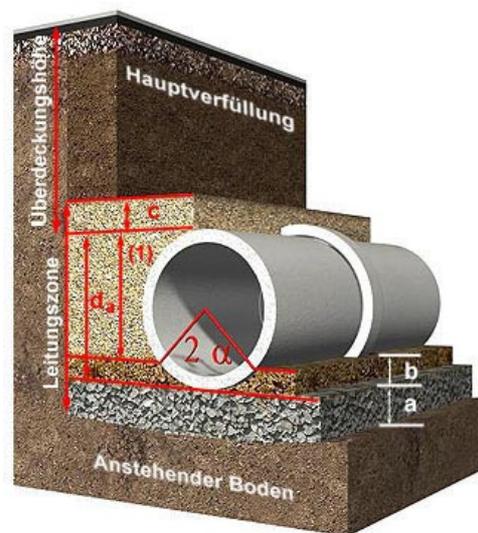
Als **Bettung** wird der Bereich zwischen Grabensohle und der durch den Auflagerwinkel gegebenen Höhe am Rohrumfang bezeichnet, wobei zwischen der oberen und unteren Bettungsschicht unterschieden wird. Bei direkter Auflagerung auf gewachsenem Boden (Bettung Typ 2 bzw. Typ 3) bildet dieser die untere Bettungsschicht. Für die Regelausführung (Bettungstyp 1) gibt DIN EN 1610 [7] eine Mindestdicke (gemessen unter dem Rohrschaft) für den Bereich der unteren Bettung mit $a = 100$ mm und bei Fels oder festgelagerten Böden mit $a = 150$ mm an. Baustoffe für die Bettung sollten keine Bestandteile enthalten, die größer sind als

- 22 mm bei $\leq \text{DN/ID } 200$
- 40 mm bei $200 < \text{DN/ID} \leq 600$.

Die **Seitenverfüllung** ist die seitliche, von der Bettung bis zur Abdeckung reichende Verfüllung der Leitungszone (Material zwischen Bettung und Abdeckung).

Die Dicke der **Abdeckung** (Schicht aus Verfüllmaterial unmittelbar über dem Rohrscheitel) sollte im Regelfall 300 mm, mindestens aber 150 mm über dem Rohrschaft bzw. 100 mm über der Rohrverbindung betragen [2].

Die Herstellung der Leitungszone und der Hauptverfüllung sowie das Entfernen des Verbaus müssen so ausgeführt werden, dass die Tragfähigkeit der Rohrleitung den Planungsanforderungen mindestens entspricht.



Anmerkungen:

- b = $k \cdot d$ mit $k \geq 0$, wobei
- a = Dicke der unteren Bettungsschicht
- k = b/d
- d_a = Rohraußendurchmesser
- b = Dicke der oberen Bettungsschicht und nicht, wie in DIN 4124, die Mindestgrabenbreite
- c = Dicke der Abdeckung
- (1) = Seitenverfüllung

Bild 1.2: Baugrundzonen bei der Verlegung von Abwasserleitungen und -kanälen in offener Bauweise (Bettung Typ 1 – Regelausführung nach ATV-DVWK-A 139 [8] bzw. DIN EN 1610 [7], für Kunststoffrohre gilt nach ATV-DVWK-A 127 [9] für die Berechnung: $2 \alpha = 180^\circ$)

Beim Einbau des Bodens in der Leitungszone sollten gemäß DIN EN 1610 [7]/ ATV-DVWK-A 139 [8] folgende Anforderungen eingehalten werden:

- Richtung und Höhenlage der Rohrleitung dürfen nicht verändert werden.
- Die obere Bettungsschicht ist sorgfältig einzubauen, um sicherzustellen, dass die Zwickel unter dem Rohr mit verdichtetem Material verfüllt sind.

Das Bettungsmaterial ist beiderseits der Rohrleitung gleichmäßig in Lagen anzuschütten und sorgfältig zu verdichten. Schütthöhe, Material und das zum Einsatz kommende Verdichtungsgerät sind aufeinander abzustimmen. Die Verdichtung muss

mit den Angaben in der statischen Berechnung für die Rohrleitung übereinstimmen. Der erforderliche Verdichtungsgrad ist nach der jeweiligen gerätespezifischen Vorschrift (Verdichtungsgeräte) zu prüfen oder, falls erforderlich, durch Messung nachzuweisen [7].

Der Einbau von Seitenverfüllung und Hauptverfüllung darf erst vorgenommen werden, wenn die Rohrverbindungen und die Bettung zur Aufnahme von Lasten bereit sind. Im Bereich der Seitenverfüllung darf nur von Hand oder mit leichten Verdichtungsgeräten verdichtet werden. Die in DIN EN 1610 [7] angegebenen Grabenbreiten sind Mindestwerte, die beim Einsatz von Verdichtungsgeräten für die Verdichtung der Seitenverfüllung u.U. in Abhängigkeit vom Gerät entsprechend vergrößert werden müssen [7,8].

Die Verdichtung der Abdeckung direkt über dem Rohr darf nur mit Handstampfern oder mit geeigneten leichten Verdichtungsgeräten ausgeführt werden. Die Wahl des Verdichtungsgerätes, die Zahl der Verdichtungsdurchgänge und die zu verdichtende Schichtdicke sind abzustimmen auf das zu verdichtende Material und die einzubauende Rohrleitung. Schütthöhe und Anzahl der Übergänge sind ATV-DVWK-A 139 [8] zu entnehmen (s. Tabelle 1.1). Sie können je nach Bodenzustand in der Praxis über- oder unterschritten werden und stellen somit nur Anhaltswerte dar. Genaue Werte sind durch Probeverdichtungen festzustellen [7,8].

Tabelle 1.1: Bodenverdichtung, Schütthöhen und Zahl der Übergänge gemäß ATV-DVWK-A 139 [8]

Geräteart		Dienstgewicht [kg]	Verdichtbarkeitsklassen								
			V 1 *)			V 2 *)			V 3 *)		
			Eignung	Schütthöhe [cm]	Zahl der Übergänge	Eignung	Schütthöhe [cm]	Zahl der Übergänge	Eignung	Schütthöhe [cm]	Zahl der Übergänge
1. Leichte Verdichtungsgeräte (vorwiegend für die Leitungszone)											
Vibrationsstampfer	leicht	bis 25	+	bis 15	2-4	+	bis 15	2-4	+	bis 10	2-4
	mittel	25-60	+	20-40	2-4	+	15-30	3-4	+	10-30	2-4
Flächenrüttler	leicht	bis 100	+	bis 20	3-5	o	bis 15	4-6	-	-	-
	mittel	100-300	+	20-30	3-5	o	15-25	4-6	-	-	-
Vibrationswalzen	leicht	bis 600	+	20-30	4-6	o	15-25	5-6	-	-	-
2. Mittlere und schwere Verdichtungsgeräte (oberhalb der Leitungszone ab 1m Überdeckungshöhe)											
Vibrationsstampfer	mittel	25-60	+	20-40	2-4	+	15-30	2-4	+	10-30	2-4
	schwer	60-200	+	40-50	2-4	+	20-40	2-4	+	20-30	2-4
Explosionsstampfer	mittel	100-500	o	20-40	3-4	+	25-35	3-4	+	20-30	3-5
	schwer	>500	o	30-50	3-4	+	30-50	3-4	+	30-40	3-5
Flächenrüttler	mittel	300-750	+	30-50	3-5	o	20-40	3-5	-	-	-
	schwer	>750	+	30-70	3-5	o	30-50	3-5	-	-	-
Vibrationswalzen	mittel	600-8000	+	20-50	4-6	+	20-40	5-6	-	-	-
+ = empfohlen o = meist geeignet - = ungeeignet *) V 1 = Nichtbindige bis schwachbindige, grobkörnige und gemischtkörnige Böden (GW, GI, GE, SW, SI, SE, GU, GT, SU, ST) V 2 = Bindige, gemischtkörnige Böden (GU, GT, SU, ST) V 3 = Bindige, feinkörnige Böden (UL, UM, TL, TM)											

Die **Hauptverfüllung** (s. Bild 1.2), definiert als „Verfüllung zwischen Oberkante Leitungszone und Oberkante Gelände oder Damm, oder, soweit zutreffend, der Unterkante der Straßen- oder Gleiskonstruktion“, ist entsprechend den Planungsanforderungen lagenweise auszuführen und zu verdichten, um Oberflächensenkungen zu vermeiden.

Die geforderte Ausführung der Leitungszone kann nach DIN EN 1610 [7] durch Prüfung der Verdichtung und/oder der Rohrverformung und die der Hauptverfüllung durch Prüfung der Verdichtung nachgewiesen werden.

Charakteristisch für gute Lagerungsbedingungen sind nach ATV-DVWK-A 139 [8] folgende Verdichtungsgrade in der Leitungszone:

- $D_{Pr} = 95 \%$ bei nichtbindigen und schwachbindigen Böden (Verdichtungsklasse V1)
- $D_{Pr} = 92 \%$ bei bindigen Böden (Verdichtungsklasse V2 und V3).

Die o.g. Werte gelten nicht für anstehende locker gelagerte oder weiche Böden, deren natürliche Lagerungsdichte entsprechend kleiner ist.

Bei allen Leitungsbaumaßnahmen, die Aufgrabungen in Verkehrsflächen betreffen, ist die ordnungsgemäße Verdichtung grundsätzlich in der Leitungszone und auf dem Planum des Straßenoberbaus nachzuweisen. Dabei hat in der Praxis die Bestimmung des Verdichtungsgrades D_{Pr} an eingebauten Böden vorrangige Bedeutung [10].

1.2.1 Biegeweiche Rohre

Abwasserleitungen und -kanäle aus vorgefertigten Rohren gehören zu den Ingenieurbauwerken, für die eine statische Berechnung erforderlich ist. Die dabei anzuwendenden Berechnungsverfahren für die offene Bauweise enthält Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 127 [9].

Generell wird, in Abhängigkeit des Zusammenwirkens von Rohrsteifigkeit und Bodenverformungen, zwischen biegesteifen (flexiblen), biegeweichen (starrten) sowie einer Kombination aus diesen (halbsteifen) Rohren unterschieden.

- Biegesteifes Rohr: „Rohr, dessen Tragfähigkeit dadurch begrenzt ist, dass es ohne merkliche Verformung seines Querschnittes bricht oder überbeansprucht wird“.
- Halbsteifes Rohr: „Rohr, dessen Tragfähigkeit entweder durch Verformung oder durch Bruch oder durch Überbeanspruchung begrenzt ist“.
- Biegeweiches Rohr: „Rohr, dessen Tragfähigkeit dadurch begrenzt ist, dass es sich unter Belastung bis zur konstruktiv vorgesehenen Höchstlast ohne Bruch oder Überbeanspruchung verformt“.

Abweichend davon wird die Rohrsteifigkeit S_R im ATV-DVWK-A 127 [9] ausschließlich über Eigenschaften des Rohres definiert, wobei der Elastizitätsmodul des Rohwerkstoffes sowie das Trägheitsmoment und der Durchmesser eingehen:

$$S_R = \frac{E_R \cdot I}{r_m^3}$$

mit

- I Trägheitsmoment [m^4/m]
 r_m mittlerer Rohrradius [m]
 E_R Biege-E-Modul des Rohres in Umfangsrichtung [kN/m^2].

Bei glattwandigen Rohren ergibt sich die vereinfachte Formel zu:

$$S_R = \frac{E_R}{12} \cdot \left(\frac{s}{r_m} \right)^3.$$

Eine andere Definition bezieht sich statt auf den Radius auf den mittleren Durchmesser (d_m in [m]) des Rohres. In diesem Fall berechnet sich die Rohrsteifigkeit S_0 zu:

$$S_0 = \frac{E_R \cdot I}{d_m^3}$$

d.h. $S_R = 8 \cdot S_0$.

Tabelle 1.2: Rechenwerte der E-Module von Kunststoffrohren nach ATV-DVWK-A 127 [9] bzw. [11]

Rohrwerkstoff	Rechenwert des E-Moduls E_R	
	Kurzzeit $E_{R,K}$ [N/mm^2]	Langzeit $E_{R,L}$ [N/mm^2]
Ungesättigtes Polyesterharz, glasfaserverstärkt (GFK bzw. UP-GF)	Rechenwerte der Ringsteifigkeiten S_0	
SN 1250	1.250	625
SN 2500	2.500	1.250
SN 5000	5.000	2.500
SN 10000	10.000	5.000
Polyvinylchlorid (PVC-U)	3.000	1.500
Polyethylen hoher Dichte (PE-HD)	800	160
Polypropylen (PP)		
PP-B / PP-H	1.250	312
PP-R	800	200

Das Zusammenwirken von Bodenverformungen, d.h. die Aktivierung des horizontalen Bettungsreaktionsdruckes q_h^* in Abhängigkeit der Bettungssteifigkeit S_{Bh} , und

der Rohrsteifigkeit S_R wird nach ATV-DVWK-A 127 [9] mit der Systemsteifigkeit V_{RB} erfasst:

$$V_{RB} = \frac{S_R}{S_{Bh}} [-]$$

Biegeweiche Rohre weisen eine Systemsteifigkeit von $V_{RB} \leq 1$ auf, d.h. deren Verformung beeinflusst wesentlich die Belastung und Druckverteilung, da der Boden Bestandteil des Tragsystems ist.

Auf Grund der unterschiedlichen Verformungsfähigkeiten der Rohre und des umgebenden Bodens lagern sich die Bodenspannungen infolge Erdlast (p_E) um. Das Maß dieser Umlagerung wird durch die Lastkonzentrationsfaktoren λ_R für die Spannung über dem Rohr und λ_B für die Spannung im Boden neben dem Rohr angegeben. Die idealisierte Form der Umlagerung ist für $b/d_a = \infty$ im Bild 1.3 dargestellt.

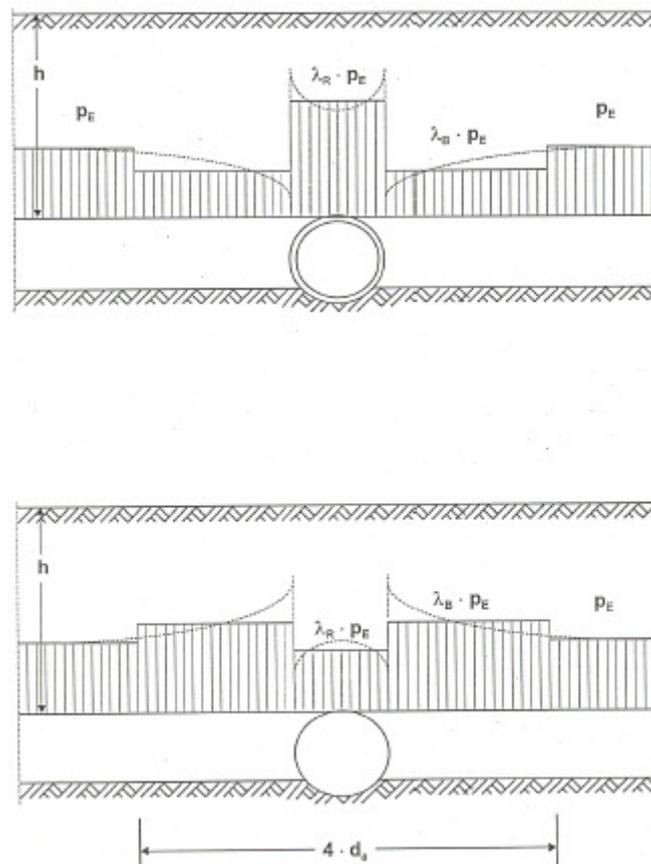


Bild 1.3: Umlagerung der vertikalen Bodenspannungen (oben: biegesteifes Rohr, unten: biegeweiches Rohr) nach ATV-DVWK-A 127[9]

Zur Bemessung **biegesteifer Rohre** nach ATV-DVWK-A 127 [9] ist der Spannungs-/Dehnungsnachweis oder der vereinfachte Tragfähigkeitsnachweis; zur Bemessung **biegeweicher Rohre** sind der Spannungs-/Dehnungsnachweis sowie der Verformungs- und der Stabilitätsnachweis zu führen. Rohre mit nicht eindeutig biegesteifem und biegeweichem Verhalten (halbsteife Rohre, s.o.) sind als biegesteife und biegeweiche Rohre nachzuweisen.

Zur der Kategorie der biegeweichen Rohre gehören folgende Rohrwerkstoffe:

- GFK
- PVC-U
- PE-HD
- PP.

Die Tragwirkung **biegeweicher** Rohre beruht zum einen auf der Aktivierung des Bettungsreaktionsdruckes. Indem sich das biegeweiche Rohr unter der Belastung – z.B. Erd- und Wasserdruck sowie Verkehr – verformt, wird in horizontaler Richtung der passive Erddruck (Bettungsreaktionsdruck q_h^*) aktiviert. Die zweite Komponente der Tragwirkung biegeweicher Rohre besteht in einer Verringerung der vertikalen Belastung infolge der vertikalen Durchmesserreduzierung; d.h. sie entziehen sich den Lasten durch zunehmende Verformungen bei Belastungserhöhungen. Diese Verformungen können zu einem Stabilitätsversagen ohne Vorankündigung (Beulen), verbunden mit Rissbildungen, oder im Extremfall zum Einsturz führen.

Bei biegeweichen Rohren ist deshalb die Verformung auf Übereinstimmung mit der statischen Berechnung zu prüfen. Die Durchmesseränderung darf den in der Statik ausgewiesenen Wert der Kurz- sowie der Langzeitverformung nicht überschreiten (s. Abschnitt 2.2.2). Die Prüfung der Durchmesseränderung kann optisch oder mechanisch erfolgen. Abnahmekriterium ist der aus der statischen Berechnung ermittelte zulässige Wert der Kurzzeitverformung.

Voraussetzung für die Gültigkeit der im ATV-DVWK-A 127 [9] enthaltenen Berechnungsverfahren und der rechnerischen Sicherheiten sind die Einhaltung der genormten Werkstoffeigenschaften der Rohre sowie die korrekte Bauausführung nach DIN EN 1610 [7] bzw. ATV-DVWK-A 139 [8], welche in Form von entsprechenden Eingangsgrößen in die Berechnung einfließen. Diese sollen, neben einer fachgerech-

ten Planung, Bauausführung und Prüfung bzw. Bauüberwachung durch eine Qualitätsüberwachung, welche aus Eigen- und Fremdüberwachung besteht, sichergestellt werden.

1.3 Problemstellung

Um bei Kunststoffrohren die Abtragung der Lasten als Rohr-Boden-System zu sichern, muss die Rohrsteifigkeit zum einen die gleichmäßige Aktivierung des passiven Erddruckes in der Leitungszone (insbesondere Seitenverfüllung und Abdeckung) und zum anderen eine ausreichende Sicherheit gegen Verformungen und Stabilitätsversagen im Bau- und späteren Betriebszustand gewährleisten. Zur Erzielung der dafür erforderlichen Gewölbetragswirkung des Bodens, muss dieser entsprechend seiner Beschaffenheit (Kornform, Korngrößenverteilung, Feuchtigkeitsgehalt etc.) verdichtet werden.

Die im Abschnitt 1.2 beschriebene, fachgerechte Verfüllung und Verdichtung der Leitungszone nach DIN EN 1610 [7] und ATV-DVWK-A 139 [8], insbesondere der Bettung, ist beim Einbau von Rohren aus Kunststoff auf Grund ihres geringen Gewichtes nur bedingt bzw. teilweise anwendbar.

Zur Ausführung der Bettung heißt es beispielsweise im ATV-DVWK-A 139 [8]:

„Die Bettung muss eine gleichmäßige Druckverteilung unter dem Rohr im Auflagerbereich sicherstellen. Dadurch werden Risse, Verformungen, Punktlagerungen und somit Undichtigkeiten vermieden. Die Lagerungsdichte der oberen Bettungsschicht muss mindestens der Lagerungsdichte der unteren Bettungsschicht entsprechen. Nach dem Herstellen der Rohrverbindung ist deshalb das Unterstopfen des Rohres sorgfältig auszuführen, z.B. mit schmalen Handstampfern. Das Verdichten der seitlichen Rohrzwickel erfolgt zweckmäßig mit leichten, mechanischen Geräten. Im Rahmen der Planung wird die Art der Bettung festgelegt. Als Regelausführung hat sich Bettung Typ 1 bewährt“ (Bild 1.2).

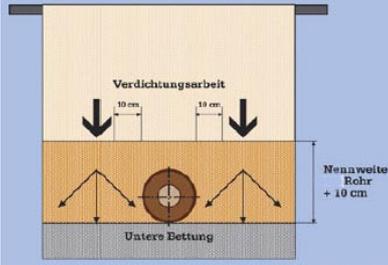
Die in der Tabelle 1.3 beschriebene lagenweise Verfüllung des Leitungsgrabens und äußere Verdichtung mit maschinellen Geräten, wie z.B. Vibrationsstampfer, Flächenrüttler („Rüttelplatte“) und Vibrationswalze, beinhalten neben der Gefahr einer nur unzureichenden Verdichtung insbesondere auch die Gefahr der Verformung bzw. der

Zerstörung der Kunststoffrohrleitung durch zu hohe Flächen- oder Punktlasten aus den Verdichtungsgeräten selbst.

Darüber hinaus können die leichten Kunststoffrohre durch normgerechte Verfüll- und Verdichtungsarbeiten aus ihrer Solllage gebracht werden, was neben einer Lageänderung auch Hohlräume und eine unzureichende Verdichtung des Bodens unter dem Rohr und seitlich des Rohres verursachen kann, welche wiederum unzulässige Verformungen der Kunststoffrohrleitung hervorrufen.

Aus diesem Grund wird in der Praxis von der in den Normen und Regelwerken zitierten Verlegetechnik teilweise unter Anwendung der folgenden, in Tabelle 1.3 aufgeführten Arbeitsschritte abgewichen (Beispiel für PVC-U-Rohre, DN/ID 250 gemäß Verlegeanleitung des jeweiligen Kunststoffrohrherstellers unter Beachtung der Einsatzbereiche, für die kein statischer Nachweis erforderlich ist (Regelstatik des Herstellers) bei Bettung Typ 1 (Regelausführung) für biegeeweiche Rohre bei normalen Bodenverhältnissen gemäß DIN EN 1610/ATV-DVWK-A 139 [7,8]).

Tabelle 1.3: Gegenüberstellung der Arbeitsschritte bei der Verfüllung und Verdichtung der Leitungszone nach DIN EN 1610/ATV-DVWK-A 139 [8] und Verlegeanleitungen von zwei Herstellern

Gemäß DIN EN 1610/ATV-DVWK-A 139 [7,8]	Verlegeanleitung von Hersteller 1 [12] ¹⁾	Verlegeanleitung von Hersteller 2 [13] ²⁾
Untere Bettungsschicht		
1. Herstellung und Verdichtung der unteren Bettungsschicht a (Bild 3) mit $a = 100 \text{ mm} + 1/10 \text{ DN/ID}$ in mm auf tragfähiger Grabensohle (Bettung Typ 1).		
2. Verlegung und gleichförmige Auflagerung der Rohre und Formstücke in der geplanten Solllage unter Herstellung von entsprechend großen Aussparungen („Muffenlöchern“) in der Bettung für die Rohrverbindungen.		
Obere Bettungsschicht	Obere Bettungsschicht, Seitenverfüllung und 1. Teil der Abdeckung	Obere Bettungsschicht, Seitenverfüllung und ggf. 1. Teil der Abdeckung
Anschütten des Bettungsmaterial für die obere Bettungsschicht b (Bild 3) mit $b = 1/2 \text{ DN/OD}$ (Auflagerwinkel $2\alpha = 180^\circ$) beiderseits der Rohrleitung gleichmäßig in Lagen und sorgfältige Verdichtung bis über Kämpferhöhe; dabei sorgfältiges Unterstopfen des Rohres, z.B. mit schmalen Handstampfern sowie Verdichten der seitlichen Rohrzwickel von Hand oder mit leichten, mechanischen Geräten unter Beachtung von Tabelle 1.	Auffüllung der oberen Bettungsschicht b mit Kies, Sand o.a. zugelassenen Baustoffen in gebrochener oder runder Form als Kornabgestuftes Gemisch bis 32 mm bis 10 cm über Rohrscheitel (durch sofortiges Auffüllen der oberen Bettungsschicht bis auf 10 cm über Rohrscheitel, wird ein Versatz des Rohrstranges beim Verdichten vermieden). Verdichten des Bodens mit leichtem Vibrationsstampfer (25 kg) seitlich im Abstand von 10 cm beiderseits des Rohres (s. Bild unten)	Für die obere Bettungsschicht b ist beiderseits der Rohrleitung ist steinfreier, verdichtungsfähiger Boden (Größtkorndurchmesser bis 20 mm) in Lagen bis 30 cm anzuschütten und von Hand oder mit leichten maschinellen Geräten zu verdichten (die Rohrleitung darf dabei seitlich nicht verschoben werden, erforderlichenfalls soll deshalb gleichzeitig von beiden Seiten angeschüttet und verdichtet werden).
Seitenverfüllung		
Lagenweises Einbringen und Verdichten der Seitenverfüllung (Verdichtung von Hand oder unter Verwendung leichter Verdichtungsgeräte unter Beachtung von Tabelle 1)		
Abdeckung	2. Teil der Abdeckung	Ggf. 1. Teil und 2. Teil der Abdeckung
Lagenweises Einbringen und Verdichten der Abdeckung (über dem Rohrscheitel sollte von Hand verdichtet werden, ab 30 cm Überdeckung über dem Rohrscheitel (gemessen im verdichteten Zustand) Verwendung leichter Verdichtungsgeräte unter Beachtung von Tabelle 1)	Auffüllen bis 30 cm über Rohrscheitel mit oben genannten Baustoffen und Verdichten, wie oben beschrieben, über die volle Abdeckung des Rohres (s. Bild unten). 	Anschließend ist die weitere Verfüllung lagenweise bis zu einer Höhe von mindestens 0,30 m über dem Rohrscheitel einzubringen und zu verdichten.
Anmerkung: Die Entfernung des Verbaus erfolgt in allen Fällen während der Herstellung der Leitungszone lagenweise fortschreitend.		
1) Randbedingungen Hersteller 1:- Verkehrslast SLW 60 nach DIN 1072 [14] - Überdeckungshöhe 0,5 m bis 5,0 m - Bodenarten nach ATV-DVWK-A 127 [9] Bodengruppe G1 - Kein Grundwasser - Rohrnennweite $100 \leq \text{DN/ID} \leq 250$	2) Randbedingungen Hersteller 2: - Verkehrslast SLW 30 nach DIN 1072 [14] - Überdeckungshöhe 0,8 m bis 6,0 m - Verfüllmaterial in der Leitungszone: $\text{cal } \gamma < 20,5 \text{ kN/m}^3$, $\text{cal } \varphi \geq 22,5^\circ$ - Bodenkenngößen gemäß DIN 1055 Teil 2 [15], Tabellen 1 und 2 unter Berücksichtigung bindiger Mischböden entsprechend Abschnitt 5 und 6. - Rohrnennweite $100 \leq \text{DN/ID} \leq 500$.	

1.4 Forschungsprogramm

1.4.1 Zielstellung

Ziel des Forschungsvorhabens war es, eine neue Verfahrenstechnik zur optimalen Verdichtung der Leitungszone bei der Neuverlegung von Kunststoffrohren in offener Bauweise unter Zuhilfenahme eines pneumatisch angetriebenen, vibrierend arbeitenden und in der Rohrleitung geführten Verdichtungsgerätes (nachfolgend Innenverdichter genannt) zu entwickeln, um eine Verbesserung der Systemsteifigkeit Rohr-Boden bzw. ideale Bettungseigenschaften unter Ausnutzung der Gewölbetragswirkung in der Leitungszone zu realisieren.

1.4.2 Arbeitsprogramm

Das FuE-Vorhaben umfasste folgende Arbeitspakete (AP):

- AP 1: Auswertung von Schadensfällen an Abwasserkanälen aus Kunststoffrohren insbesondere in Meinerzhagen unter besonderer Berücksichtigung der Einbautechnik
- AP 2: Formulierung der Anforderungen an das Verdichtungsgerät
- AP 3: Entwicklung, Konstruktion und Fertigung des Verdichtungsgerätes
- AP 4: Modellentwicklung bezüglich der Rohrstatik unter Berücksichtigung verschiedener Lastfälle und leitungsspezifischer Randbedingungen
- AP 5: Durchführung von Laborversuchen zur Kalibrierung des entwickelten FEM-Modells
- AP 6: Versuchsauswertung und Kalibrierung der Versuchsergebnisse am theoretischen Berechnungsmodell
- AP 7: Erprobung des Verdichtungsgerätes auf Pilotbaustellen

1.4.3 Projektpartner

Als Projektpartner waren folgende Unternehmen und Institutionen beteiligt:

Prof. Dr.-Ing. Dietrich Stein, Ruhr-Universität Bochum, Fakultät für Bauingenieurwesen (Antragsteller)

Prof. Dr.-Ing. Dietrich Stein forscht an der Ruhr-Universität Bochum auf dem Gebiet des Leitungsbau und der Leitungsinstandhaltung.

Im Auftrag der verschiedensten Institutionen, wie beispielsweise BMBF, MUNLV, DBU und der Industrie wurden und werden von ihm zahlreiche Forschungsvorhaben bearbeitet und durchgeführt.

Prof. Stein war Obmann des ATV-Fachausschusses ES 8 „Sanierung von Entwässerungsleitungen und -kanälen“ sowie Sprecher der ATV-DVWK-Arbeitsgruppe ES 8.8 „Anforderungen an Sanierungsverfahren und Qualitätssicherung“. Im Rahmen dieser Tätigkeit haben viele Ergebnisse seiner Forschungen ihren Niederschlag im Regelwerk der ATV-DVWK sowie in den vom Antragsteller erarbeiteten Fachbüchern gefunden, u.a. z.B. [3,5].

Unter der Projektleitung von Prof. Stein wurden die Schadensfälle beim Projektpartner Tiefbauamt Meinerzhagen unter besondere Berücksichtigung der jeweiligen Einbautechnik analysiert und ausgewertet (AP 1). Aufbauend auf diesen Ergebnissen wurden in Zusammenarbeit mit der Fa. Tracto-Technik GmbH die Anforderungen an das Verdichtungsgerät formuliert (AP 2). Abschließend wurde der Forschungsbericht erstellt (AP 8). Darüber hinaus war die Projektleitung an der Konzeption und Auswertung der Ergebnisse aller Arbeitspakete beteiligt.

Tracto-Technik GmbH

Die Tracto-Technik GmbH (TT) mit Hauptsitz in Lennestadt ist ein zukunftsorientiertes und innovatives Familienunternehmen für den Spezialmaschinenbau mit den Schwerpunkten grabenloser Leitungsbau sowie Rohrbiegetechnologie. TT beschäftigt weltweit mehr als 500 qualifizierte und motivierte Mitarbeiter und exportiert in mehr als 50 Länder. Fünf Werke und sieben Service-Niederlassungen garantieren in

Deutschland die Nähe zum Kunden.

Systemkompetenz, Innovationsstärke, ein hohes Maß an Flexibilität sowie absolute Kundenorientierung – diese Merkmale haben Tracto-Technik zu einem der führenden Spezialmaschinenhersteller in Deutschland gemacht. Eine erstklassige Qualität in Entwicklung, Fertigung und Montage ist Garant für technologische Spitzenprodukte mit hoher Zuverlässigkeit und langer Lebensdauer.

Aufgabe der TT im vorliegenden Forschungsvorhaben waren die Entwicklung und der Bau des Innenverdichters unter Nutzung der Spezialkenntnisse auf dem Gebiet der dynamisch arbeitenden Verlege- und Sanierungsverfahren von Rohrleitungen für Ver- und Entsorgungsnetze (AP 3).

Visaplan – Gesellschaft für digitale Medienintegration mbH, Bochum

Die Entwicklung eines Finite Elemente-Modells erfolgte, wie vom MUNLV am 12.05.2004 genehmigt, bei der Fa. Visaplan, Gesellschaft für digitale Medienintegration mbH, Bochum (AP 4). Anhand dieses Modells wurden die relevanten Aspekte der Rohrstatik beim Einsatz des Innenverdichters unter Berücksichtigung verschiedener Lastfälle und leitungsspezifischer Randbedingungen untersucht. Die Versuchsauswertung und Kalibrierung des Berechnungsmodells basierten auf den Ergebnissen der Laborversuche des IKT (AP 6). Die Ergebnisse dieser Studien führten zu Optimierungen am Innenverdichter selbst und seinen Betriebsparametern.

Institut für unterirdische Infrastruktur

Das IKT – Institut für Unterirdische Infrastruktur, Gelsenkirchen ist ein gemeinnütziges, unabhängiges und neutrales Forschungs-, Beratungs- und Prüfinstitut. Es befasst sich mit allen Fragen der leitungsgebundenen Gas-, Wasser- und Abwasserinfrastruktur.

Die technisch-wissenschaftlichen Mitarbeiter des ca. 30 Mitarbeiter starken IKT-Teams bearbeiten Forschungsvorhaben sowie Consult- und Prüfaufträge zu praxis-

orientierten Fragestellungen. Im vorliegenden Forschungsvorhaben oblag dem IKT die Durchführung der Laborversuche (AP 5).

Tiefbauamt der Stadt Meinerzhagen

Das Tiefbauamt (TBA) der Stadt Meinerzhagen, im Naturpark Eggegebirge (Märkischer Kreis) gelegen, ist u.a. für die Entwässerungsnetze der ca. 23.000 Einwohner umfassenden Gemeinde zuständig.

Zum Aufgabenbereich des TBA gehören Planung, Projektierung und Bau sowie Betrieb und Instandhaltung der entsprechenden Entwässerungsanlagen. In jüngster Zeit wurden vom TBA zunehmend Abwasserleitungen und -kanäle aus Kunststoff für den Neubau und die Erneuerung eingesetzt. Bei der Bauabnahme wurden im Rahmen der durchgeführten Verformungsmessungen wiederholt u.a. starke Verformungen über das zulässige Maß hinaus an einzelnen Haltungsabschnitten festgestellt, weshalb ein besonderes Interesse für die Verbesserung der Bauverfahrenstechnik und die Erprobung entsprechender Neuentwicklungen auf Pilotbaustellen bestand.

Das Tiefbauamt der Stadt Meinerzhagen war für die Erprobung des Innenverdichters auf Pilotbaustellen vorgesehen. Am 02.12.2005 entzog sich das Tiefbauamt dieser Aufgabe. Zum einen konnten keine passenden Baumaßnahmen zur Durchführung der Pilotversuche mit dem Innenverdichter gefunden werden. Zum anderen wurden Gewährleistungsansprüche der Stadt Meinerzhagen gegenüber dem ausführenden Tiefbauunternehmen als nicht durchsetzbar angesehen, da mögliche Schäden an den mittels Innenverdichter verlegten Rohrleitungen auf einen nicht DIN-gerechten Einbau zurückgeführt werden könnten.

Gemeinde Möhnese

Am 17.05.2006 wurde nach intensiver Suche die Gemeinde Möhnese, Fachbereich Entwicklung-Bau-Umwelt, als neuer Projektpartner mit Genehmigung des MUNLV vom 13.06.2006 in das Forschungsprojekt aufgenommen. Dieser Wechsel führte zur zeitlichen Verzögerung des Gesamtvorhabens.

Die Vergabe der Bauleistungen erfolgte an die ortsansässige Fa. Grasbeinter Tiefbau GmbH. Damit wurden die Forderungen eingehalten, dass die Pilotbaustellen von örtlich tätigen, erfahrenen Bauunternehmungen realisiert werden sollten, die Gütezeicheninhaber der entsprechenden Beurteilungsgruppe (AK 1, 2 oder 3) nach RAL GZ 961 [16] sind. Bei der Ausschreibung der Baumaßnahmen wurde der forschungsbedingte Mehraufwand durch Einsatz und Erprobung des Verdichtungsgerätes von Vornherein vom Auftraggeber (AG) im Leistungsverzeichnis (LV) berücksichtigt.

Stein & Partner GmbH

Die Ingenieurgesellschaft Prof. Dr.-Ing. Stein & Partner GmbH (S&P) ist ein innovatives Unternehmen, das sich mit Themen der unterirdischen Infrastrukturen beschäftigt. Angesiedelt im Technologiequartier in der Nähe der Ruhr-Universität Bochum arbeitet S&P seit mehr als 10 Jahren höchst erfolgreich auf den Gebieten Leitungsbau und Leitungsinstandhaltung für Gas-, Wasser- und Entwässerungssysteme.

S&P organisierte und führte die im Rahmen der Pilotbaustellen erforderlichen Messprogramme und die Auswertungen der Ergebnisse auf den Pilotbaustellen durch.

2 Auswertung von Schadensfällen an Abwasserleitungen und -kanälen aus Kunststoffrohren

2.1 Einführung

Schäden in Kanalisationen treten einerseits durch die Überschreitung der normativen Nutzungsdauer und andererseits auch durch Änderung der von außen oder innen einwirkenden unterschiedlichen Beanspruchungen während des Betriebes auf. Daneben gibt es sog. Anfangsschäden, die in einem Zeitraum bis zu mehreren Jahren Liegedauer auftreten können und maßgeblich auf Ausführungs- und/oder Werkstofffehler zurückzuführen sind.

ATV-M 143 Teil 1 [17] unterscheidet folgende Hauptschadensgruppen auf:

- - Undichtigkeiten,
- - Abflusshindernisse,
- - Lageabweichung,
- - mechanischer Verschleiß,
- - Korrosion,
- - Verformung,
- - Risse, Rohrbruch; Einsturz.

2.2 Auswertung von Schadensarten und Schadenshäufigkeiten

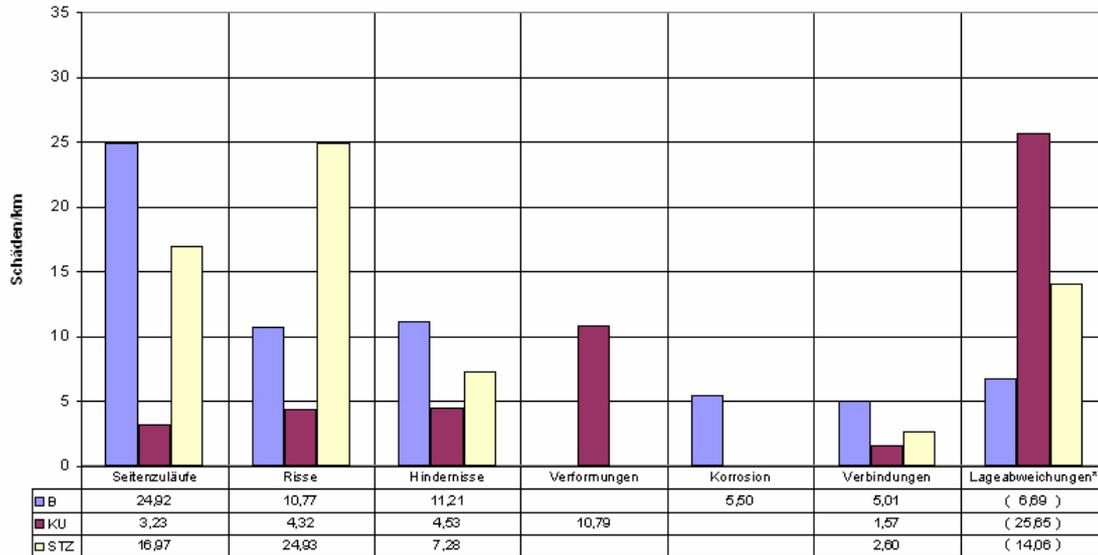
Eigene, unter der Leitung des Antragstellers durchgeführte Auswertungen von TV-Inspektionsvideos von 132 km Kunststoffrohrhaltungen hinsichtlich der Art und Häufigkeit von Schäden nach ATV/DVWK M 143 –1 [17] haben ergeben, dass am häufigsten Lageabweichungen (ca. 26 pro km Leitung) und Verformungen (ca. 10 pro km Leitung) auftreten [18] (s. Bilder 2.1 und 2.2). Zum größten Teil sind diese Schäden, ebenso wie „Risse“, auf Fehler bei der Bauausführung zurückzuführen und deshalb Gegenstand der nachfolgenden Betrachtungen.

Die in den Bildern 2.1 und 2.2 ebenfalls erwähnten Schäden an Seitenzuläufen und Rohrverbindungen sowie die Schäden Korrosion und Hindernisse (Abflusshindernis-

se) werden in der Regel nicht durch die unzureichende Verdichtung der Leitungszone verursacht und deshalb hier nicht weiter behandelt.

Datenbasis:
 B: 445,13 km
 KU: 132,83 km
 STZ: 141,39 km

Schadenshäufigkeiten
 (EDA-Wert)

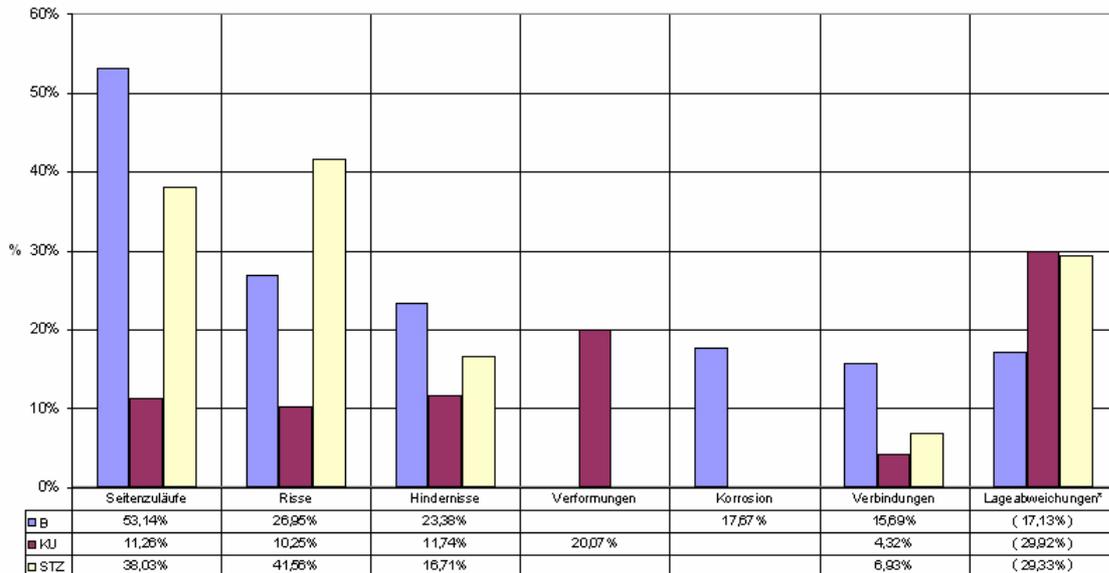


* Die Werte für die Lageabweichungen wurden in Klammern gesetzt, da sie mit großen Ungenauigkeiten behaftet sind.

Bild 2.1: Schadenshäufigkeiten pro Kilometer Abwasserkanal in Abhängigkeit des Werkstoffes und der Schadensgruppe (Auswertung von TV-Inspektionsvideos [18])

Datenbasis:
 B: 445,13 km
 KU: 132,83 km
 STZ: 141,39 km

Anteil schadhafter Haltungen in %
 (P)



* Die Werte für die Lageabweichungen wurden in Klammern gesetzt, da sie mit großen Ungenauigkeiten behaftet sind.

Bild 2.2: Anteil schadhafter Haltungen in Abhängigkeit des Rohrwerkstoffes (B = Beton, KU = Kunststoff, STZ = Steinzeug) und der Schadensgruppe (Auswertung von TV-Inspektionsvideos [18])

2.2.1 Lageabweichung

Unter Lageabweichung versteht man die Abweichung der Kanäle von einer bei der Planung und/oder Bauausführung festgelegten Solllage. Zu dieser Schadensgruppe zählen [17]:

- Seitliche Bögen
- Axialverschiebung/klaffende Muffe
- Unterbögen
- Vertikaler und horizontaler Versatz

Obwohl Lageabweichungen auch als Folgeschäden von Undichtigkeiten und Rissen auftreten können (z.B. durch Einschwemmen von Bodenpartikeln aus dem Auflagerbereich stellen sich ungleichmäßige Setzungen ein), sind sie hauptsächlich auf unsachgemäße Bauausführung bzw. Verlegung mit einer nicht fachgerecht verdichteten Leitungszone zurückzuführen.

Kunststoffrohre neigen auf Grund ihres geringen spezifischen Gewichtes (so beträgt z.B. die Wichte eines PVC-U-Kanalrohres DN/ID 300 bzw. DN/OD 315 mit 7,7 mm Wanddicke ca. 1,3 kN/m³ [19] gegenüber dem des Verfüllmaterials (Wichte des normgerecht verdichteten Verfüllbodens ca. 20,5 kN/m³) in der Leitungszone) bei der Verlegung zum Auftrieb („Aufschwimmen“), d.h. sie müssen insbesondere bei Verfüll- und Verdichtungsarbeiten durch geeignete Maßnahmen in ihrer geplanten Solllage fixiert werden. Auf Grund dieses Sachverhaltes wird in der Praxis die Kunststoffrohrleitung bei den erforderlichen Verfüll- und Verdichtungsarbeiten - trotz eventuell vorgenommener Ballastierung - leicht aus der eingemessenen Richtung und Höhe gebracht, wodurch neben Versätzen auch zusätzlich Bereiche unzureichender Verdichtung unter dem Rohr und seitlich des Rohres entstehen, welche z.B. Unterbögen oder Ausbiegungen verursachen können.

Bei den untersuchten Kunststoffrohrhaltungen betrug der Anteil des Schadensbildes Lageabweichung insgesamt 29,92% (s. Bild 2.2). Davon entfielen 28,7% auf die Ausbiegung (Unterbogen); die anderen drei Schadensarten der Gruppe Lageabweichungen (vertikaler bzw. horizontaler Versatz, axiale Verschiebung) waren auf Grund der Muffenkonstruktion von Kunststoffrohren kaum anzutreffen

Lageabweichungen in Freispiegelkanälen führen u.a. zur Einschränkung oder sogar zum Verlust der Funktionsfähigkeit durch Gegengefälle und zur Erhöhung des Wartungsaufwandes.

2.2.2 Verformung

Beim Schadensbild „Verformung“ einer Kunststoffrohrleitung über das vom jeweiligen Hersteller bzw. im ATV-DWA-A 127 [9] angegebene zulässige Maß hinaus, unterscheidet man zwischen:

- Kurzzeitverformung (festgestellt direkt nach der Verlegung bei Prüfung der Durchmesseränderung): verursacht durch unsachgemäße und unzureichende Verdichtung der Leitungszone (insbesondere Seitenverfüllung und Abdeckung) und Verdichtung der Hauptverfüllung mit zu schwerem Verdichtungsgerät und zu geringer Schütthöhe sowie Überfahren der fertiggestellten Leitungszone bzw. noch nicht fertiggestellten Hauptverfüllung mit schwerem Baugerät etc.
- Langzeitverformung (festgestellt bei turnusmäßiger Kanal-TV-Kamerainspektion oder Abflussbehinderung und daraufhin veranlasster mechanischer Prüfung der Durchmesseränderung): verursacht durch unsachgemäße und unzureichende Verdichtung der Leitungszone, im Laufe der Zeit zunehmende Verkehrslasten, Reduzierung der ursprünglichen Überdeckungshöhe durch Baumaßnahmen etc. Die Durchmesserreduzierung infolge Langzeitverformung wird gemäß ATV-DVWK-A 127 [9] auf maximal $\delta_v = 6 \%$ begrenzt. Für Rohre unter Gleisen der Deutschen Bahn AG beträgt zul $\delta_v = 2 \%$ sowie zul $\delta_v = 10 \text{ mm}$.

Als weitere Ursachen für das Auftreten des Schadensbildes „Verformung“ (s. Bild 2.3) kommen in Frage [3,17]:

- Fehlende oder fehlerhafte statische Berechnung
- Einbau ungeeigneter oder fehlerhafter Rohre
- Abweichungen der Last- und/oder Auflagerbedingungen von Berechnungsannahmen
- Als Folge von Undichtigkeiten

Örtlich begrenzte Verformungen, z.B. durch Steine in der Leitungszone, können zu einer Zerstörung des Werkstoffes mit der Entstehung von Löchern und/oder Rissen in diesem Bereich führen, so dass sich Undichtigkeiten mit den entsprechenden Folgen ergeben.

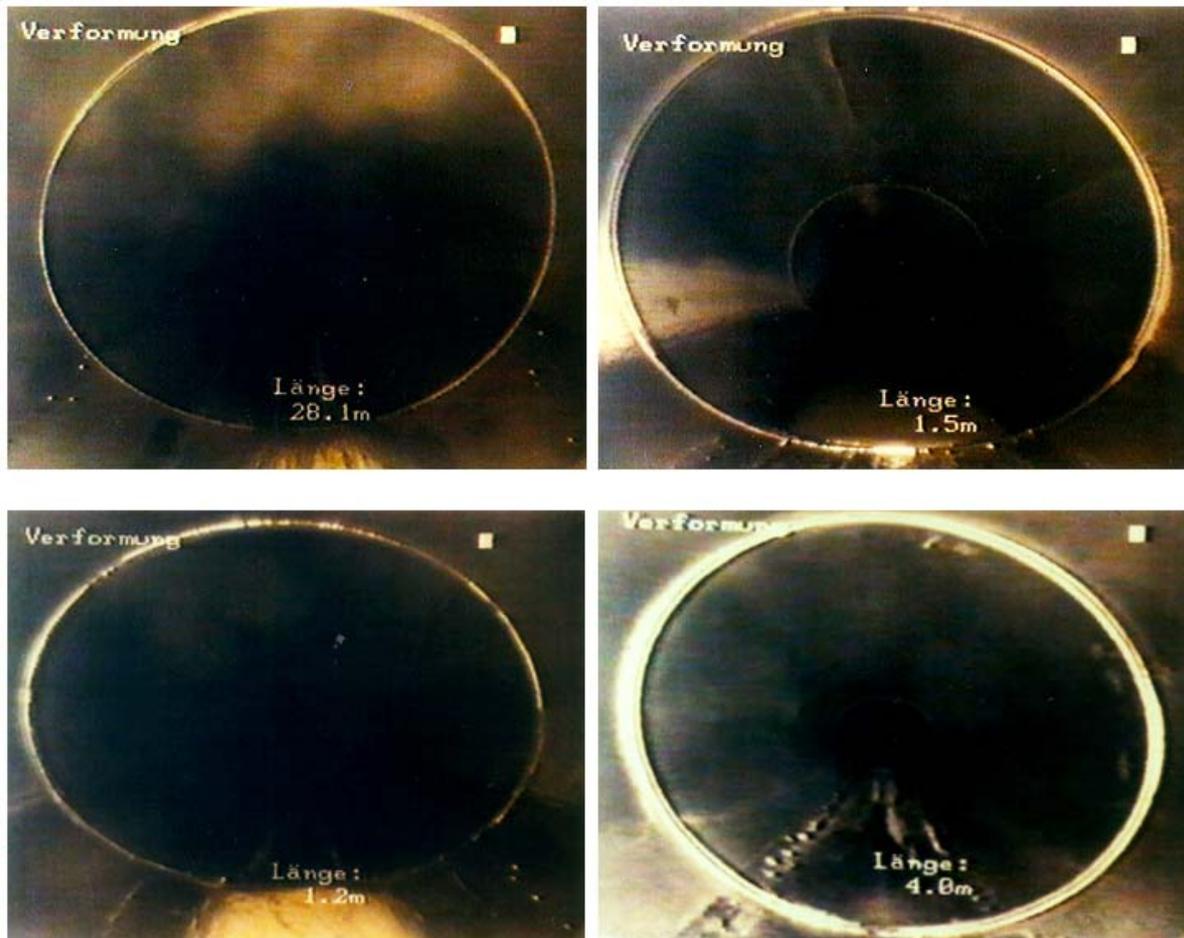


Bild 2.3: Verformungsbilder einer PE-HD-Rohrleitung [20]

Die Schadensart „unzulässige Verformungen“ tritt nach [18] in Kunststoffrohrhaltungen mit 20,1 % am zweithäufigsten auf (Bild 2.2, Tabelle 2.1). In Haltungen mit Verformungen fanden sich 1,6 Verformungsschäden bei einer durchschnittlichen Haltungslänge von 29 m. Umgerechnet auf einen km entspricht das 53,8 Verformungen/km.

In 9,1% aller betrachteten Haltungen traten sowohl Lageabweichungen als auch Verformungen auf. In der Hälfte aller dieser Haltungen, in denen Verformungen festgestellt wurden, waren auch Lageabweichungen protokolliert worden; umgekehrt ließen sich in 1/3 der Haltungen mit Lageabweichungen auch Verformungen feststellen.

Als Fazit daraus lässt sich ableiten, dass Lageabweichungen und Verformungen miteinander korrelieren - wenn auch nicht sehr deutlich. Dies lässt darauf schließen, dass sie zum größten Teil dieselbe Schadensursache - Fehler in der Bauausführung - haben.

Tabelle 2.1: Schadensgruppe Verformungen von Kunststoffrohrleitungen [18]

Anteil schadhafter Haltungen [%] (P)	20,1
Mittel Gesamtnetz [Schäden/km] (x_M)	10,4
EDA-Wert [Schäden/km]	10,8
Median der schadhaften Haltungen [Schäden/km] ($x_{0,5}$)	53,8
Schäden pro schadhafter Haltung ($x_{0,5} \cdot L_{\text{durchschnitt}}$)	1,6

Folgen von Verformungen in Kunststoffrohrleitungen können sein:

- Reduzierung der hydraulischen Leistungsfähigkeit
- Verstopfungen
- Erhöhung des Wartungsaufwandes
- Rissgefahr bei Formstücken an den Stellen, die durch angeformte Abzweige, Knicke usw. steifer sind als das unversteifte Rohr
- Beulgefahr bei sehr großen Verformungen
- Spannungsrisskorrosion
- Undichtigkeiten
- Risse
- Rohrbruch
- Einsturz
- Senkungsgefahren an der Geländeoberfläche

2.2.3 Risse

Die Schadensart „Risse“ tritt überwiegend bei beigesteifen Rohren auf; in Kunststoffrohrleitungen sind sie untypisch und die Wahrscheinlichkeit ihres Auftretens in der Regel marginal (s. Bild 2.1 und Tabelle 2.2). Sie sind des öfteren im Bereich der Anschlüsse und Abzweige festzustellen, was auf eine schlechte Bettung und damit

auch Verdichtung gerade dieser empfindlichen Leitungsabschnitte zurückzuführen ist.

Tabelle 2.2: Übersicht Schadensgruppe Risse [20]

Werkstoff	Beton	Kunststoff	Steinzeug
Anteil schadhafter Haltungen [%]	26,95	10,25	41,56
Mittel Gesamtnetz [Schäden/km]	14,74	4,77	31,7
EDA-Wert [Schäden/km]	10,77	4,32	24,93

2.3 Auswertung von Schadensfällen einer Baumaßnahme in der Stadt Meinerzhagen

In der Stadt Meinerzhagen wurden in jüngster Zeit zunehmend Rohre aus Kunststoff für den Neubau und die Erneuerung von Abwasserleitungen und -kanälen eingesetzt. Bei der Bauabnahme wurden im Rahmen der durchgeführten Verformungsmessungen wiederholt u.a. starke Verformungen über das zulässige Maß hinaus an einzelnen Haltungsabschnitten festgestellt.

Nachfolgend wird am Beispiel von Schadensfällen an einem Abwasser-Verbindungssammler aus stumpfgeschweißten PE-Rohren der Nennweite DN 200 der Einfluss der Verdichtung im Bereich der Leitungszone nachgewiesen.

Im Rahmen einer TV-Inspektion zum Ende der Gewährleistungsfrist wurden z.T. deutliche Verformungen an den verlegten PE-Rohren festgestellt, die Anlass eines Untersuchungsprogramms zur Klärung folgender Aspekte waren:

- Ausmaß der Verformungen
- Ursachen für die Verformungen.

Da das Erscheinungsbild der Verformungen anhand der TV-Inspektion als relativ einheitlich zu bewerten war, wurden exemplarisch drei Haltungen ausgewählt, an welchen an ausgewählten Positionen Verformungsmessungen und Bodenuntersuchungen durchgeführt wurden.

2.3.1 Verformungsmessung

Die Verformungsmessungen erfolgten von Innen mit dem Deformations- und Kalibermessgerät DKM 150 (Messtoleranz $\pm 1,0$ mm). Eine Übersicht der dabei gewonnenen Ergebnisse enthält die Tabelle 2.3.

Tabelle 2.3: Zusammenstellung der Ergebnisse der Verformungsmessung

Haltung		Durchmesser [mm] (gemessen)		Verformung [%] (errechnet)	
		Horizontal	Vertikal	Horizontal	Vertikal
8018 - 8019	Sollwert	211,00		0,0	
	Max. Wert	236,00	215,00	-11,8	-1,9
	Min. Wert	211,00	185,00	0,0	12,3
	Mittelwert (ges. Haltung)	227,97	196,91	-8,0	6,7
	Mittelwert (ges. Haltung)	212,44		-0,7	
8015 - 8016	Sollwert	211,00		0,0	
	Max. Wert	241,00	211,00	-14,2	0,0
	Min. Wert	208,00	178,00	1,4	15,6
	Mittelwert (ges. Haltung)	231,14	189,74	-9,5	10,1
	Mittelwert (ges. Haltung)	210,44		0,3	
8004 - 8005	Sollwert	211,00		0,0	
	Max. Wert	247,00	207,00	-17,1	1,9
	Min. Wert	216,00	163,00	-2,4	22,7
	Mittelwert (ges. Haltung)	230,43	190,70	-9,2	9,6
	Mittelwert (ges. Haltung)	210,56		0,2	

2.3.2 Bodenuntersuchungen

An den Haltungen 8004-8005 sowie 8015-8016 wurden jeweils zwei Schürfgruben mit den Abmessungen 1,6 m x 1,2 m ausgehoben, um die Art und die Lagerungsdichte des Bodens im Bereich der Leitungszone ermitteln zu können.

Die Lage der Schürfgruben wurde auf der Basis der Ergebnisse der Verformungsmessung so ausgewählt, dass jeweils eine im Bereich der maximalen und eine im Bereich einer geringen Verformung der entsprechenden Haltung lag.

In den Schürfgruben wurden – neben einer optischen Inspektion der Rohreinbettung – Bodenproben mit dem Ausstechzylinderverfahren zur Ermittlung der Dichte entnommen.

Darüber hinaus wurden Rammsondierungen im Bereich der Schürfgruben und punktuell in anderen Bereichen der entsprechenden Haltung durchgeführt.

2.3.2.1 Optische Einschätzung der Leitungszone

Im Rahmen der Ausschachtungsarbeiten wurde die Ausbildung der Leitungszone in Augenschein genommen. Der anstehende Boden bestand aus mit Steinen durchsetztem Lehm Boden. Die Rohrleitung selbst war mit einer unterschiedlich dicken Schicht eines steinfreien Sandmaterials umgeben. Der Boden war als sehr feucht bis wassergesättigt zu bezeichnen. Die Grabenverfüllung oberhalb der Leitungszone bis zur Asphaltdecke im Bankettbereich der Landstraße bestand durchweg aus einem lehmigen, gebrochenen Schottermaterial.

2.3.2.2 Rammsondierungen

Rammsondierungen dienen dazu, eine qualitative Aussage zur Lagerungsdichte des Bodens in unterschiedlichen Tiefenlagen zu treffen. Im vorliegenden Anwendungsfall kam die leichte Rammsonde „LRS 5“ nach DIN 4094 [21] zum Einsatz (s. Abschnitt 7.2.3).

Zusammengefasst wurden folgende Erkenntnisse gewonnen:

- Im Bereich der Rohrleitung nahmen die Schlagzahlen N_{10} ab.
- Die mittlere Schlagzahl N_{10} im Bereich der Rohrleitung lag bei etwa 4 (Einzelwerte zwischen 1 und 7).

2.3.2.3 Bestimmung des Verdichtungsgrads

In Ergänzung zu den Rammsondierungen wurden mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125 [22] (s. Abschnitt 6.2.4.6) an insgesamt acht Bodenproben die Feucht- und Trockendichte des Verfüllmaterials bestimmt. Darüber hinaus wurde von dem im Bereich der Leitungszone angetroffenen Boden eine Probe zur Bestimmung der Proctordichte nach DIN 18127 [23] entnommen. Die Proctordichte betrug $\rho_{pr} = 1,896 \text{ g/cm}^3$ (bei $w_{pr} = 8,9 \%$).

Die mit dem Ausstechzylinderverfahren in-situ ermittelten Dichten und die im Labor festgestellten Proctordichten ermöglichen Aussagen zum erreichten Verdichtungsgrad des untersuchten Bodens. Die entsprechende Auswertung ist der Tabelle 2.4 zu entnehmen.

Tabelle 2.4: Bestimmung des erreichten Verdichtungsgrades

Probe Nr.	Feuchtdichte ρ_f	Wassergehalt W	Trockendichte ρ_d	Verdichtungsgrad
[--]	[g/cm ³]	[%]	[g/cm ³]	[%D _{pr}]
AS A 1-1	1,871	11,22	1,682	88,7
AS A 1-2	1,813	10,27	1,644	86,7
AS A 2-1	2,033	10,37	1,842	97,2
AS A 2-2	2,044	10,27	1,854	97,8
AS B 1-1	1,894	11,63	1,697	89,5
AS B 1-2	1,906	11,58	1,708	90,1
AS B 2-1	1,871	12,14	1,688	88,0
AS B 2-2	1,836	11,13	1,652	87,1

$D_{pr}=1,896 \text{ g/cm}^3$ bei $w_{pr} = 8,9 \%$

2.3.3 Bewertung der Schadensfälle

In der statischen Berechnung wird der Verdichtungsgrad als „Verformungsmodul E_B “ rechnerisch berücksichtigt. Im Bild 2.4 ist das Verhältnis zwischen Verdichtungsgrad und Verformungsmodul grafisch dargestellt. Es verdeutlicht, dass ein geringerer Verdichtungsgrad einen erheblichen Einfluss auf den Verformungsmodul und somit auf die stützende Wirkung des Bodens in der Leitungszone hat.

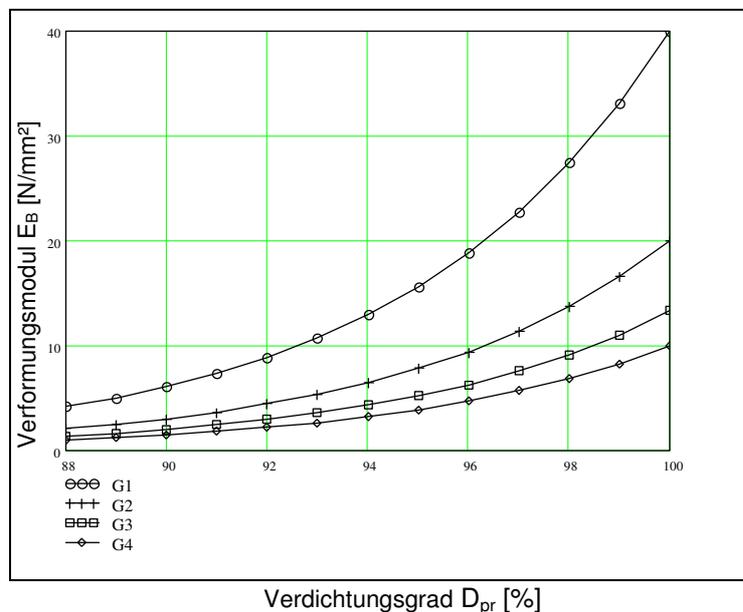


Bild 2.4: Verhältnis zwischen Verdichtungsgrad und Verformungsmodul [9]
mit G1: Nichtbindige Böden, G2: Schwachbindige Böden, G3: Bindige Mischböden, Schluff, G4: Bindige Böden)

Zur Überprüfung der Einbettung der verformten Rohre, wurde insbesondere die Leitungszone eingehend untersucht.

Durch Rammsondierungen (s. Abschnitt 2.3.2.2) war festzustellen, dass der Verdichtungsgrad des Bodens in der Tiefenlage der Rohrleitung durchweg geringer war, als in der übrigen Grabenverfüllung. Im Mittel waren etwa 4 Schläge je 10 cm erforderlich, was bei dem eingebauten nichtbindigen Sandboden auf eine lockere bis mitteldichte Lagerung schließen lässt (s. Tabelle 6.4). Dieses Ergebnis deckt sich weitgehend mit den durch Ausstechzylinder überprüften tatsächlichen Verdichtungsgraden. Sie lagen – mit Ausnahme der Proben aus der Grube A2 (AS A2-1 und A2-2), wo ausreichende Werte von durchschnittlich 97,5% D_{pr} ermittelt wurden – zwischen 86,7 % und 90,1% D_{pr} , was ebenfalls als lockere bis mitteldichte Lagerung zu werten ist.

Nach ATV/DVWK-A 139 [8] wird für nicht- bzw. schwachbindige Böden in der Leitungszone ein Verdichtungsgrad von mindestens 95% D_{pr} gefordert, was für den angetroffenen sandigen Boden in der Leitungszone (Bodengruppe G1) einem Verformungsmodul von 16 N/mm² entspricht (s. Bild 2.4). Der im vorliegenden Anwendungsfall ermittelte Verdichtungsgrad von rund 88 bis 90% D_{pr} entspricht einem anzusetzenden Verformungsmodul von etwa 4 bis 6 N/mm², d.h. nur etwa einem Drittel des statisch angesetzten Verformungsmoduls von 16 N/mm².

Eine Nachrechnung mit den tatsächlich angetroffenen Randbedingungen ergab, dass trotz des reduzierten Verformungsmoduls des Bodens in der Leitungszone keine unzulässigen Verformungen der Rohre zu erwarten gewesen wären. Die rechnerisch zu erwartende Verformung lag danach bei 2,26% (Kurzzeit) bzw. 5,33% (Langzeit) und damit unter dem zulässigen Langzeitverformungswert von 6,0%.

Der Zustand der Einbettung zum Zeitpunkt der Untersuchungen entsprach zwar nicht den Anforderungen des technischen Regelwerkes, war dennoch als alleinige Ursache für die großen Verformungen nicht ausreichend. Aus diesem Grund ist anzunehmen, dass sich der Zustand der Einbettung im Zeitraum zwischen der Verlegung und den durchgeführten Untersuchungen von 6 Jahren z.B. durch Nachkonsolidation und/oder Auswaschung von Bodenbestandteilen verändert hat.

Der Vorgang der Nachkonsolidation wird durch Grundwasser im Bereich der Leitungszone - dieses wurde z.T. bei den Ausschachtungen angetroffen und kann durchweg aufgrund der Hanglage nicht ausgeschlossen werden - i.d.R. verstärkt.

Nach Angaben der bauausführenden Firma wurde der Sandboden in der Leitungszone „staubtrocken“ eingebaut. In trockenem Zustand kann dieser Boden auf der Basis des durchgeführten Proctorversuches grundsätzlich bis auf 93,7% D_{pr} verdichtet werden, wobei zu unterstellen ist, dass auf der Baustelle keine „Laborbedingungen“ herrschten, so dass bei sehr trockenem Einbau eher ein Verdichtungsgrad von unter 93 % D_{pr} zu erwarten wäre, welcher bereits unter dem geforderten Mindestwert von 95 % läge. Darüber hinaus neigt ein „staubtrocken“ eingebauter Boden bei anschließender Wassersättigung grundsätzlich zu Sackungen, welche im vorliegenden Fall eine Verschlechterung der Einbettung mit verursacht haben könnten.

Denkbar ist auch, dass Bestandteile des Steinsandes im Bereich der Leitungszone, welcher einen recht hohen Feinkorngehalt aufwies, durch strömendes Grundwasser in den anstehenden Boden ausgespült worden sind, wodurch eine Verschlechterung der Rohrbettung verursacht wurde. Diese sogenannte Kontakterosion, d.h. die von einer Kontaktfläche zu einem gröberen Erdstoff ausgehende Erosion, entsteht immer dann, wenn Böden aufeinandertreffen, die nicht entsprechend den in der Bodenmechanik entwickelten Filterregeln aufeinander abgestimmt und einem entsprechenden Strömungsgefälle, z.B. des Grund- oder Sickerwassers, ausgesetzt sind. Die in Abhängigkeit zum Strömungsgefälle in den gröberen Erdstoff eindringenden Teilchen werden dort entweder abtransportiert (Suffosion) oder abgelagert (Kolmation) [3].

Besonders kritisch sind in dieser Hinsicht nicht fachgerecht ausgeführte Sickerpackungen mit Drainageleitungen im Bereich der Bettungszone. Durch Einspülung von Sand aus der restlichen Leitungszone in die grobkörnige Sickerpackung entstehen Auflockerungen im Bettungsbereich der Leitung und im Extremfall Hohlräume. Diese Bettungsveränderungen können zum Versagen der Kanäle führen [3].

Parallel zu der verformten PE-HD-Leitung verlief in einer tieferen Lage eine Drainageleitung. Es kann nicht gänzlich ausgeschlossen werden, dass darüber hinaus auch Bodenbestandteile aus der Leitungszone über die üblicherweise in einer Filterkiespackung verlegte Drainageleitung ausgespült wurden.

Zusammenfassend kann festgestellt werden, dass bei den hier betrachteten Schadensfällen als Ursache für die z.T. extremen Verformungen nur eine nicht ausreichende Einbettung der Rohre bedingt durch Baufehler, aber auch im Betriebszustand aufgetretene diesbezügliche Änderungen in Frage kommt.

3 Anforderungen an den Innenverdichter

Die Anforderungen an den Innenverdichter untergliederten sich in:

- allgemeine bautechnische Anforderungen an die Verdichtung,
- verfahrensabhängige Anforderungen und
- maschinentechnische Anforderungen.

3.1 Bautechnische Anforderungen an die Verdichtung

Bodenarten

Der Anwendungsbereich des Innenverdichters sollte sich auf Verfüllmaterial beschränken, das nach DIN EN 1610 [7] zur Verfüllung der Leitungszone zugelassen und der Verdichtungsklasse V1 (nichtbindige bis schwach bindige, grobkörnige und gemischtkörnige Böden) zuzuordnen ist. Darüber hinaus sollte das Verfüllmaterial keine Bestandteile enthalten, die größer sind als:

- 22 mm bei $\leq \text{DN/ID } 200$
- 40 mm bei $200 < \text{DN/ID} \leq 600$.

Wirkungstiefe der Verdichtung

Die Wirkungstiefe der Verdichtung sollte die gesamte Leitungszone nach DIN EN 1610 [7] abdecken, d.h. die Bettung, die Seitenverfüllung und die Abdeckung. Für den Bettungstyp 1 (Regelausführung) (s. Bild 1.2) ergibt sich eine Mindestdicke der unteren Bettungsschicht zu $a = 100 \text{ mm}$ ($a = 150 \text{ mm}$ für Fels oder festgelagerte Böden). Die Breite der Seitenverfüllung ist abhängig von der Mindestgrabenbreite nach ATV/DVWK-A 139, Tabelle 1 und 2 [8] Sie beträgt 0,8 m bzw. OD+0,7 m für Nennweiten $\leq \text{DN } 700$ und Grabentiefen $\leq 1,75 \text{ m}$. Die Dicke der Abdeckung (Schicht aus Verfüllmaterial unmittelbar über dem Rohrscheitel) sollte im Regelfall 300 mm, mindestens aber 150 mm über dem Rohrschaft bzw. 100 mm über der Rohrverbindung betragen.

Verdichtungsgrad

In der Leitungszone sollte ein Verdichtungsgrad von $D_{Pr} = 95 \%$ erreicht werden.

3.2 Verfahrensabhängige Anforderungen

Lagegenauigkeit

Die Einhaltung der geplanten Solllage der zu verlegenden Rohrleitung muss gewährleistet werden. Das Mitführen von entsprechender Messtechnik im Verdichtungsgerät zur Überprüfung der Höhenlage war nicht Gegenstand dieses Forschungsvorhabens.

Haltungslänge

Maximal 100 m.

Rohrwerkstoff und Nennweite

Kunststoffrohrleitungen DN 150 bis DN 400.

Örtliche Randbedingungen

Der Einsatz des Innenverdichters sollte über einen Standardschacht DN 1000 ohne Entfernung des Schachtkonus möglich sein.

Hausanschlüsse

Einsatz auch bei Abwasserkanälen mit einbindenden Anschlussleitungen (Hausanschluss) bzw. im Übergangsbereich Einsteig- bzw. Kontrollschacht und Rohrleitung.

3.3 Maschinentechnische Anforderungen

- Einfache Steuerung der Vibrationsfrequenz
Die Amplitude ist nur über die Frequenz und die Unwuchtmasse beeinflussbar und stellt sich abhängig von den Bodenbedingungen ein.
- Einsatz im Nennweitenbereich DN 150 - DN 400 mit einem Grundgerät durch Verwendung von Aufweitkörpern, mechanisch oder pneumatisch expandierbarem Zylinder etc.
- Verstellbare Vibrationsfrequenz bei veränderlicher Ziehgeschwindigkeit, um den Einsatz optimal auf das Verfüllmaterial, den Rohrwerkstoff und die Rohrennweite abzustimmen.
- Pneumatischer Betrieb des Verdichtungsgerätes durch baustellenübliche Kompressoren mit einem Betriebsdruck von max. 7 bar.

4 Entwicklung, Konstruktion und Fertigung des Verdichtungsgerätes

4.1 Umsetzung der Anforderungen

Das Lösungskonzept basierte auf einem Verdichtungsgerät in Gestalt eines pneumatisch angetriebenen, zylinderförmigen Vibrationskörpers. Dieser wird mit einer bestimmten Vibrationsfrequenz und Ziehgeschwindigkeit sowie eventuell in Kombination mit äußeren Verdichtungsgeräten durch die nach Lage und Höhe ausgerichtete und überschüttete Rohrleitung gezogen.

Die dynamisch erzeugte Energie wirkt auf die Rohrwandung und führt damit zur Kornumlagerung und Verdichtung des Bodens in der Leitungszone, und zur optimalen Ausbildung des Rohr-Boden-Systems. Die Hauptverfüllung erfolgt anschließend entsprechend DIN EN 1610 [7].

Entwicklung, Konstruktion und Fertigung des Innenverdichters erfolgten durch die Tracto-Technik GmbH. Dabei wurden soweit wie möglich bereits bei der TT vorhandene und im Praxiseinsatz bewährte Verfahrenstechniken und Maschinenelemente verwendet, um eine schnelle und wirtschaftliche Umsetzung zu ermöglichen. Dies betraf z.B.:

- Die Verwendung des Ziehgerätes „Grundoburst“ (40 t Zugkraft) mit Zug- und Schubgestänge (Quick-Lock-Verbindung) zur sicheren Führung und Positionierung des Innenverdichters in der Rohrleitung.
- Die Versorgung des Innenverdichters mit 1 Steuerkabel und 1 Druckluftschlauch.
- Die Druckluftversorgung des Innenverdichters mit einem baustellenüblichen Druckluftkompressor.

Bild 4.1 zeigt den bei den Labor- und Feldversuchen eingesetzten Innenverdichter in einer 3D-Ansicht und einen Schnitt mit den einzelnen Bauteilen.

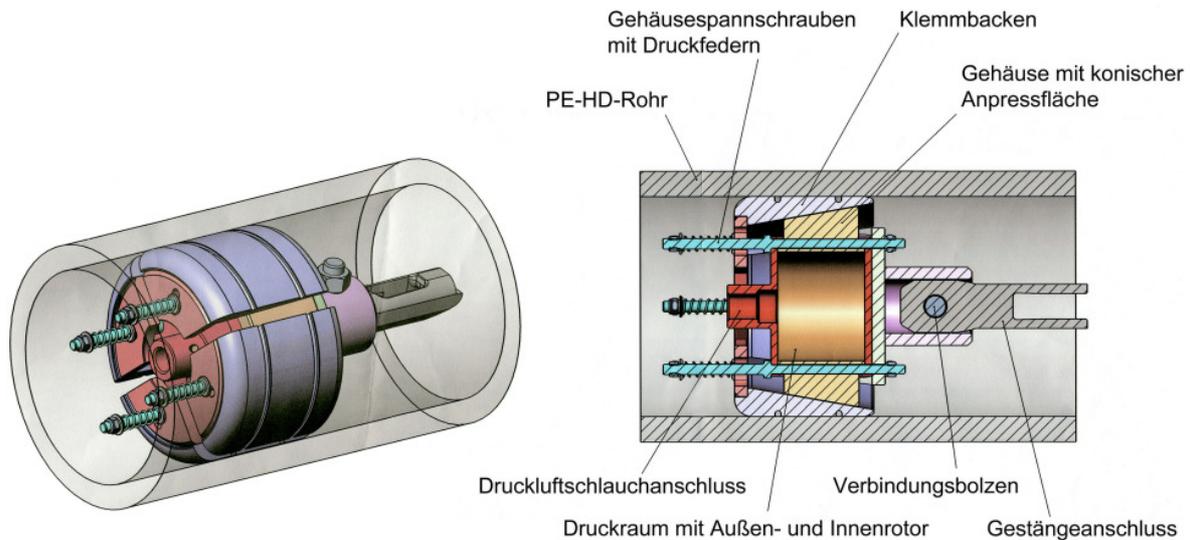


Bild 4.1: Ansicht und Schnitt des Innenverdichterprototyps der Tracto-Technik GmbH

Die Verdichtungs- bzw. Vibrationsenergie wurde mit einem luftdruckbetriebenen Rüttler hoher Frequenz, wie er z.B. auch in der Siloindustrie zur Verhinderung der Brückenbildung von Futtermitteln und Getreide bzw. Mehl beim Befüllen/Entleeren verwendet wird (Luft- oder Silorüttler), radial in die Rohrleitung eingetragen. Der Rüttler ist in einem Druckraum untergebracht und besteht aus einem Außen- und Innenrotor.

Zur Übertragung der Verdichtungsenergie über die Rohrwand in den Boden sowie zur Positionierung und Sicherung der Lagestabilität des Innenverdichters in der Rohrleitung beim Vibrationsvorgang diente ein Verspannmechanismus, bestehend aus vier keilförmig ausgebildeten Klemmbacken, die mit Hilfe jeweils einer Spannschraube mit Druckfeder auf dem Gehäuse mit konischer Anpressfläche verstellbar und gespannt werden konnten. Durch Austausch der Klemmbacken und des Gehäuses mit konischer Anpressfläche konnte in begrenztem Umfang eine Anpassung an unterschiedliche Rohrnennweitengruppen vorgenommen werden. Darüber hinaus bestand die Möglichkeit, durch den Einsatz unterschiedlich großer Außenrotoren Einfluss auf die Frequenz und Amplitude zu nehmen. Bei den im Rahmen des Forschungsvorhabens absolvierten Versuchen fanden zwei unterschiedliche Klemmbackensätze mit dem entsprechenden Gehäuse (nachfolgend mit „kleiner Klemmbackensatz“ und „großer Klemmbackensatz“ bezeichnet) sowie zwei unterschiedlich große Außenrotoren („Rotor mit kleiner Masse“ (0,87 kg) und „Rotor mit großer Masse“ (1,85 kg)) Anwendung.

An der Stirnseite des Innenverdichters in Ziehrichtung befand sich der Anschluss für das Zuggestänge des Grundoburst bzw. das Seil einer Kabelziehwinde, auf der gegenüberliegenden Seite der Anschluss für die Druckluftversorgung.

4.2 Einführende Tests zur Überprüfung der Einsatzmöglichkeit des Innenverdichters

Für die einführenden Tests zur Überprüfung der Einsatzmöglichkeit des Innenverdichters [24,25] wurde von der Tracto-Technik GmbH ein Versuchsstand entwickelt und gebaut. Er besaß die Abmessungen 4 m Länge, 1 m Breite und 1,6 m Tiefe. Die Stirnseiten waren mit je einer Aussparung zum Durchführen des Testrohres versehen. Die seitlichen Begrenzungswände bestanden aus Holz und wurden durch in den Boden gerammte Stahlrohre gesichert. Der Boden des Versuchsstandes wurde durch den gewachsenen Untergrund mit einer Schotterauflage von ca. 100 mm gebildet (s. Bild 4.2).



Bild 4.2: Versuchsstand der Tracto-Technik GmbH; links: Vorbereitung eines Tests; rechts: Verfüllen der Leitungszone

Insgesamt wurden sechs Tests durchgeführt. Ziel waren der optische Nachweis einer ausreichenden Zwickelverfüllung und -verdichtung mit dem Innenverdichter in Abhängigkeit unterschiedlicher Verfüllböden, Überschüttungshöhen und Ballastsituationen sowie der Funktionsnachweis am gedämpften und ungedämpften Rohr .

Bei den ersten Tests (1 bis 4) wurde als Rohrleitung PE-HD DA 320 mm, DI 250 mm, Länge 6 m verwendet.

Um eine gute Einleitung der Verdichtungsenergie in die Rohrleitung zu erzielen, wurde der Prototyp des Innenverdichters zunächst mit zwei halbschalenförmigen Klemmbacken ausgerüstet, die bei diesen ersten Tests mit dem Rohr verschraubt

waren. Zur Verbesserung der Reibung zwischen Klemmbacken und Rohrwandung wurden diese mit zahlreichen kleinen Schweißpunkten versehen. Nach dem Ausbau waren an der Rohrinneenseite kleine Abdrücke dieser Schweißpunkte zu erkennen, was aber auch so erwartet wurde (s. Bild 4.3).



Bild 4.3: Rohr im ausgebauten Zustand nach dem Verdichtungsverfahren

Test 1:

Randbedingungen:

Rohr PE-HD	DA: 320 mm	DI: 250 mm	Länge: ca. 6 m
Verdichtungsgerät	Gesamtgewicht: Ca. 13 kg	kleine Masse: 0,87 kg 57 HRC	große Masse: 1,85 kg 20 HRC
Verfüllmaterial	gebrochenes Steinmaterial bis zu einer Korngröße von ca. 50 mm mit Feinanteil (Vorabsiebung)		
Schichtdicke über Rohrscheitel	80 cm		

Beim Einschalten des Innenverdichters wurden keine Bewegungen oder Setzungen festgestellt, d.h. die Auflast war zu groß.

Test 2:

Rohr, Innenverdichter und Verfüllmaterial wie Test 1, Schichtdicke über Rohrscheitel: 40 cm.

Beim Einschalten des Innenverdichters war eine starke Bewegung des Verfüllmaterials zu erkennen. Zu Beginn des Verdichtungs Vorgangs begann das Rohr sich kurzzeitig langsam zu drehen, blieb aber nach einigen Sekunden stehen.

Der Innenverdichter wurde durch Drosselung der Luftmenge in seinem kompletten Drehzahlbereich gefahren, wobei mit wechselnder Drehzahl unterschiedlich starke Bewegungen des Verfüllmaterials zu erkennen waren. Drehzahl bzw. Luftmenge wurden nicht gemessen.

Anschließend wurde das Rohr freigelegt, um den Verfüllzustand im Bereich der Rohrzwickele zu überprüfen. Das Verfüllmaterial wurde von Hand bis zum Kämpfer des Rohres abgetragen. Anschließend wurde das Rohr aus der erzeugten Bettung gehoben (s. Bilder 4.4 und 4.5).



Bild 4.4: Test 2: Überprüfung des Verfüll- und Verdichtungszustandes im Bereich der Rohrzwickele



Bild 4.5: Test 2: Verfüll- und Verdichtungszustand im Bereich der Rohrzwickele

Wie in den Bildern 4.4 und 4.5 zu erkennen ist, sind selbst größere Steine in die Rohrzwickel gerüttelt worden. Dort wo im Verfüllmaterial Feinkorn zur Verfügung stand, wurde dieses auch zum Rohr hinbewegt. Die Seitenwangen der Bettung waren sehr stabil und konnten mit dem Finger nur schwer eingedrückt werden.

Test 3:

Rohr und Innenverdichter wie Test 1, Verfüllmaterial: erdfeuchter Rheinkies mit einer maximalen Korngröße von ca. 32 mm, Schichtdicke über Rohrscheitel: 30 cm.

Der Kies wurde mit einem Brett eben abgezogen, um Veränderungen an der Oberfläche besser erkennen zu können (Bild 4.6).

Bei Inbetriebnahme des Innenverdichters trat in den ersten 10 bis 20 Sekunden eine Setzung des Verfüllmaterials um mind. 2 cm auf der ganzen Oberfläche ein. Bei weiterem Rütteln bildete sich innerhalb der nächsten Minute eine Mulde von 1 bis 2 cm oberhalb des Rohrscheitels aus. Danach fanden keine weiteren sichtbaren Bodenverformungen mehr statt.



Bild 4.6: Test 3: Abziehen der Oberfläche der Überschüttung mit einem Brett

Test 4:

Der Test 4 erfolgte im unmittelbaren Anschluss an den Verdichtungsvorgang beim Test 3.

Der bereits mit dem Innenverdichter verdichtete Rheinkies wurde nochmals unter gleichzeitigem Ziehen einer Ballastplatte über die Oberfläche verdichtet (s. Bild 4.7). Die Ballastplatte besaß eine Masse von 198 kg und wurde von zwei Personen von Hand über die Schüttung gezogen. Dieser Prozess wurde unterstützt durch die vibrationsbedingte „Verflüssigung“ des Kieses, die zur Reduzierung der Reibung zwischen Kies und Ballastplatte führte.

Durch den kombinierten Einsatz des Innenverdichters mit der Ballastplatte traten nochmals Bodenverformungen an der Oberfläche von ca. 3 bis 4 cm auf.

Nach Abschluss der Verdichtung wurde das Rohr, wie bereits beim Test 3 beschrieben, freigelegt und aus der Bettung gehoben. Die Verfüllung der Rohrsohle und der Rohrzwickel erwies sich optisch als optimal. Die Seitenwände der Bettung waren sehr stabil (s. Bild 4.8).



Bild 4.7: Test 4: Einsatz einer Ballastplatte auf der Oberfläche der Überschüttung parallel zum Innenverdichter



Bild 4.8: Test 4: Optischer Nachweis der Verfällung und Verdichtung der Rohrzwickelbereiche

4.3 Funktionstest des Verdichtungsgerätes und Schwingungsmessungen am gedämpften und ungedämpften PE-HD-Rohr

Neben den im Abschnitt 4.2 beschriebenen Tests zur Überprüfung der Einsatzmöglichkeit des Innenverdichters wurden auf dem gleichen Versuchsstand zwei weitere Funktionstests zur Ermittlung der Schwingungseigenschaften des gedämpften (mit verfallter Leitungszone) und ungedämpften PE-HD-Rohres (ohne Seitenverfallung und Abdeckung) durch die Firma Dräger Akustik, Meschede durchgeführt.



Bild 4.9: Innenverdichter bei der Einbau- und Funktionskontrolle

Bei den beiden Versuchen wurden zwei unterschiedliche Rohrnennweiten (PE-HD-Rohre, DA 315 x 28,6 mm und DA 225 x 12,8 mm) eingesetzt. In beiden Fällen fand der gleiche Innenverdichter Anwendung, wobei sowohl dessen obere als auch untere Einsatzgrenze bezüglich der Rohrnennweite erreicht wurde.

Schwingungstest 1:

Einen Überblick über den Versuchsaufbau mit der Burstlafette 400S, PE-HD-Rohr DA 315 x 28,6 mm, PE 80, den montierten Messsonden sowie den notwendigen Instrumenten für die Schwingungsmessungen vermitteln die Bilder 4.10 bis 4.12.

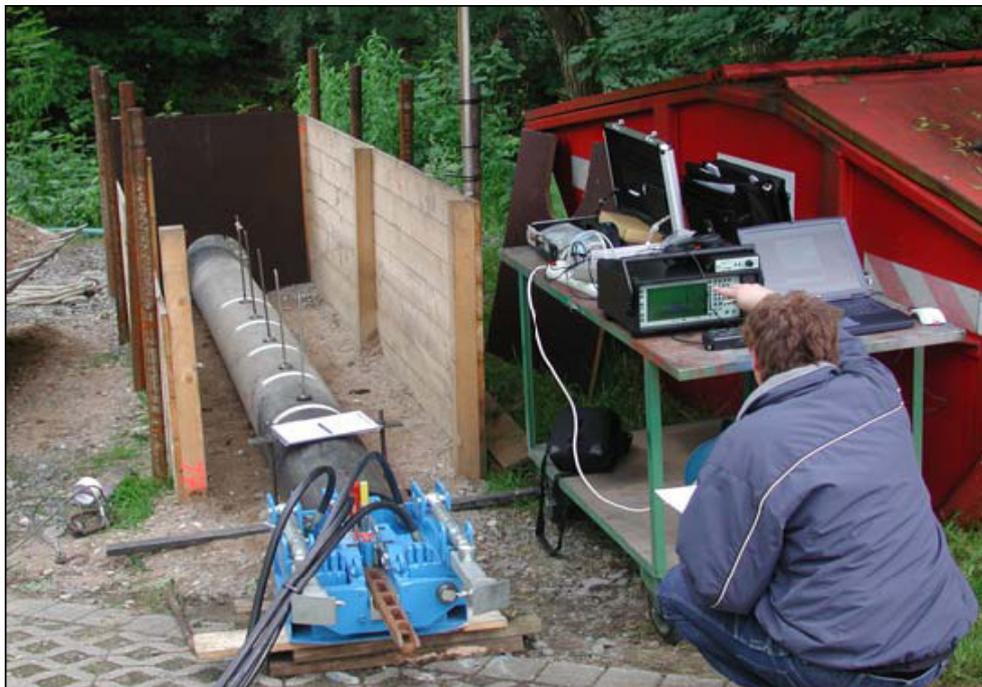


Bild 4.10: Versuchsstand ohne Bodenverfüllung

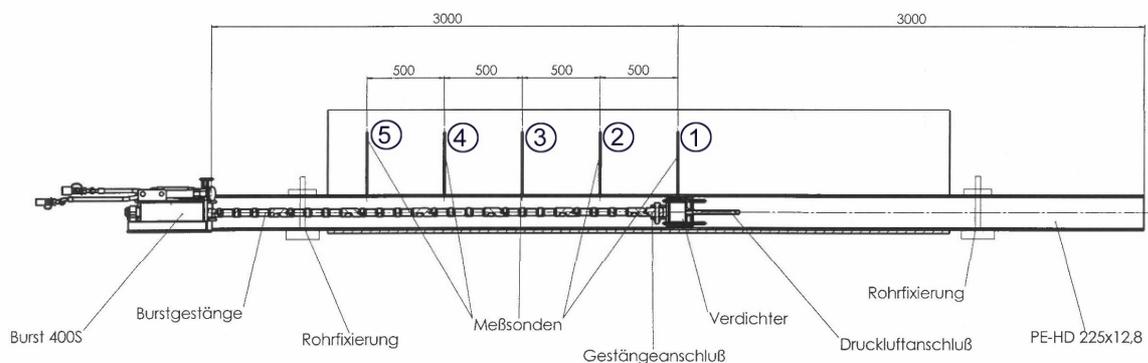


Bild 4.11: Skizze des Versuchsaufbaus mit Anordnung der Messsonden



Bild 4.12: Kraftschlüssige Befestigung der Messsonde auf dem Rohr

Zunächst wurde der Beschleunigungsaufnehmer der Reihe nach auf allen Messsonden platziert, um die Schwingungscharakteristik festzustellen. Anschließend wurde, wie im Bild 4.13 zu sehen, das Rohr mit Rheinkies bis 30 cm über Rohrscheitel überdeckt. Zusätzlich wurde eine an der Schalung angebrachte Geländelinie (s. Bild 4.14) als erste Messgröße festgehalten. Alle Messsonden erhielten eine Markierung, um die Höhenlage der Leitungszone vor, während und nach dem Verdichtungsvorgang messen zu können.



Bild 4.13: Beschleunigungsaufnehmer mit Messsonden mit und ohne Bodenverfüllung



Bild 4.14: Markierung der Bodenhöhe vor Verdichtungsbeginn

Bei diesem Versuch wurde der Innenverdichter im Rohr unter der Messsonde 1 platziert. Die Abstände zwischen den Messsonden 1 bis 5 betragen 500 mm. An allen 5 Messsonden wurden deutliche Schwingungen erfasst. Die Bodensetzungen waren im Bereich der Sonde 1 erwartungsgemäß am Größten (6,6 cm) und nahmen bis zur Messsonde 5 auf etwa 1,5 cm ab.

Die Schwingungsmessungen konnten aus technischen Gründen nicht realisiert werden. Der Beschleunigungsaufnehmer hatte sich lose gedreht und übersteuerte während der gesamten Messung, so dass kein Signal brauchbar war.

Schwingungstest 2:

Der Schwingungstest 2 wurde mit einem PE-HD-Rohr DA 225 x 12,8 mm, PE 80 im ungedämpften und gedämpften Zustand durchgeführt. Hierfür wurde der Innenverdichter in der Mitte des Rohres unter der Messsonde 1 positioniert und mit Druckluft für den Abgleich der Vorverstärker beaufschlagt.

Während des Versuchs wurde der Innenverdichter in seiner Position gehalten und die Messungen am Kopf der Messsonden wurden von der Mitte aus beginnend in Richtung Zugeinrichtung aufgezeichnet (s. Bild 4.11).

Nach der Messung im ungedämpften Zustand wurde der Versuchsstand mit witterungsbedingt leicht durchfeuchtetem Grauwacke-Schotter (Körnung 0-5) bis 30 cm

über Rohrscheitel befüllt. Danach erfolgte die Schwingungsmessung im gedämpften Zustand in gleicher Weise.

Wie beim Schwingungstest 1 stellte sich auch hier im Bereich der Messsonde 1 im Umkreis von 50 cm eine Setzung von ca. 7 cm ein.



Bild 4.15: Risse im Randbereich der Überschüttung nach dem Verdichtungsvorgang

Wie im Bild 4.15 zu sehen, bildeten sich aufgrund der Bodenbewegungen im Randbereich der Leitungszone Risse aus. Darüber hinaus setzte sich an einigen Stellen Wasser auf der Oberfläche ab (s. Bild 4.16).



Bild 4.16: Wasseransammlung nach dem Verdichtungsvorgang auf der Schüttung

Im Bild 4.17 sind die Beschleunigungsspektren am Messpunkt MP 1 einmal 2 Sekunden und zum anderen 25 Sekunden nach Start des Verdichtungsvorganges gegenübergestellt. Der Abfall der Schwingungsfrequenz und der Schwingungsbeschleunigungen ist deutlich zu erkennen.

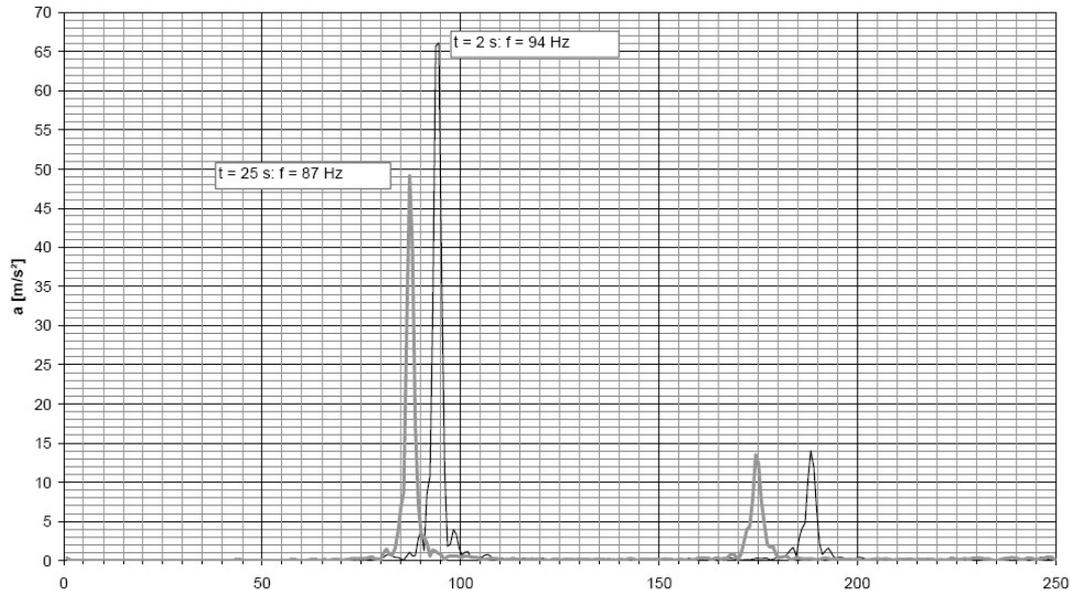


Bild 4.17: Frequenzanalyse der Schwingungsbeschleunigung a am MP 1

Die zeitliche Entwicklung der Schwingungsbeschleunigungen am Messpunkt MP 1 nach dem Beginn des Verdichtungsvorganges ist im Bild 4.18 dargestellt. Die Schwingungsbeschleunigung fiel nach dem Erreichen des Maximums kurz nach dem Start innerhalb der ersten 12 Sekunden deutlich um ca. 25 % ab und variierte anschließend nur noch geringfügig.

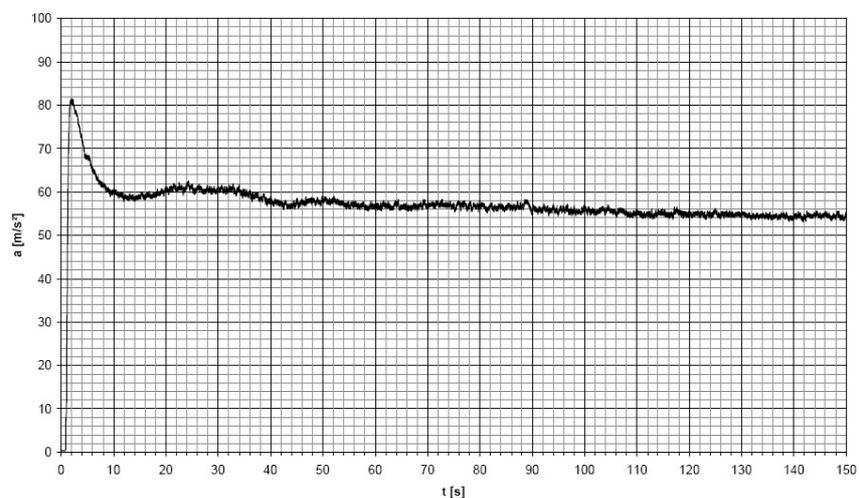


Bild 4.18: Zeitverlauf der Schwingungsbeschleunigung a nach Beginn des Verdichtungsvorganges am MP 1

Bild 4.19 zeigt die entsprechende zeitliche Veränderung der Frequenz der Schwingungs-Grundwelle f_0 . Auch hier ist tendenziell ein ähnlicher Abfall innerhalb der ersten 12 Sekunden zu erkennen, er war mit ca. 8 % jedoch nicht ganz so deutlich.

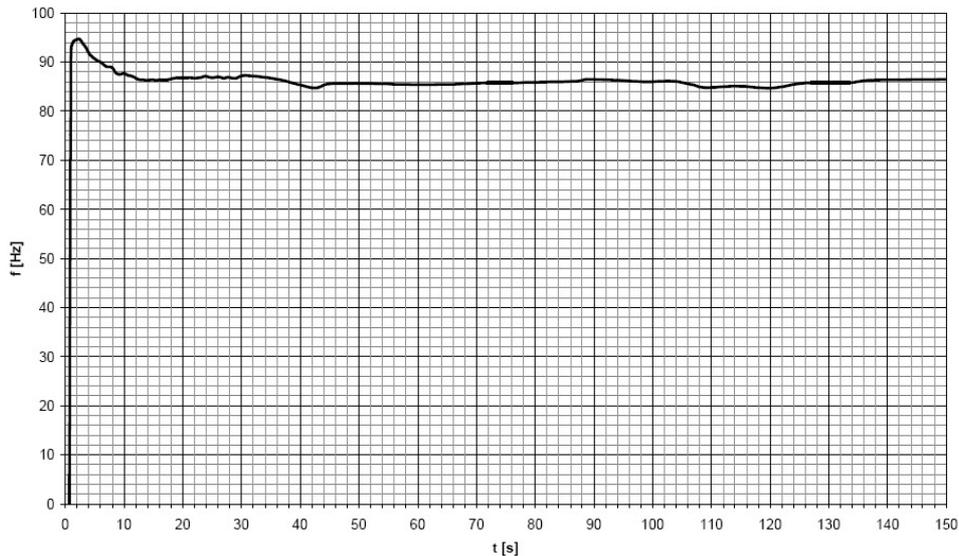


Bild 4.19: Zeitverlauf der Frequenz der Grundwelle f_0 nach Beginn des Verdichtungsvorganges am MP 1

Der zeitliche Verlauf von Schwingungsfrequenz und -beschleunigung nach dem Start des Innenverdichters wurde durch die Zunahme der Dämpfung infolge der Erhöhung der Dichte der vom Rohr zu bewegenden Bodenmassen geprägt. Dadurch wurde der Antrieb stärker belastet und die Antriebsdrehzahl nahm ab bis sich das Schüttgut im Rohrbereich stabilisiert hatte.

Beschleunigung an den einzelnen Messpunkten

In Tabelle 4.1 sind die Messwerte für die Schwingungsbeschleunigung a zusammengestellt. Die unter Nr. 1 aufgeführte Messung erfolgte bei eingebautem Rohr ohne Überschüttung bei einem Betriebsdruck von 9,5 bar. Die anderen Werte wurden am überschütteten Rohr bei einem Betriebsdruck von 7,0 bar ermittelt. Während in einem Abstand von 50 cm zum Innenverdichter Beschleunigungen in der gleichen Größenordnung wie an der Position des Innenverdichters selber aufgetreten sind (54,3 bzw. 62,4 [m/s^2]), lag der Messwert in einem Abstand von 1,0 m nur noch bei der Hälfte (25,7 [m/s^2]) und mit größer werdendem Abstand bei noch deutlich geringeren Werten (7,2 und 3,5 [m/s^2]).

Tabelle 4.1: Messwerte Schwingungsbeschleunigung a

Nr.	Messpunkt	Abstand zum Verdichtungsgeräts [cm]	Betriebsdruck p [bar]	Einbau- bedingungen	Beschleunigung a [m/s ²]
1	MP 1	0	9,5	Ohne Schüttgut	288,4
2	MP 1	0	7,0	Mit Schüttgut, verdichtet	54,3
3	MP 2	50	7,0	Mit Schüttgut, verdichtet	62,4
4	MP 3	100	7,0	Mit Schüttgut, verdichtet	25,7
5	MP 4	150	7,0	Mit Schüttgut, verdichtet	7,2
6	MP 5	200	7,0	Mit Schüttgut, verdichtet	3,5

Im Bild 4.20 sind die o.a., an den verschiedenen Messpunkten aufgezeichneten Schwingungsbeschleunigungen grafisch dargestellt. Dem Verlauf dieser Kurve ist zu entnehmen, dass im Abstand bis ca. 60 cm Schwingungsbeschleunigungen in der gleichen Größenordnung wie an der Position des Innenverdichters aufgetreten sind.

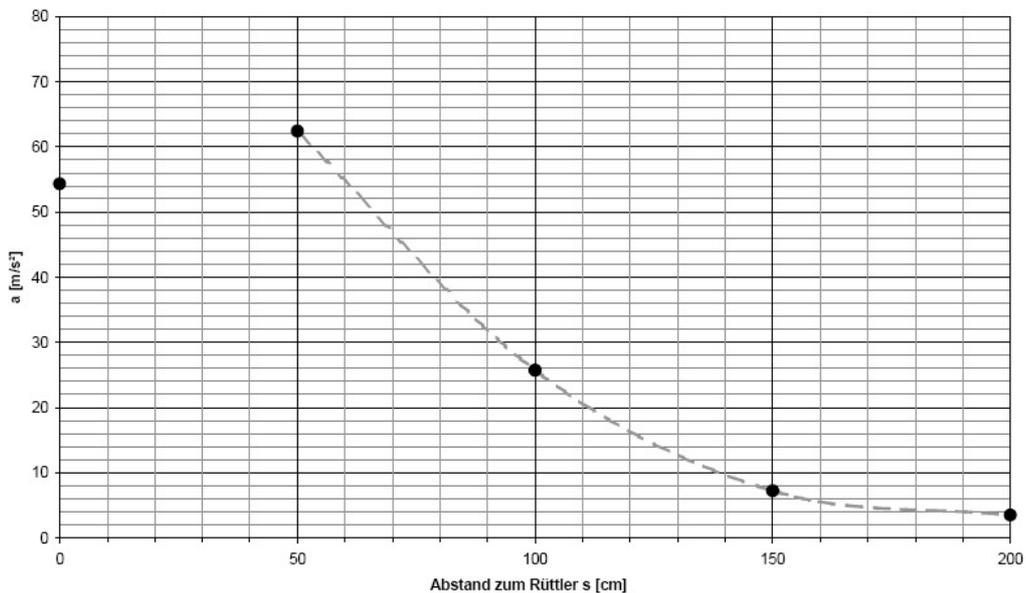


Bild 4.20: Schwingungsbeschleunigung a in verschiedenen Abständen zum Verdichtungsgerät

4.4 Fazit

Die einführenden Tests der Tracto-Technik GmbH bestätigten die grundsätzliche Eignung des entwickelten Innenverdichters zur Verdichtung der Leitungszone und insbesondere der Zwickelbereiche bei der Neuverlegung von Kunststoffrohren. Auf Basis der Ergebnisse wurde der im Abschnitt 4.1 erläuterte Verspannmechanismus, bestehend aus vier Klemmbacken und dem Gehäuse mit konischer Anpressfläche zur Verbesserung des Kontaktes zwischen Innenverdichter und Rohrwand, konstruiert.

Die Vibrationsrichtung des Innenverdichters verlief rechtwinkelig zur Rohrachse. Dadurch traten für einen kurzen Zeitraum unmittelbar nach Start des Verdichtungs Vorgangs Bewegungen des Rohres auf.

Die Auswertung der aufgezeichneten Schwingungsmessungen ergab einen Wirkungsbereich des Innenverdichters von ca. 60 cm. In diesem Bereich traten die Schwingungsbeschleunigungen in der gleichen Größenordnung auf wie an der Position des Innenverdichters.

Bei einer Überdeckungshöhe von 80 cm traten keine sichtbaren Bodenverformungen bzw. Kornumlagerungen auf. Deshalb wurde für die Folgeversuche festgelegt, die Höhe der Abdeckung auf ca. 40 cm zu begrenzen.

5 Modellentwicklung bezüglich der Rohrstatik unter Berücksichtigung verschiedener Einflussparameter

5.1 Zielsetzung

Ziel der numerischen Berechnungen mittels FEM war die mechanisch zutreffende Abbildung der Rohrbeanspruchungen in einem statischen Modell. Dabei wurden zunächst die durch das Verdichtungsgerät ausgelösten statischen und dynamischen Einwirkungen auf das Rohr ermittelt. Mit einem speziellen Algorithmus zur Erfassung der Rohr-Boden-Interaktionen wurde ein entsprechendes Rechenmodell für die Verlegung bzw. Bettung von Kunststoffrohrleitungen im Leitungsgraben in offener Bauweise und Verdichtung der Leitungszone mittels Innenverdichter entwickelt.

Dabei fanden nachfolgend aufgeführte Einflussparameter Berücksichtigung:

- Rohrwerkstoff (PE-HD, PP, PVC-U)
- Rohrennenweite (DN/ID 150 bis DN/ID 400)
- Wanddicke (Rohrsteifigkeit)
- Auflager
- Grabenbreite
- Auflasten (Überdeckungshöhe, Verkehrslasten etc.)
- Überdeckungsform
- Verfüllmaterial (Kornverteilung, Kornform, Verdichtbarkeit etc.)
- Überschüttungshöhe

5.2 Erkenntnisse aus der Literatur zur Rüttelverdichtung

Zur Entwicklung eines Modellansatzes bezüglich der Rohrstatik im Zusammenhang mit dynamischen Verdichtungs Vorgängen mittels Innenverdichter wurde eine Literaturrecherche durchgeführt, um ggf. auf bereits entwickelte Materialmodelle oder Berechnungsmethoden zurückgreifen zu können.

5.2.1 Theorie der dynamischen Verdichtung

Das Prinzip der dynamischen Verdichtung liegt im wesentlichen darin, dass der Boden durch Schwingungen dazu angeregt wird, durch Kornumlagerung eine dichtere Position einzunehmen. Die dynamischen Kräfte setzen dabei die Einzelkörner derart in Bewegung, dass kurzzeitig ihre gegenseitige Reibung vermindert wird und es infolgedessen zu einer Verdichtung des Bodens kommt. Dies ist im Besonderen bei rolligen Böden der Fall, wobei die damit einhergehende Volumenverminderung stark von der Bodenbeschaffenheit und der Verdichtungsfähigkeit abhängt.

Der jeweilige Verdichtungserfolg ist des weiteren von geräte- und materialspezifischen Eigenschaften abhängig. Zu den wichtigsten gerätespezifischen Randbedingungen zählen u.a. Gewicht, Frequenz und Amplitude. Beispielsweise lassen sich mit großen Amplituden und niedrigen Frequenzen hohe Schichtdicken verdichten. Dagegen erzielt man beim Einsatz von Verdichtungsgeräten mit kleiner Amplitude und hoher Frequenz eine Verdichtung innerhalb geringerer Schichtdicken, vermeidet allerdings Oberflächenauflockerung oder Kornzertrümmerung.

Grundsätzlich sind dynamische Verdichtungsgeräte in zwei Hauptgruppen aufgeteilt: Oberflächenrüttler und Tiefenrüttler.

Oberflächenrüttler

Oberflächenrüttler kommen überwiegend zur Verdichtung bei nichtbindigen rolligen Bodenarten zum Einsatz. Deren Wirkungstiefe beschränkt sich auf Tiefenbereiche von bis zu 80 cm. Dazu gibt es tabellarisch zusammengefasste Durchschnittswerte, welche zur Eignung verschiedener Verdichtungsgeräte und zu den maximalen Schütthöhen und Übergängen in Abhängigkeit von Bodenart und Verdichtungsanforderungen Auskunft geben. Dabei haben Witterungseinflüsse, gerade bei bindigen und plastischen Bodenarten, einen erheblichen Einfluss über den Verdichtungserfolg.

So lässt sich auf der einen Seite ein zu trockener Boden nicht ordnungsgemäß verdichten, bzw. in einem zu feuchten Boden lässt sich das Porenwasser nicht verdrängen und das Gerät fährt sich evtl. auch fest. Bei Frost können gar keine Verdichtungsarbeiten durch Oberflächenverdichtung durchgeführt werden.

Laut Herstellern von Baumaschinen zur Boden- und Asphaltverdichtung gibt es keine empirischen Formeln, bis zu welcher Tiefe in Abhängigkeit des Bodens und der technischen Daten der Baumaschine die Verdichtung des Bodens erfolgreich ist. Bei der Konstruktion von Baumaschinen geben die oben beschriebenen Tabellenwerte zunächst grobe Anhaltswerte, für die Verdichtungsleistung wieder. Genauere Kenn-daten zur bodenabhängigen Tiefenwirkung der Verdichtungsgerät werden in der Regel anschließend über Testreihen ermittelt, so dass hier langjährig über Versuche gewonnene Erkenntnisse bezüglich der Verdichtungsleistung von Vibrationswalzen vorliegen.

Prüfverfahren zur Beurteilung des Untergrundes nach erfolgter Verdichtung hinsichtlich Qualitätsanforderungen an die Gleichmäßigkeit und Güte der Verdichtung wurden ursprünglich weitgehend anhand einzelner, kosten- und zeitaufwendiger Dichtemessungen und Plattendruckversuche ermittelt.

Bei der flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) mittels Vibrationswalzen wird aus dem Bewegungsverhalten der schwingenden Walze auf Eigenschaften des Bodens zurück geschlossen, was die Herstellung eines qualitativ besseren Erdbauwerkes ermöglicht. Das Verfahren ermöglicht es das gesamte Planum flächendeckend zu prüfen, ohne dabei den Bauablauf zu stören. Dadurch ist es möglich, den gegenwärtigen hohen Anforderungen an ein gleichmäßiges Tragverhalten der Unterbaukonstruktion bei Neubaustrecken von Hochgeschwindigkeitszügen oder Autobahnen zu genügen.

Es war zu untersuchen, ob analog zum Verfahren der flächendeckenden dynamischen Verdichtungskontrolle (FDVK) aus dem Bewegungsverhalten des schwingenden Innenverdichters auf Eigenschaften des umgebenden Bodens in der Leitungszone Rückschlüsse abgeleitet werden können.

Tiefenrüttler

Ein seit ca. 1936 verwendetes Verfahren zur bautechnischen Untergrundverbesserung von kohäsionslosen Böden stellt die Tiefenverdichtung dar, deren Funktionsprinzip zu der Verdichtung der Leitungszone mittels Innenverdichter gewisse Analogien aufweist.

Ob der Boden für dieses Verdichtungsverfahren geeignet ist, wird anhand einer Be-

urteilung der Bodenschichten im Rahmen eines Bodengutachtens ermittelt. Generell lassen sich Böden, bei denen die Kohäsion nicht zu groß ist, durch Schwingungen eines Rüttlers verdichten. Die Anwendungsgrenzen können zum einen über die Erstellung eines Kornverteilungsdiagramms oder/und aus der Durchführung von Drucksondierungen gewonnen werden.

Der Tiefenrüttler besteht aus einem mehrere Meter langen Stahlzylinder mit einem Durchmesser von ca. 30 bis 40 cm, der eine oder mehrere zur vertikalen Achse exzentrisch angeordnete rotierende Massen enthält. Er wird zur Verdichtung einer vollständigen Fläche in einem bestimmten Raster in mehreren Vorgängen üblicherweise an einem Kran oder Bagger hängend bis an die gewünschte Tiefe (bis zu 35 m) versenkt und anschließend stufenweise bei gleichzeitiger Verdichtung des umliegenden Bodens wieder gezogen. Sein Gewicht liegt zwischen 1,5 bis 2,5 t.

Die über einen Elektro- oder Hydraulikmotor angetriebenen rotierenden Unwuchten übertragen horizontale Schwingungen über den Rüttlermantel auf den Boden. Infolge der Verdichtung tritt um den Rüttler herum eine Porenraumverminderung ein, zu deren Ausgleich Sand über den Ringraum von der Oberfläche her zugeführt werden kann oder ein kegelförmiges Absacken an der Oberfläche in Kauf genommen wird. Durch Einsatz des Tiefenrüttlers am nächsten rasterförmig angeordneten Verdichtungspunkt, können verdichtete Erdkörper von beliebiger horizontaler und vertikaler Ausdehnung hergestellt werden.

Neben der Verminderung der Zusammendrückbarkeit, der Erhöhung der Wichte, des Reibungswinkels, des Steifemoduls und der Grundbruchsicherheit kann auch die Verminderung der Verflüssigungsgefahr von Sanden bei Erdbeben durch die gleichmäßige Verbesserung des Tragverhaltens ein Ziel der Rütteldruckverdichtung sein.

5.2.2 Einflüsse auf die Verdichtung

Einfluss des Rüttlers auf die Verdichtung

Der Einfluss des Rüttlers auf die Verdichtung ist noch nicht ausreichend untersucht. Es gibt keinen eindeutigen Zusammenhang zwischen den gerätespezifischen Eigenschaften des Rüttlers wie Gewicht, Frequenz und Amplitude und dem erzielten Verdichtungserfolg.

Erfahrungen haben gezeigt, dass sich sandige Böden am besten mit niedriger Drehzahl (30-70 Hz) und großer Amplitude (5-10 mm) verdichten lassen. Für Kiesböden hat sich keine signifikante Abhängigkeit ergeben.

In einer Versuchsreihe der Fa. BAUER Spezialtiefbau in schwach kiesigem Sand wurde festgestellt, dass im Vergleich zum KELLER Normalrüttler (120 kN Schlagkraft bei 3.000 U/min) stärkere Rüttler (160 kN Schlagkraft bei 3.000 U/min) in der Nähe des Rüttelzentrums besser verdichten, aber eine kleinere Reichweite erzielen. Höhere Frequenzen ergeben ebenfalls eine bessere Verdichtung in der Nähe des Rüttelzentrums, aber eine kleinere Reichweite.

5.2.3 Wirkungsweise (Erklärungsversuche)

Die Verdichtung ist eine Kornumlagerung. Die meisten Autoren erklären diese Umlagerung durch eine Verflüssigung des Bodens im Bereich des Rüttlers. Der Boden verflüssigt laut Angaben verschiedener Autoren in einem kreisförmigen Bereich um den Rüttler mit einem Radius von 0,3-0,5 m.

Voraussetzung für die Verflüssigung kohäsionsloser Böden sind die lockere Lagerung und die Wassersättigung. Je gleichförmiger und je feiner der nichtbindige Boden ist, desto leichter kann er verflüssigt werden. Mit zunehmender Tiefe kann der Boden aufgrund der steigenden Eigengewichtsspannung immer schwerer verflüssigt werden.

Versuche mit einem Schergerät am Rütteltisch von Kutzner im Jahr 1962 zeigten, dass die Scherfestigkeit eines Bodenimitates aus Glaskugeln während des Rüttelns stark abnimmt. Allerdings muss die Rüttelung mit einer gewissen Mindestamplitude bzw. Mindestbeschleunigung erfolgen, damit dieser Effekt eintritt. Zudem verhindern zu große Auflasten die Verdichtung, weil dem Material nicht die Möglichkeit der Auflockerung während des Rüttelns gegeben wird. Das Material muss sich offensichtlich zuerst auflockern, um sich danach dichter lagern zu lassen.

Versuche zum Einfluss des Wassers zeigen, dass trockener und vollständig gesättigter Boden gleich gut verdichtbar sind. Feuchter Boden ist schlechter verdichtbar. Das wird mit der scheinbaren Kohäsion durch die Kapillarkräfte erklärt. Der feuchte Boden ist durch die scheinbare Kohäsion standfest.

5.3 Finite Elemente Methode zur Lösung der bodenmechanischen Fragestellungen

Den heutigen Stand der Technik zur Berechnung des mechanischen Verhaltens eines Erdkörpers stellt die Methode der Finite Elemente (FEM) in Verbindung mit speziell entwickelten Stoffgesetzen dar, die für verschiedene Bodenarten entwickelt wurden bzw. sich durch Änderung von Parametern den jeweiligen Bodenbedingungen anpassen lassen.

Diese Methode, deren Ursprung aus der Luft- und Raumfahrt zurückzuführen ist, wird gegenwärtig in fast allen technisch-mechanischen Bereichen angewandt und zur Lösung von unterschiedlichsten Problemstellungen, so auch in der Bodenmechanik, speziell weiterentwickelt.

Lag der Forschungsschwerpunkt vor etwa drei Jahrzehnten noch in der linearen Statik und Dynamik von Festkörpern, wird derzeit insbesondere in der Bodenmechanik ausschließlich nichtlinear gerechnet. Nichtlineare Analysen sind immer dann erforderlich, wenn sich die Spannungen nicht proportional zu den Dehnungen verhalten (nichtlineares Materialverhalten), bzw. wenn durch Verformung des Kontinuums dessen Steifigkeit erheblich beeinflusst wird (geometrisch nichtlineares Verhalten).

Mit modernen nichtlinearen Stoffgesetzen lassen sich physikalische Größen wie Spannungen, Verschiebungen, etc. im Raum darstellen, so dass ein „Blick in den Boden“ gewährt wird, der im Experiment nur punktuell und mit großem Aufwand gemessen werden könnte. Dies trägt zum Verständnis physikalischer Phänomene bei und ermöglicht damit Interpretationen von komplexen Zusammenhängen.

5.3.1 Auswahl der Software

Um das Verhalten des Bodens unter statischen und dynamischen Lasten und die Interaktion zwischen Rohr und Boden mit der erforderlichen Genauigkeit darstellen zu können, war es zunächst erforderlich ein geeignetes Programmsystem, welches über die geeigneten Materialmodelle verfügt, auszusuchen.

Für Böden unter gleich bleibender Belastung kann ein einfaches elastoplastisches oder ein nicht-lineares elastisches Werkstoffmodell verwendet werden, um das Ver-

formungsverhalten des Bodens zu simulieren. Jedoch sind diese nicht ausreichend, um die plastischen Dehnungen, die bei der Verdichtung von Böden gewöhnlich entstehen, zu formulieren. Daher sollte die Plastizitätstheorie mit einbezogen werden.

Bei Anwendung der Plastizitätstheorie muss zunächst die so genannte Fließbedingung, welche die elastische und nicht-elastische Verformungen definiert, festgelegt werden. Dies geschieht durch das Fließgesetz, dass die Spannungsinkremente bzw. -anteile und die irreversible Dehnung in Beziehung setzt.

Eine detaillierte Simulation des Bodenverhaltens ist daher nur mit fortgeschrittenen numerischen Materialmodellen möglich, welche die Auswahl der Berechnungssoftware entscheidend beeinflusst. Folgende Programme kamen für den vorliegenden Anwendungsfall in die engere Wahl: Ansys, Marc Mentat, Abaqus und Plaxis.

Jedes dieser Softwareprodukte besteht aus verschiedenen Bodenmodellen und ist anpassungsfähig, so dass der Benutzer selbst konzipierte Modelle einfügen kann, wenn die verfügbaren Modelle nicht genau den Anforderungen entsprechen. Die in diesen Softwareprogrammen verfügbaren Bodenmodelle, ihre Funktionen, Vorteile etc. werden im Folgenden kurz beschrieben.

5.3.2 Linear elastisches Modell

Das linear-elastische Modell ist ein einfaches, konstitutives Basismodell mit den vier Parametern: dem Elastizitätsmodul E , der Querdehnzahl ν , dem Schermodul G und dem Kompressionsmodul K . Jedoch sind mit diesem Modell nur zwei Parameter zur Analyse des Problems verwendbar; deshalb wird es oft das Zwei-Parameter-Modell genannt. Die Grundannahme dieses Modells ist, dass der Werkstoff isotrop ist, d.h. dass jede Ebene des Körpers eine Symmetrieebene des Werkstoffverhaltens ist. In solchen Fällen werden nur zwei unabhängige elastische Konstanten benötigt, um das Verhalten mit einer symmetrischen konstitutiven Matrix darzustellen. Das lineare isotrope elastische Modell simuliert nicht alle wichtigen Aspekte des Bodenverhaltens. Daher ist dieses Modell zur Analyse geotechnischer Probleme bedingt einsatzfähig [26]. Dieses Modell ist sowohl bei Marc Mentat als auch bei Plaxis verfügbar.

5.3.3 Nicht-lineares elastisches Modell

Das Hauptkriterium in elastischen Modellen besteht darin, die Werkstoffparameter auf den jeweiligen Spannungs- bzw. Dehnungspfad zu beziehen. Da nur zwei Parameter zur Definition des isotropen, elastischen Bodenverhaltens benötigt werden, gehen auch die nicht-linearen elastischen Materialmodelle von einem isotropen Verhalten aus. Zur Beschreibung des Materialverhaltens werden demnach lediglich zwei Parameter aus E, ν, G, K benötigt. In der Geotechnik ist es oftmals zweckmäßig, den Kompressionsmodul K und den Schermodul G als Parameter zu verwenden, da die Veränderungen im Boden aufgrund von Kompressionsspannung im Vergleich zu den Veränderungen der deviatorischen (Scher-) Spannung stark voneinander abweichen.

Im Programmsystem Marc Mentat sind zwei unterschiedliche Arten des nicht-linearen elastischen Modells (bilineare elastische Modell und das hyperbolische Modell) enthalten.

5.3.4 Mohr-Coulomb-Modell

Das Mohr-Coulomb-Modell ist ein elastisches und vollplastisches Modell mit den fünf Eingangsgrößen: Elastizitätsmodul E , Querdehnzahl ν , Winkel der inneren Reibung φ , Kohäsion c und Dilatanzwinkel ψ . Darüber hinaus beinhaltet dieses Modell eine Zusatzfunktion zur Begrenzung der Zugfestigkeit (*tension cut-off*). Das Coulomb'sche Versagenskriterium gehört möglicherweise zu den bekanntesten Versagenskriterien im Bereich der Bodenmechanik. Nach diesem Kriterium versagt ein Werkstoff bei allen Spannungszuständen, bei denen der größte Mohr'sche Spannungskreis die Versagenshüllkurve (Bruchumhüllende) soeben berührt. Das bedeutet, dass die Zwischenspannung σ_2 ($\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$) keinen Einfluss auf den Versagenszustand hat [27]. Die Versagenskriterien nach Mohr-Coulomb können wie folgt dargestellt werden:

$$|\tau| = \sigma_n \tan \varphi + c$$

Ein weiteres Merkmal des Modells ist die Annahme, dass es vollplastisch ist. Es berücksichtigt keine Materialverfestigung bzw. -entfestigung. Die Mohr-Coulomb'sche Fließoberfläche im Hauptspannungsraum ist im Bild 5.1 dargestellt.

Das Mohr-Coulomb'sche Materialmodell hat viele Vorteile und wird aufgrund seiner Einfachheit, Gültigkeit und Genauigkeit bei zahlreichen praktischen Anwendungen mit verschiedenen Bodenarten verwendet.

Jedoch gibt es auch Einschränkungen, bei denen die mittleren Hauptspannungen Einfluss auf das Versagen des Bodens haben, was experimentell bei bestimmten Anwendungen nachgewiesen wurde. Weiterhin gibt die Fließfunktion nach Mohr-Coulomb die Höhe der plastischen Dehnung (Dilatation) viel größer an als sie in wirklichen Böden beobachtet wurden [26]. Ein letzter Nachteil ist, dass die Meridiane und die Versagenshüllkurve (Bruchumhüllende) im Mohr'schen Diagramm gerade Linien sind, was impliziert, dass sich der Festigkeitskennwert φ nicht mit dem (hydrostatischen) Umlagerungsdruck ändert [27].

Das Mohr-Coulomb'sche Modell ist bei Ansys, Abaqus und Plaxis verfügbar.

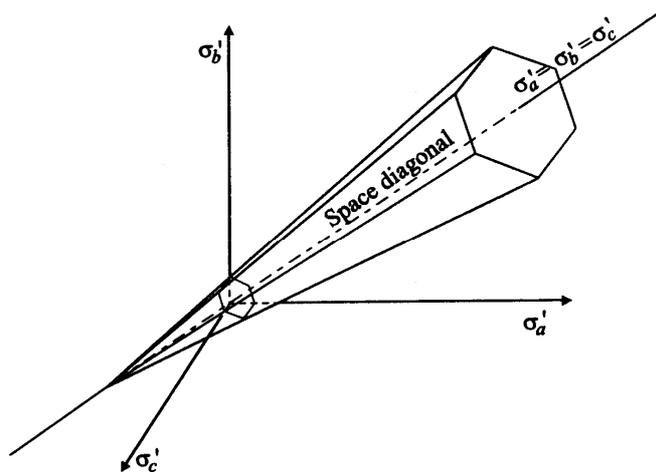


Bild 5.1: Fließfläche nach dem Mohr-Coulomb'schen Modell [26].

5.3.5 Drucker-Prager-Modell

Das Drucker-Prager-Modell ist auch ein vollplastisches Modell mit den zwei Kennwerten α und k , die die Werkstoffkonstanten darstellen und experimentell bestimmt werden. Das im Drucker-Prager-Modell verwendete Versagenskriterium ist das erweiterte Kriterium nach von Mises. Dieses Kriterium kann in Bezug auf die Spannungsinvarianten I_1 und J_2 wie folgt dargestellt werden [27]:

$$f(I_1, J_2) = \sqrt{J_2} - \alpha I_1 - k = 0$$

Das Drucker-Prager-Modell liefert einen Rundkegel und eine sphärische Abschlusskappe, wenn die Fließflächen und plastischen Potentialflächen im Hauptspannungsraum dargestellt werden. Das bedeutet, dass im Vergleich zum Mohr-Coulomb'schen Materialmodell sowohl die Fließspannung als auch die Festigkeit von der mittleren Hauptspannung σ_2 abhängig sind [26].

Die Vorteile des Drucker-Prager-Modells liegen in der einfachen Anwendbarkeit und der Anpassungsfähigkeit an das Coulomb'sche Modell durch die geeignete Auswahl von Konstanten.

Die Nachteile des Modells bestehen darin, dass es keine plastischen volumetrischen Dehnungen oder Verdichtungen von Bodenmaterialien bei hydrostatischer Belastung voraussehen kann und übermäßige plastische Dilatanz während des Fließvorgangs liefert [28].

Die Fließfläche nach dem Drucker-Prager-Modell und die kombinierte Fließfläche nach Mohr-Coulomb und Drucker-Prager in der deviatorischen Ebene sind im Bild 5.2 bzw. Bild 5.3 dargestellt. Das ursprüngliche Drucker-Prager-Modell wurde weiterentwickelt in ein erweitertes bzw. modifiziertes Drucker-Prager/*Cap*-Modell, welches nun standardmäßig in einigen Programmen implementiert ist. Im modifizierten Drucker-Prager-Modell, das auch die Kriechwirkung einbezieht, wird assoziiertes Fließen im Bereich der Fließkappe angenommen, während die Fließregel im Bereich der Scherung nicht assoziiert ist.

Die Scherversagenslinie und die Übergangsflißfläche sind im Bild 5.4 dargestellt. Das originale Drucker-Prager-Modell und das modifizierte bzw. erweiterte Drucker-Prager/*Cap*-Modell sind sowohl in Ansys als auch in Abaqus implementiert.

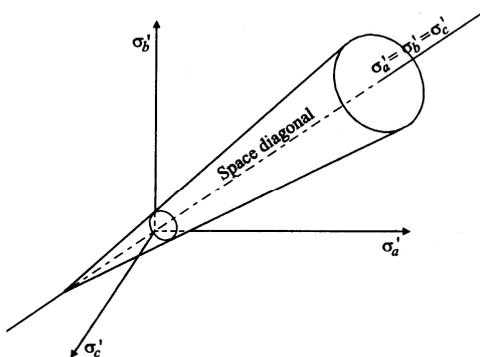


Bild 5.2: Fließfläche des Drucker-Prager-Modells [26].

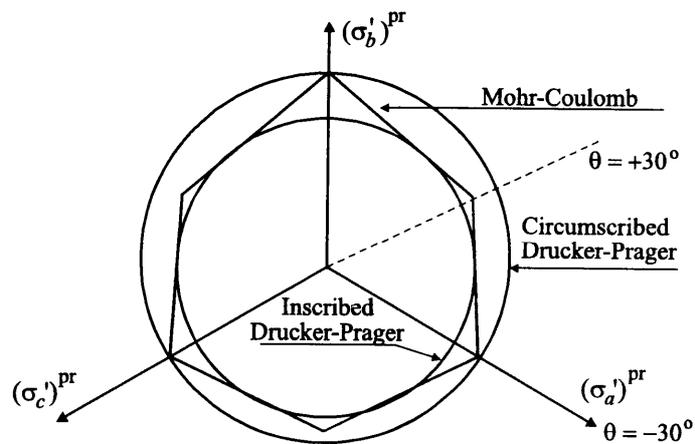
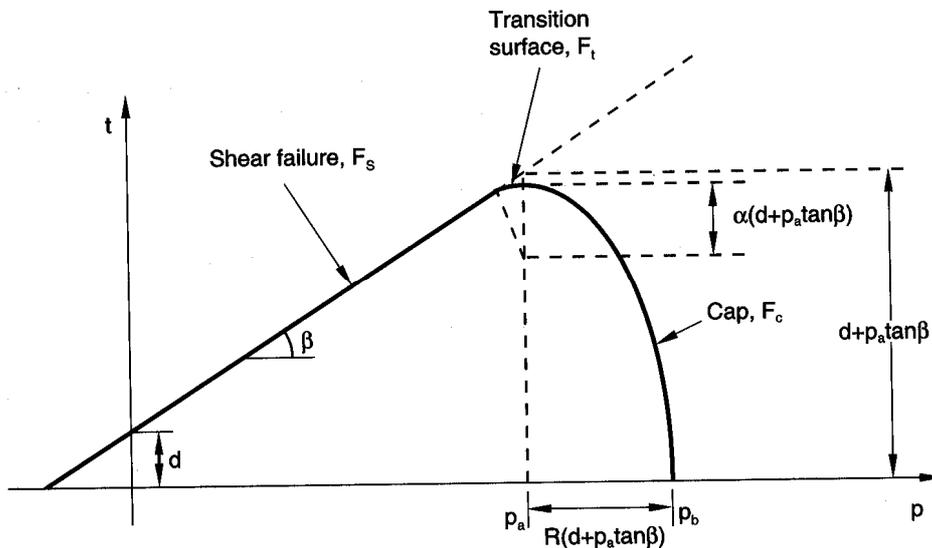


Bild 5.3: Mohr-Coulomb- und Drucker-Prager-Fließflächen in der deviatorischen Ebene [26].

Bild 5.4: Fließflächen des modifizierten Drucker-Prager/Cap-Modells in der $p-t$ -Ebene [29]

5.3.6 Modifiziertes cam-clay-Modell

Das modifizierte, von Roscoe and Burland entwickelte *Cam-Clay*-Modell ist ein isotropes, nicht-lineares, elastoplastisches Materialmodell, das Verfestigung berücksichtigt [30]. Es ist eine Erweiterung des ursprünglichen, von Roscoe entwickelten *Cam-Clay*-Modells. Im modifizierten *Cam-Clay*-Modell wird davon ausgegangen, dass die volumetrischen Dehnungen teilweise wiederherstellbar sind, d.h. die elastischen Verformungsdehnungen (Scherung) werden gleich Null angenommen.

Das Hauptmerkmal des modifizierten cam-clay-Materialmodells ist eine Vergrößerung der Materialsteifigkeit unter Kompression (*hardening/softening*-Konzept), das mit der Einführung eines kritischen Oberflächenzustands entwickelt wurde und in Bild 5.5 dargestellt ist. So wird dieses Modell auch *Critical-State*-Modell genannt. Die *hardening/softening*-Funktion kontrolliert die Größe der Fließfläche im effektiven Spannungsraum. Dies bedeutet: Wenn die volumetrische plastische Dehnung stauchend ist, vergrößert sich die Fließfläche; wenn eine nicht-elastische Volumenvergrößerung auftritt, verringert sich die Größe der Fließfläche [29].

Die Vorteile des modifizierten *Cam-Clay*-Modells bestehen darin, dass es einfach zu handhaben ist und die Werkstoffparameter direkt über einen konventionellen Triaxialversuch gewonnen werden können.

Ein Nachteil des Modells ist, dass es nicht für stark überkonsolidierten Ton anwendbar ist [28]. Bild 5.6 stellt die *Cam-Clay*-Oberfläche in der deviatorischen Ebene dar.

Das modifizierte *Cam-Clay*-Modell ist sowohl bei Marc Mentat und Abaqus verfügbar.

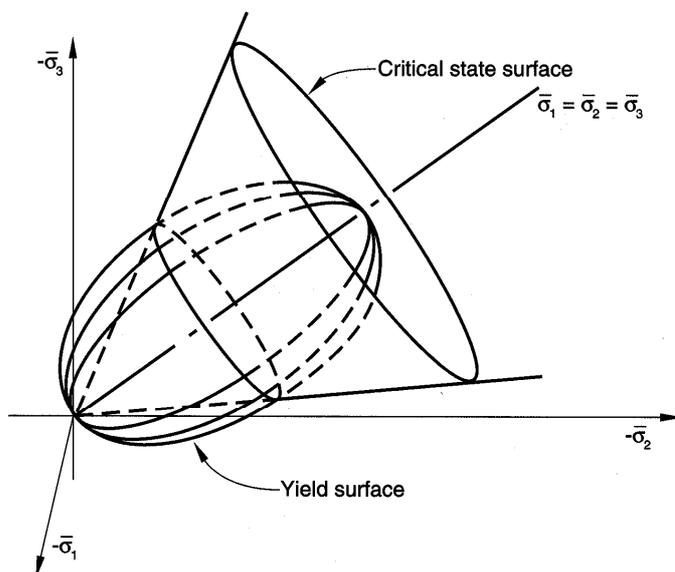
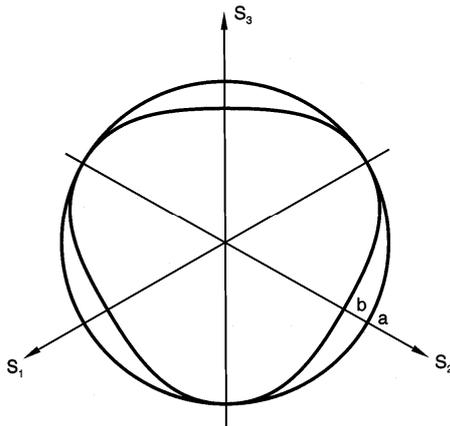


Bild 5.5: *Cam-Clay*-Fließfläche und *Critical-State*-Oberfläche im Hauptspannungsraum [29]

Bild 5.6: *Cam-Clay*-Oberflächen in der deviatorischen Ebene [29]

5.3.7 Hardening-Soil-Modell

Das *Hardening-Soil*-Modell ist eine elastoplastische Variante des hyperbolischen Modells, das dem isotropen Härtegesetz folgt. Dieses Modell geht davon aus, dass sich die Fließfläche während des plastischen Fließens gleichmäßig, ohne verformt zu werden, weitet oder zusammenzieht [28].

Der Hauptvorteil des *Hardening-Soil*-Modells ist, dass es drei verschiedene Eingangsteifigkeiten mit einbezieht. Diese sind die dreiaxiale Belastungsteifigkeit, die dreiaxiale Entlastungs-/Wiederbelastungsteifigkeit und die Ödometer-Steifigkeit, mit der die Steifigkeit des Bodens exakter beschrieben werden können.

Bei diesem Modell wird auch davon ausgegangen, dass alle Steifigkeitsmodule von der Spannung abhängen, was bedeutet, dass alle Steifigkeiten unter Druck ansteigen [31]. Die Dehnungsgeschwindigkeiten können in einen elastischen und einen nicht-elastischen Teil unterteilt werden. Da es sich um ein isotropes Materialmodell handelt, werden anisotrope Einwirkungen nicht berücksichtigt [32]. Ein Grundkonzept für die Formulierung des *Hardening-Soil*-Modells ist die hyperbolische Beziehung zwischen der vertikalen Dehnung ε_1 und der deviatorischen Spannung q bei primärer dreiaxialer Belastung. Die effektive Steifigkeit hängt von der betragsmäßig kleinsten Hauptspannung σ_3' ab. Das *Hardening-Soil*-Modell ist nur in Plaxis implementiert.

5.3.8 Fazit zur Auswahl des geeigneten Programmsystems

Alle oben erläuterten Materialmodelle haben verschiedene Vor- und Nachteile. Das lineare elastische Modell, das in Marc Mentat und Plaxis vorhanden ist, basiert auf der linearen Elastizitätstheorie und ist für begrenzte Problemstellungen anwendbar, bei denen keine plastischen Dehnungen auftreten. Diese treten jedoch bei fast allen geotechnischen Problemstellungen auf, so dass dieses Materialmodell im vorliegenden Anwendungsfall nicht geeignet ist.

Die nicht-linearen elastischen Modelle auf Basis der nicht-linearen Analyse sind eine Ergänzung der linearen elastischen Spannungs-Dehnungsbeziehung mit elastischen Werkstoffkonstanten, bei denen die Spannungs-/Dehnungsinvarianten isotrop und umkehrbar sind. Zwei nicht-lineare elastische Modelle (bilinear und hyperbolisch) sind bei Marc Mentat zu finden. Das bilineare Modell nimmt die lineare Elastizität für alle Spannungszustände unter der Fließfläche an und benötigt nur zwei Parameter, um einen solchen Spannungszustand zu beurteilen. Jedoch braucht es einige zusätzliche Parameter, die von der verwendeten Versagensoberfläche abhängen. Das hyperbolische Modell, das auf der hyperbolischen Analyse basiert, ist kein Differenzialmodell wie das bilineare Modell und nimmt die akkumulierte Spannungen als akkumulierter Dehnung an. Obwohl beide nicht-lineare Modelle variable Steifigkeit betrachten, bleiben plastische Dehnungen unberücksichtigt. So ist die Verwendung auch dieser Materialmodelle zur Lösung der vorliegenden Problemstellung nicht geeignet.

Das Mohr-Coulomb-Modell ist ein elastisches vollplastisches Modell, das bei Ansys, Abaqus und Plaxis verfügbar ist. Es betrachtet die Wirkung hydrostatischen Drucks auf die Festigkeit granulöser Böden. Das Coulomb-Kriterium ist sicherlich das bekannteste Versagenskriterium und findet bei vielen Problemstellungen in der Bodenmechanik Anwendung. Jedoch hat es auch einige Nachteile, indem beispielsweise die Auswirkungen der mittleren Hauptspannung nicht berücksichtigt werden sowie die daraus resultierende Fließ- bzw. Versagensfunktion mit Eigenheiten, die Anlass zu Schwierigkeiten bei der numerischen Analyse geben [28].

Das Drucker-Prager- und das modifizierte Drucker-Prager-Modell sind beides vollplastische Materialmodelle, die in den Programmsystemen Ansys und Abaqus enthalten sind. Diese Modelle verwenden eine *Cap-Yield*-Fließfläche, um die plasti-

schen Dehnungen jenseits der Fließfläche zu bestimmen. Die Drucker-Prager-Versagensoberfläche hat eine weiche Fließfunktion im Vergleich zum Mohr-Coulomb-Versagenskriterium, was bedeutet, dass die Eigenheiten der Fließfunktion leicht angenähert werden können und sowohl das Fließen als auch die Festigkeit von der mittleren Hauptspannung abhängen. Da jedoch die konventionelle Bodenmechanik von den Tresca- und Mohr-Coulomb-Modellen abhängen, hat der Gebrauch des Mohr-Coulomb-Modells den Vorteil gegenüber dem Drucker-Prager-Modell, dass dann die Finite-Elemente-Analyse kompatibel mit der konventionellen Bodenmechanik ist [26]. Beide Modelle (Mohr-Coulomb und Drucker-Prager) sind nützlich, um eine große Bandbreite verschiedenster Probleme darzustellen, können jedoch komplexe Probleme nicht handhaben, da sie begrenzte und feststehende Parameter haben.

Das modifizierte *Cam-Clay*-Modell ist ein isotropes Dehnungs-Härtungsmodell, das bei Marc Mentat verfügbar und bestgeeignet für normal konsolidierten und überkonsolidierten Ton ist. Dieses Modell wurde vom Basiskonzept von Drucker erweitert, aber berücksichtigt nicht die inkrementelle Zuwachstheorie der *hardening*-Plastizität von Werkstoffen, die temperatur- und zeitabhängige Eigenschaften wie die *cap*-Modelle aufweisen.

Das *Hardening-Soil*-Modell ist ein isotropes Härungsmodell, welches das Mohr-Coulomb-Versagenskriterium und eine *cap-yield*-Oberfläche berücksichtigt. Dieses Modell kann sowohl elastische als auch plastische Dehnungen bewältigen. Es macht außerdem Gebrauch der hyperbolischen Beziehung, mit der die Beziehung zwischen axialer Dehnung und deviatorischer Spannung gut angenähert werden kann. Neben den Parametern, die im Mohr-Coulomb-Modell verfügbar sind, berücksichtigt dieses Modell auch weitere Parameter, wie zum Beispiel drei verschiedene Eingangssteifigkeiten, spannungsabhängige Steifigkeit nach einem Fließgesetz etc. Jedoch kann dieses Modell keine Hysteresebelastung oder zyklische Beanspruchung bewältigen.

Nach der Betrachtung aller oben-geannten Modelle, ihrer Funktionen, Vorteile und Nachteile wird das *Hardening-Soil*-Modell als das bestgeeignete Modell für die vorliegende Problemstellung angesehen. Deshalb wird Plaxis als Software ausgewählt, mit der dieses Projekt ausgeführt werden kann.

5.4 Beschreibung von Plaxis

5.4.1 Allgemeines

Plaxis wurde 1987 an der Technical University of Delft am Dutch Department of Public Works and Water Management entwickelt. Ursprünglich wurde die Entwicklung eines Finite-Elemente-Codes angestrebt, um die Flussböschungen auf die weichen Böden des holländischen Tieflands hin zu untersuchen. In den nächsten Jahren wurde dieses Ziel erweitert, damit auch viele andere Bereiche der Geotechnik abgedeckt werden. Aufgrund erhöhter Produktivität und Weiterentwicklung wurde die Firma Plaxis 1993 gegründet, und die erste Plaxis-Version für Windows kam 1998 auf den Markt [31].

Eine Reihe unterschiedlicher Versionen in der 2D-Modellentwicklung wurden in den folgenden Jahren freigegeben. Darüber hinaus wurde die Plaxis-3D-Modellierung vorangetrieben, um einige Problematiken gezielt zu verbessern. Die allgemeine Version Plaxis V8 zur 2D-Modellierung, mit der die Lösung der vorliegenden Problemstellung bearbeitet wurde, ist derzeit die aktuellste Version von Plaxis.

5.4.2 Eine detaillierte Beschreibung des Hardening-Soil-Modells

Bei der Betrachtung des wirklichen Bodenverhaltens besteht der Hauptunterschied zwischen elastischem und elastoplastischem Verhalten darin, dass bei elastischem Verhalten die Spannungsinkremente proportional zu den Dehnungsinkrementen sind, während bei elastoplastischem Verhalten die Dehnungsinkremente eine Unterfunktion der Spannungsinkremente darstellen. Das bedeutet, dass die Dehnungsinkremente gerade noch in gleicher Richtung verlaufen wie die verwendeten Spannungsinkremente des elastoplastischen Verhaltens. Ein wirklichkeitsnahes Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Böden ist in Bild 5.7 dargestellt.

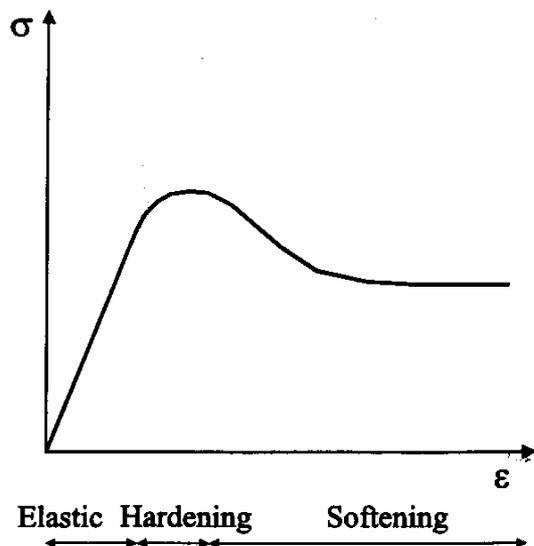


Bild 5.7: Wirkliches Bodenverhalten mit hardening- und softening-Verhalten [26].

Das Verfestigungsverhalten (*hardening*) von linear-elastischen Materialien kann grob in isotropes *hardening* und kinematisches *hardening* eingeteilt werden. Wenn bei der Verfestigung die Lage der Fließfläche immer an einem Punkt zentriert bleibt, sich aber ihre Größe ändert, dann spricht man von isotropem *hardening*. Diese isotropen Dehnungs-Verfestigungs-Modelle (*strain-hardening models*) bestehen gewöhnlich aus einer Bruchumhüllenden (*failure envelope*) oder einer Fließfläche (*yield surface*), auf der das Werkstoffelement aufgrund von Scherspannung versagt oder verhärtet. Wenn sich die Größe der Fließfläche nicht ändert, aber eine Lageveränderung im Spannungsraum eintritt, nennt man diese *hardening*-Form kinematisches Erhärten (*kinematic hardening*) [26]. Die *hardening*-Klassifizierung ist in Bild 5.8 dargestellt.

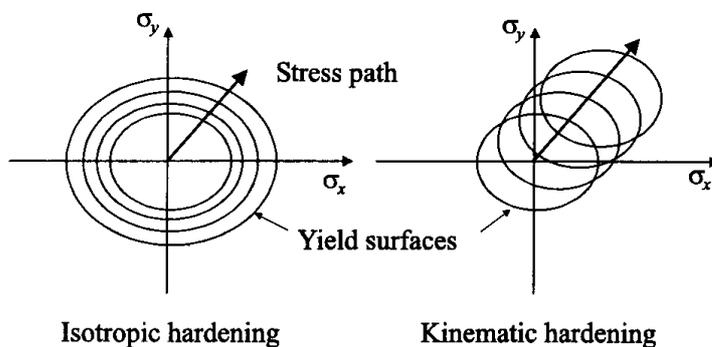


Bild 5.8: hardening-Arten [26].

Das *Hardening-Soil*-Modell ist ein elasto-plastisches Modell, was auf einen hyperbolischen Ansatz zurückgeht und in Verbindung mit einer Reibungs-Verfestigung formuliert wurde. Zusätzlich kann das Modell eine Kompressionsverfestigung (Kappe) zur

Erfassung irreversibler Zusammendrückung unter Erstbelastung einbeziehen. Es ist sowohl zur Nachbildung von Sand und Kies als auch von weicheren Bodenarten wie Schluff und Ton geeignet. Wenn Böden primären deviatorischen Lasten ausgesetzt sind, nimmt ihre Steifigkeit ab, was schließlich zu irreversiblen plastischen Verformungen führt.

Die isotrope Verfestigung kann grundsätzlich in Schubverfestigung (*shear hardening*) und Druckverfestigung (*compression hardening*) unterteilt werden. Unter der Schubverfestigung versteht man irreversible plastische Dehnungen, die hauptsächlich unter deviatorischen Lasten auftreten, wogegen Druckverfestigung mehr aus Belastungen in einer Richtung entstehen.

Das hyperbolische Modell wurde ursprünglich für den undrainierten Triaxialtest unter Verwendung von zwei Materialparametern entworfen. Später wurde es weiter entwickelt, um es sowohl an drainiertes als auch undrainiertes Verhalten anzupassen. Das *Hardening-Soil-Modell* ist verglichen mit dem hyperbolischen Modell weiter verbreitet, da es die Plastizitätstheorie anstelle der Elastizitätstheorie verwendet und die Dilatanz im Boden berücksichtigt.

Basis-Parameter des *Hardening-Soil-Modells*:

Die folgenden Kennwerte sind die Basis-Parameter des *Hardening-Soil-Modells*:

- Reibungswinkel φ
- Kohäsion c
- Dilatanzwinkel ψ
- plastische Dehnung durch primäre deviatorische Belastung E_{50}^{ref} ,
- plastische Dehnung bei Erstbelastung (*primary compression*) E_{oed}^{ref} ,
- elastische Entlastung/Wiederbelastung E_{ur}^{ref}
- spannungsabhängige Steifigkeit nach dem Fließgesetz (*power law*) m .

Das Hauptmerkmal des *Hardening-Soil-Modells* liegt in der spannungsabhängigen Steifigkeit und ergibt sich aus den Spannungs-Dehnungs-Beziehungen des Ödometertestes

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} (\sigma / p^{ref})^m$$

Hierin sind E_{oed} und E_{oed}^{ref} die Ödometer Steifigkeitsparameter, σ die Spannung im Boden und p^{ref} der angewandte Referenzdruck. Die Werte für m variieren von 0.5 bis 1.0 (Von Soos 1980) [33].

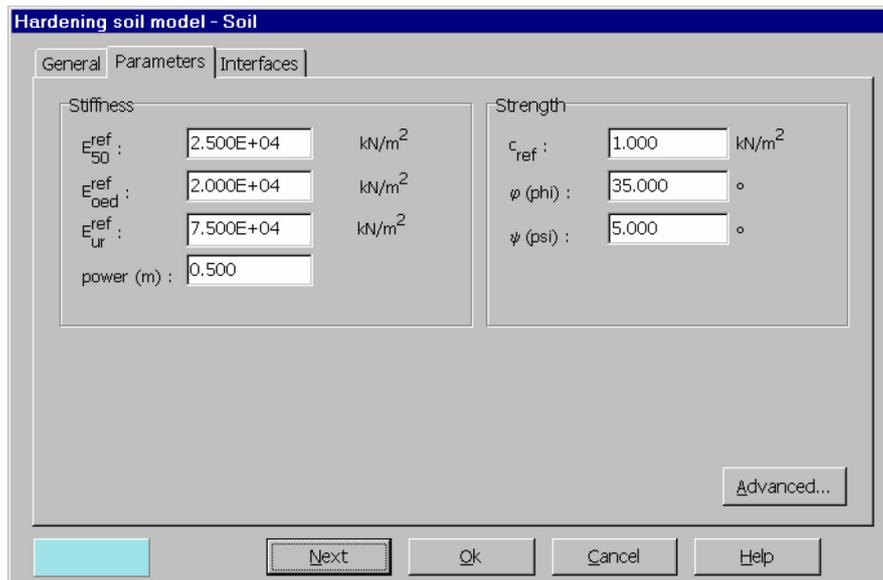


Bild 5.9: Fenster der Basis-Parameter im *Hardening-Soil*-Modell [31].

Das Fenster der Basis-Parameter im *Hardening-Soil*-Modell in Plaxis ist im Bild 5.9 dargestellt. Ein besonderer Aspekt des Modells besteht darin, dass es drei verschiedene Steifigkeiten berücksichtigt. Dabei handelt es sich um die Sekantensteifigkeit E_{50}^{ref} , die im drainierten Standard-Triaxialversuch ermittelt wird, die Tangentensteifigkeit E_{oed}^{ref} für primäre Ödometer-Belastung und die Entlastungs-/Wiederbelastungssteifigkeit E_{ur}^{ref} . Die Sekantensteifigkeit E_{50}^{ref} kontrolliert weitestgehend die Scher-Fließfläche, wohingegen die Tangentensteifigkeit E_{oed}^{ref} die Kompressions-Fließfläche (*cap yield surface*) beeinflusst, d.h. E_{50}^{ref} kontrolliert die Höhe der plastischen Dehnungen bezogen auf die Scherfließfläche, und E_{oed}^{ref} wird zur Kontrolle der Höhe der plastischen Dehnungen, die von der Fließkappe stammen, verwendet. Das begrenzende spannungsabhängige Steifigkeitsmodul für primäre Lasten E_{50} wird durch

$$E_{50} = E_{50}^{ref} (c \cos \varphi - \sigma_3 \sin \varphi / c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi)^m$$

dargestellt, wohingegen das spannungsabhängige Modul für die Entlastung/Wiederbelastung von Spannungswegen E_{ur} durch

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} (c \cos \varphi - \sigma_3' \sin \varphi / c \cos \varphi + p^{ref} \sin \varphi)$$

berechnet wird.

Bei vielen praktischen Anwendungen kann der Entlastungs-/Wiederbelastungsmodul dreimal so hoch wie der spannungsabhängige Steifigkeitsmodul angenommen werden, d.h. $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ und $E_{50} \approx E_{oed}$. Das hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Verhältnis bei primärer Belastung ist im Bild 5.10 dargestellt.

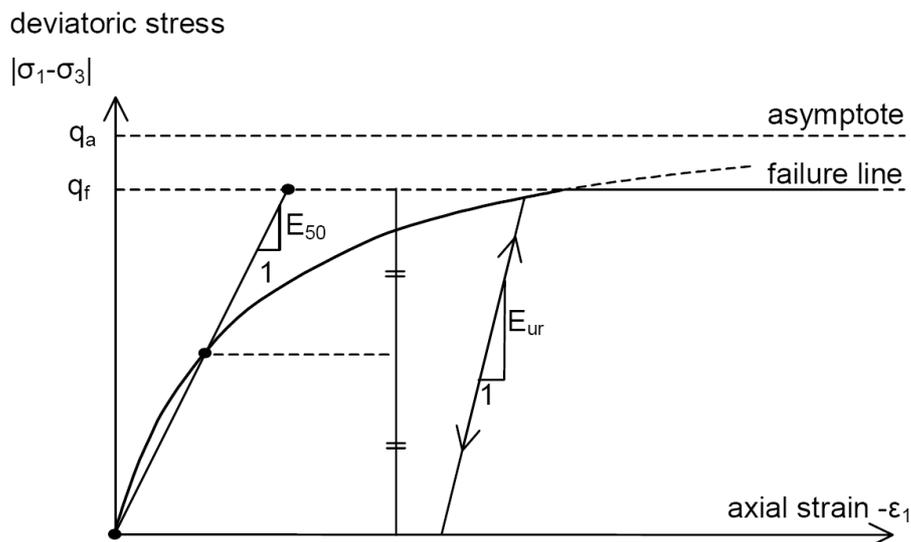


Bild 5.10: Hyperbolisches Spannungs-Dehnungs-Verhältnis bei primärer Belastung für einen drainierten Standard-Triaxialversuch [31].

Plastische Punkte (*Plastic Points*) & Überkonsolidierungsgrad (*Over Consolidation Ratio OCR*):

Plastische Punkte (*plastic points*) sind Spannungspunkte im plastischen Zustand, die der gesamten Geometrie am Ende der Simulation entnommen werden. Diese Punkte sind im *Output*-Modus sichtbar und stellen die Art und Größe der Spannung an einem bestimmten Punkt dar. Es gibt vier Arten plastischer Punkte im *Hardening-Soil*-Modell: Mohr-Coulomb-Punkte, *tension-cut-off*-Punkte, Kappenpunkte (*cap points*) und *hardening*-Punkte. Die plastischen Coulomb-Punkte zeigen, dass die Spannung

an einem bestimmten Punkt auf der Coulomb'schen Bruchumhüllenden (*failure envelope*) liegt. Diese Coulomb-Hülle (*Coulomb envelope*) bzw. das Mohr-Coulomb'sche Fließkriterium in Bezug auf die Scherspannung (τ) und die effektive Normalspannung (σ_n) kann durch

$$|\tau| \leq \sigma_n \tan \varphi + c$$

wiedergegeben werden, wobei c und φ die Kohäsion und den Winkel der inneren Reibung darstellen. Diese Punkte sind sehr nützlich, um zu sehen, ob die Größe des Netzes ausreicht oder nicht. Die Option der *tension-cut-off*-Punkte ist eine wichtige Funktion bei Plaxis, bei der eine Grenze für Zugspannungsversagen (*tension failure line*) gesetzt werden kann. Ein *tension-cut-off* Punkt zeigt an, dass der Spannungspunkt gemäß des *tension-cut-off*-Kriteriums bei Zug versagt hat. In einigen Fällen können Böden bei Zug anstelle von Scherung versagen. In solchen Fällen kann die *tension-cut-off*-Option gewählt werden, und dem Boden kann die zulässige Zugfestigkeit zugewiesen werden. Kappenpunkte (*cap points*) sind Spannungspunkte auf der Kappenfließfläche (*cap yield surface*), d.h. auf der Kompressionsfließfläche (*compression yield surface*). Sie können als normaler Konsolidationszustand definiert werden, in dem die Vorkonsolidationsspannung dem aktuellen Spannungszustand entspricht. Die Kappenfließfläche (*cap yield surface*) wird in der Regel durch den Ödometer-Modul kontrolliert. Bei Plaxis treten diese Arten plastischer Punkte dann auf, wenn das *Hardening-Soil*-Modell und das *Soft-Soil-Creep*-Modell angewendet werden. Jedoch wird die Kappenfließfläche (*cap yield surface*) bei verschiedenen fortgeschrittenen, weltweit verfügbaren Modellen in Betracht gezogen. Ein *hardening*-Punkt ist ein Integrationspunkt, bei dem der Spannungszustand auf der Scherfließfläche liegt. Anders gesagt, ein *hardening*-Punkt kann als Spannungspunkt definiert werden, bei dem der Spannungszustand dem zuvor mobilisierten Reibungswinkel entspricht. Diese Punkte treten nur beim Gebrauch des *Hardening-Soil*-Modells auf. Ein Kappen- und *hardening*-Punkt ist ein Integrationspunkt, bei dem der Spannungszustand auf beiden Fließflächen liegt, d.h. Kompression und Scherung.

Das Konsolidationsverhältnis (*over consolidation ratio* OCR) ist das Verhältnis der größten zuvor erreichten vertikalen Spannung, d.h. der vertikalen Vorkonsolidationsspannung σ_p zur lokalen effektiven Vertikalspannung σ_{yy}^0 .

$$OCR = \sigma_p / \sigma_{yy}^{'0}$$

Die Vorkonsolidationsspannung σ_p wird zur Berechnung der äquivalenten isotropen Vorkonsolidationsspannung p_p^{eq} verwendet, welche die Anfangslage der Kappenfließfläche (*cap yield surface*) beschreibt. Der Berechnung liegt der Spannungszustand zugrunde.

$$\sigma_1' = \sigma_p \quad \text{und} \quad \sigma_2' = \sigma_3' = K_0^{nc} \sigma_p,$$

wobei K_0^{nc} dem K_0 -Wert entspricht, der mit normal konsolidierten Belastungszuständen assoziiert wird. Der Koeffizient des lateralen Erddrucks für überkonsolidierte Böden ist größer als der für normal konsolidierte Böden. Dieser Effekt wird sowohl im *Hardening-Soil-Modell* als auch in einigen fortgeschrittenen Modellen betrachtet. Bediskan [X] hat festgestellt, dass der Konsolidationsgrad OCR steigt, der K_0 -Wert ansteigt und der K_0 -Wert in der Belastungsphase größer ist als in der Entlastungsphase [34]. Betrachten wir einen eindimensionalen Druckversuch, vorbelastet mit $\sigma_{yy}' = \sigma_p$, und anschließend entlastet mit $\sigma_{yy}' = \sigma_{yy}^{'0}$: Die Probe verhält sich elastisch, und das inkrementelle Spannungsverhältnis folgt dem Hooke'schen Elastizitätsgesetz, dargestellt durch:

$$\Delta\sigma_{xx}' / \Delta\sigma_{yy}' = (K_0^{NC} \sigma_p - \sigma_{xx}^{'0}) / (\sigma_p - \sigma_{yy}^{'0}) = (K_0^{NC} OCR \sigma_{yy}^{'0} - \sigma_{xx}^{'0}) / (OCR - 1) = \nu_{ur} / (1 - \nu_{ur})$$

wobei K_0^{NC} das Spannungsverhältnis im normal konsolidierten Zustand beschreibt. Demzufolge kann das Spannungsverhältnis von überkonsolidiertem Boden wie folgt wiedergegeben werden:

$$\sigma_{xx}^{'0} / \sigma_{yy}^{'0} = K_0^{NC} OCR - [\nu_{ur} / (1 - \nu_{ur})] (OCR - 1)$$

Die Verwendung der Querdehnzahl führt zu einem relativ großen Verhältnis der lateralen zur vertikalen Spannung, wie es in der Regel bei überkonsolidierten Böden beobachtet wird. Die oben gegebene Gleichung ist nur gültig im elastischen Bereich, da sie vom Hooke'schen Elastizitätsgesetz abgeleitet ist. Wenn jedoch die Bodenprobe weitgehend entlastet wird, was zu einem hohen Konsolidierungsgrad führt, dann wird das Spannungsverhältnis durch das Mohr-Coulomb'sche Versagenskrite-

rium eingegrenzt [31]. Der überkonsolidierte Spannungszustand, der sich aus der anfänglichen Belastung und anschließenden Entlastung ergibt, ist im Bild 5.11 dargestellt.

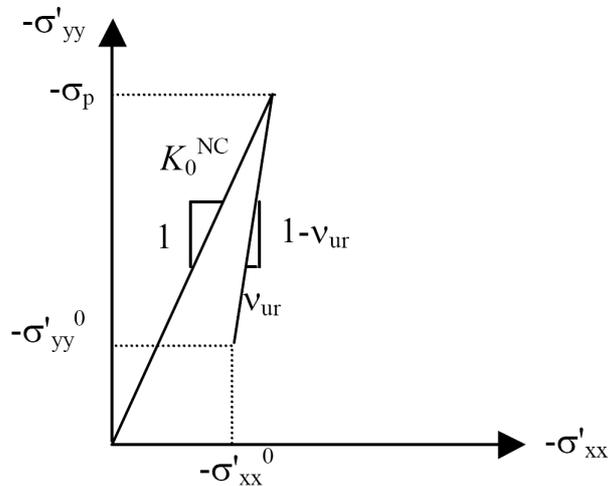


Bild 5.11: Überkonsolidierter Spannungszustand aus anfänglicher Belastung und anschließender Entlastung [31].

Die Fließfläche in der $p-q$ -Ebene und die gesamte Fließ-Isolinie (*yield contour*) gemäß dem *Hardening-Soil*-Modell wird im Bild 5.12 und Bild 5.13 dargestellt, in der sich die Kappenfließfläche (*cap yield surface*) als eine Funktion der Vorkonsolidierungsbelastung p_p ausdehnt. Sowohl der geometrische Ort der Scherung als auch die Fließfläche haben eine hexagonale Form gemäß des Mohr-Coulomb'schen Versagenskriteriums, und der Scher-/Fließort (*shear yield locus*) kann sich bis zur höchsten Mohr-Coulomb'schen Versagensfläche ausdehnen.

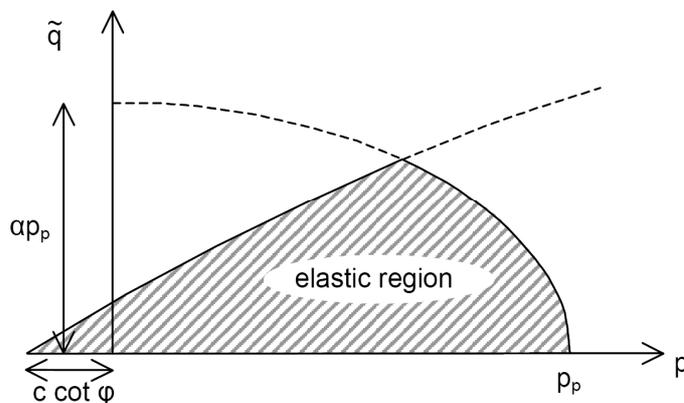


Bild 5.12: Fließflächen des *Hardening-Soil*-Modells in der $p-q$ -Ebene [31]

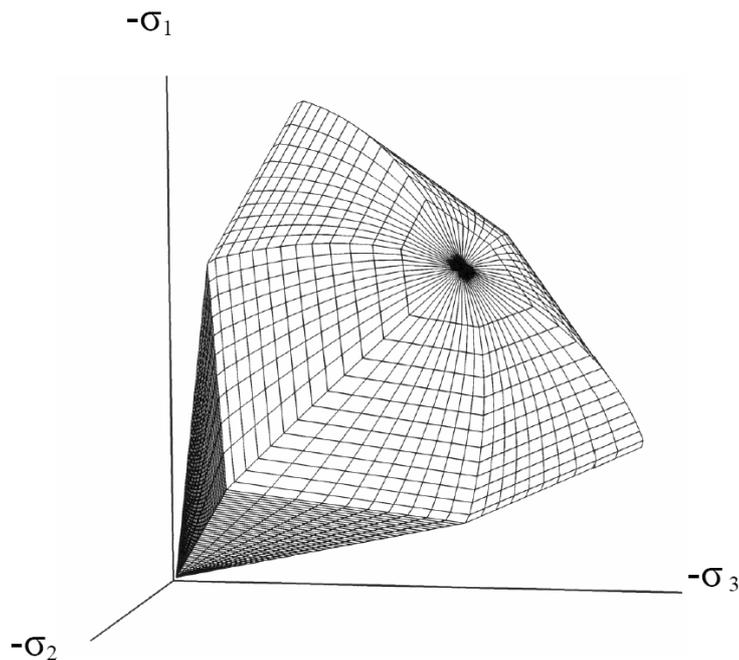


Bild 5.13: Gesamte Fließkontur des *Hardening-Soil-Modells* im Hauptspannungsraum für kohäsionslosen Boden [31].

Triaxial- und Ödometer-Versuch:

Der Triaxialversuch ist der am weitesten verbreitete Versuch zur Bestimmung der Bodenscherfestigkeit. Er besteht aus einer Triaxialzelle (*triaxial cell*) und einem Belastungsrahmen (*loading frame*). Die wesentlichen Bestandteile einer Standard-Triaxialzelle sind das Zellfundament, der Zellkörper und –kopf, der Belastungskolben und Belastungskappen (oben und unten). Das Fundament besteht aus einem korrosionsresistenten Metall oder einem ausreichend harten Kunststoff mit Auslassöffnungen für Druck- und Entwässerungsverbindungsstücke wie eine Zellenkammerverbindung für die Befüllung, Druckbeaufschlagung und Entleerung der Zelle, eine Verbindung zur oberen Probenkappe für die Entwässerung und Gegendruckbeaufschlagung der Probe und Verbindung zum Fuß des Fundaments für Porendruckmessungen. Der Zellkörper besteht aus einer Bodenprobe, die in einer mit Flüssigkeit umgebenen Kammer eingeschlossen ist, und weitet sich bei Druckbeaufschlagung. Der Zellkopf wird an ein Entlüftungsventil befestigt. Der Belastungskolben wird dazu verwendet, die nötige Spannung auf die Probe aufzutragen. Zwei Belastungskappen (eine am oberen Teil, die andere am unteren Teil der Probe) werden gewöhnlich bereitgestellt, damit die Lasten gleichmäßig verteilt werden [35]. Bild 5.14 und Bild 5.15 zeigen eine schematische Darstellung einer Standard-Triaxialzelle und der Umlagerungsdrücke.

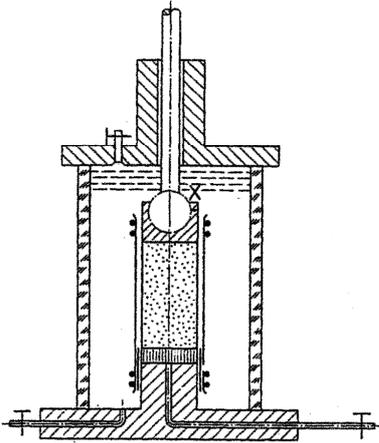


Bild 5.14: Schematische Darstellung einer Standard-Triaxialzelle [35].

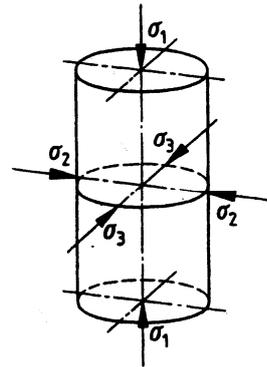


Bild 5.15: Darstellung des Umlagerungsdrucks auf die Probe [35].

Heute ist in Abhängigkeit von der Versuchsart ein breites Spektrum an Triaxialzellen für die Berechnung verschiedener Parameter verfügbar.

Das Hauptkonzept dieses Tests ist die Anwendung von gleichmäßigem Druck rund um die Bodenprobe in Form eines Umlagerungsdrucks σ_c . Der Umlagerungsdruck in der Triaxialzelle wird dadurch erhalten, dass eine Druckspannung auf eine Flüssigkeit aufgebracht wird, die die Bodenprobe komplett umschließt [36].

$$\sigma_c = \sigma_1 = \sigma_2 = \sigma_3$$

Der Name "Triaxial" stammt von der Annahme, dass die drei Hauptspannungen bekannt und kontrollierbar sind. Vor Beginn des Versuchs sind alle drei Hauptspannungen genauso hoch wie der Kammerflüssigkeitsdruck. Während der Scherung ist die größte Hauptspannung σ_1 genauso hoch wie die aufgebrachte Axialspannung (*deviator stress*) plus Kammerdruck σ_3 , sodass die aufgebrachte Axialspannung als Hauptspannungsdifferenz $\sigma_1 - \sigma_3$ bezeichnet wird. Im Versuch ist die andere Hauptspannung σ_2 identisch mit der geringeren Hauptspannung σ_3 . Der Vorteil eines Triaxialversuches gegenüber einem direkten Scherversuch besteht darin, dass die Entwässerung gut kontrolliert werden kann und keine Rotation der Hauptspannungen stattfindet. Ein weiterer Vorteil ist die Tatsache, dass die Spannungswege bis zum Versagen ebenfalls einigermaßen gut kontrolliert werden können, was bedeutet, dass komplexe Spannungswege in dem Bereich effektiver im Labor modelliert werden können [37].

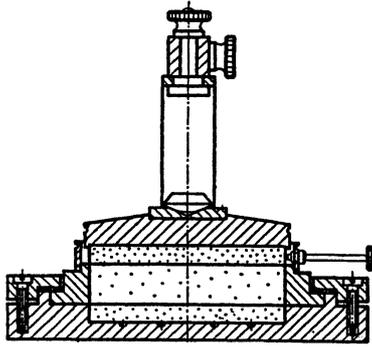


Bild 5.16: Schematische Darstellung eines Ödometer-Geräts

Ein Ödometer-Versuch wird durchgeführt, um die primäre Bodenkompression zu bestimmen, d.h. eindimensional. In diesem Versuch wird eine zylindrische Bodenprobe, in der Regel mit einem Durchmesser von 75 mm und einer Dicke von 15-20 mm, von einem Metallring umschlossen und zwischen zwei poröse Steine eingelegt. Vertikale statische Lasten werden in regelmäßigen Zeitabständen aufgetragen. Die Last wird mit jedem Inkrement verdoppelt, bis das benötigte Maximalniveau erreicht ist. Bei jeder neuen Belastung wird die Dicke der Probe gegen die Zeit gemessen. Wenn die volle Konsolidierung bei finaler Belastung erreicht ist, werden die Lasten entfernt und die Probe darf aufquellen. Dann wird die Dicke der Probe gemessen und der Wassergehalt bestimmt. Die Änderungen der Dicke bei jedem Belastungsschritt geben Aufschluss über die Verdichtbarkeit und das Steifigkeitsverhalten des Bodens [38]. Eine schematische Darstellung eines Ödometer-Versuchs wird in Bild 5.16 gezeigt.

Vor- und Nachteile des *Hardening-Soil-Modells*:

Die verschiedenen Vorteile des *Hardening-Soil-Modells* bestehen unter anderem darin, dass es für harte und weiche Böden anwendbar ist. Es ist möglich, verschiedene Laborversuche mit verschiedenen Spannungswegen zu simulieren, was mit einfachen Modellen wie das Mohr-Coulomb-Modell etc. nicht möglich ist. Die Parameter im *Hardening-Soil-Modell* sind einheitlich und mehr oder weniger unabhängig von dem jeweiligen Spannungspfad. Dies führt zu exakten Ergebnissen und einer breiten Anwendbarkeit dieses Materialmodells auf unterschiedliche Problemstellungen.

Trotz der vielen Vorteile hat das *Hardening-Soil*-Modell auch Grenzen. So ist es beispielsweise nicht in der Lage Entfestigungsvorgänge (Auflockerungen) in Böden zu berücksichtigen. Darüber hinaus lassen sich aufgrund der Isotropie auch keine Vorgänge wie Hysterese bei Entwässerung eines gesättigten Bodens im Vergleich zur Bewässerung eines trockenen Bodens oder Beanspruchungen durch zyklische Belastungsvorgänge abbilden.

5.5 Implementierung des Verdichtungs Vorganges in das Berechnungsmodell

5.5.1 Vorgehensweise

Die Implementierung des Verdichtungs Vorganges durch den Innenverdichter in das Berechnungsmodell erfolgte in vier Schritten:

- Aufbau des theoretischen Modells
- Kalibrierung am Referenzmodell
- Variation des Referenzmodells
- Verallgemeinerung und Berechnung weiterer Varianten

5.5.2 Aufbau des theoretischen Modells

Die Geometrie-Abmessungen im Modell (s. Bild 5.17) wurden analog zu den Abmessungen des bei den Laborversuchen eingesetzten mittelformatigen Versuchsstandes des IKT gewählt, um die gewonnenen Ergebnisse vergleichen zu können.

Die statische Berechnung des Querschnitts wurde als ebenes Modell unter der Voraussetzung eines ebenen Verzerrungszustandes (plane strain) durchgeführt. Dabei wurde sowohl der Sand in der Leitungszone und der Hauptverfüllung als auch der anstehende Boden (im vorliegenden Anwendungsfall (s. Bild 5.17 Versuchsstand IKT) verfestigter Flüssigboden) über 15-knotige Dreieckselemente diskretisiert.

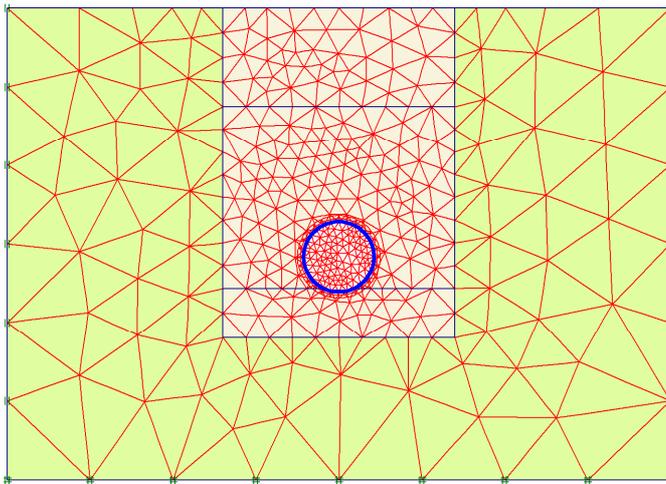


Bild 5.17: Darstellung des FE-Netzes

Für den Ansatz von Verformungen verwendet dieses Element eine Interpolation vierter Ordnung. Die numerische Integration erfolgt über 12 Gauss-Punkte (Spannungspunkte). Es ermöglicht auch bei relativ grober Netzstruktur eine hohe Genauigkeit und liefert bei schwierigen Aufgabenstellungen insbesondere bezüglich der Spannungen sehr gute Ergebnisse.

Zur Nachbildung des verfestigten Flüssigbodens, der sich lediglich im Randbereich des Versuchsstandes befand, wurde das Mohr-Coulomb-Modell verwendet. Für die Diskretisierung dieses Bereiches ist der Einsatz eines höherwertigeren Materialmodells nicht erforderlich, da die Entfernung zum Haupteinflussbereich zu groß ist und an diesen Stellen keine Wechsel des Spannungszustandes oder sonstigen Effekte auftraten. Für den Sand, der sich in unmittelbarer Umgebung des Rohres befand, wurde das zuvor detailliert beschriebene Hardening-Soil-Modell ausgewählt.

Die Diskretisierung der Rohrleitung aus PE-HD (bzw. PVC und Steinzeug) erfolgte über Balkenelemente nach der Mindlin Balkentheorie, die neben der Biegesteifigkeit auch Schubverformungen berücksichtigen.

Zur Modellierung des Übergangs zwischen Boden und Rohrleitung wurden so genannte Interface-Elemente eingefügt, mit denen die nichtlineare Wechselwirkung zwischen Boden und Bauwerk realitätsnah erfasst werden. Zur Unterscheidung zwischen elastischem Verhalten, bei dem kleine Verformungen im Interface auftreten können, und plastischem Verhalten (Gleiten) wurde das Coulombsche Schubspannungskriterium verwendet. Zusätzlich wurde das Tension Cut-off-Kriterium bei Inter-

face-Elementen angewandt, welches eine Übertragung von Zugkräften zwischen Boden und Rohrleitung verhindert.

Die numerische Berechnung zur Simulation des Belastungszustandes im Rohr und Boden wurde über insgesamt zehn Berechnungsphasen, die analog zu den im Labor durchgeführten Arbeitsschritten gewählt wurden, durchgeführt. Diese werden im Folgenden kurz erläutert.

Phase 1:

In der ersten Berechnungsphase wurde das Rohr auf eine 15 cm dicke und zuvor verdichtete Bettungsschicht aus Sand gelegt und bis zu 35 cm oberhalb des Rohres verfüllt.

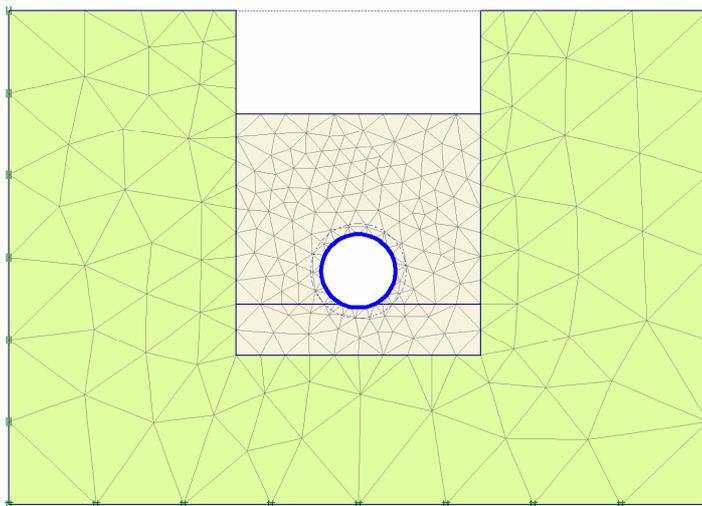


Bild 5.18: FEM-System Berechnungsphase 1

Phase 2 und 3:

Die zweite und dritte Phase diente der Simulation der Wirkung des Innenverdichters. Zur Nachbildung dieses Zustandes wurde das Eigengewicht des Rohres erhöht und gleichzeitig der Rohraußendurchmesser geweitet (Phase 2). Unmittelbar danach wurden diese beiden Einwirkungen wieder rückgängig gemacht (Phase 3). Die Kornumlagerung im Boden, die durch die Vibration des Innenverdichters hervorgerufen wird, wurde durch eine Verringerung der Steifigkeit im Boden in Rohrnähe in diesen beiden Berechnungsphasen simuliert.

Phase 4 und 5:

Die vierte und fünfte Phase wurde im Berechnungsmodell eingefügt, um die Wirkung des leichten Verdichtungsgerätes (Vibrations-Stampfer) auf der Oberkante Schüttung nachzubilden. In der vierten Phase wurde eine Last von 13 kN/m^2 auf die Oberfläche der Bodenschicht 35 cm über dem Rohr verteilt, die jedoch in der fünften Phase wieder deaktiviert wurde. Die Steifigkeit des Bodens unmittelbar unter dem Vibrationsstampfer wurde in diesen beiden Phasen ebenfalls zur Berücksichtigung der Vibrationen herabgesetzt.

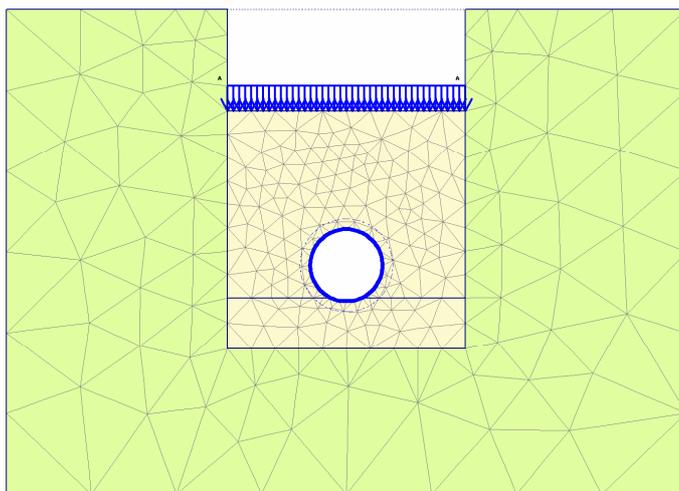


Bild 5.19: Berechnungsphase 4

Phase 6:

In der sechsten Phase wird der Boden bis zur Oberkante Rohrgraben gefüllt, und die Steifigkeit des Sandes zurück auf die Ausgangswerte von Phase 1 gesetzt.

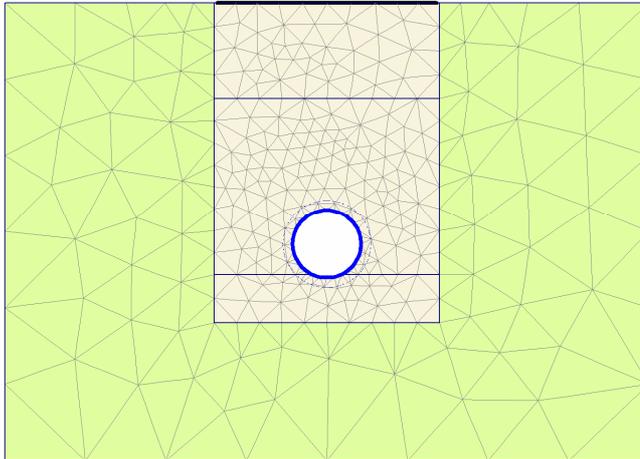


Bild 5.20: Berechnungsphase 6

Phase 7 und 8:

In der siebten und achten Phase wurde der Einsatz des Vibrations-Stampfers analog zu den Phasen vier und fünf, jedoch auf einem höheren Niveau (Oberkante Versuchsstand), simuliert. Dazu wurde analog der Phase 4 eine Linienlast von 13 kN/m^2 auf der Oberfläche der Bodenschicht aufgetragen. Ebenfalls wurde dabei die Steifigkeit des Bodens in diesen beiden Phasen reduziert.

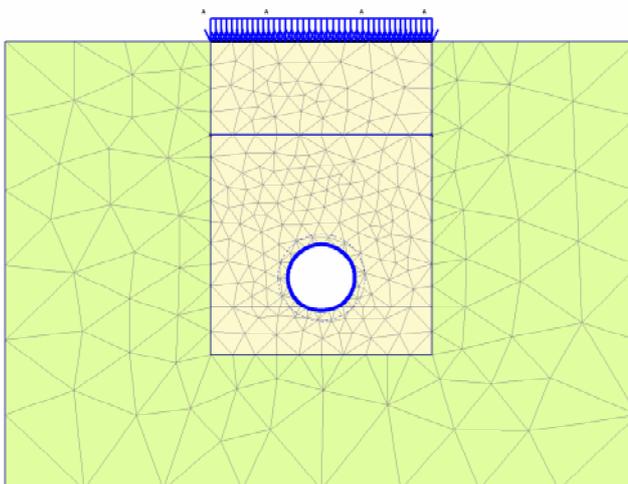


Bild 5.21: Berechnungsphase 7

Phase 9:

Die neunte Phase der Berechnung diente zur Aufbringung der Verkehrslast. Eine externe Linienlast von 109,375 kN/m/m (350 kN) wurde über eine Breite von 30 cm (analog zu den Laborversuchen) auf der Oberfläche des verfüllten Leitungsgrabens über dem Rohr aufgetragen.

Phase 10:

Zur Entlastung des Bodens und zur Kontrolle der Setzungen nach Entfernung der Verkehrslast wurde in der zehnten und letzten Berechnungsphase die Linienlast deaktiviert. In den letzten beiden Phasen, also immer dann, wenn der Sand keine dynamischen Belastungen durch den Innenverdichter oder den Vibrations-Stampfer erfährt, wurde die Steifigkeit des Bodens auf Normalniveau gesetzt.

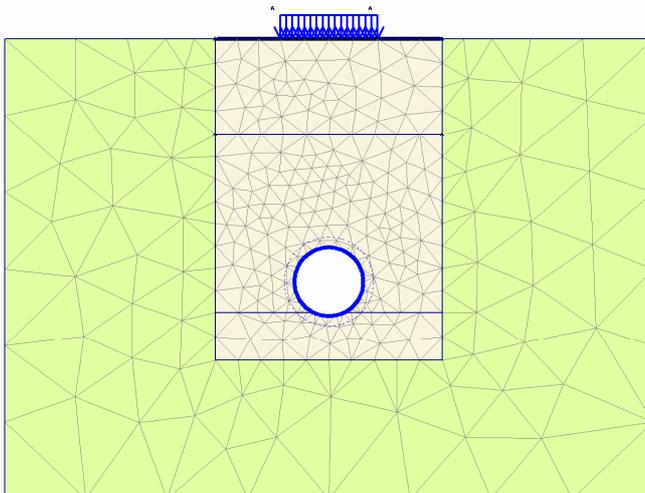


Bild 5.22: Berechnungsphase 9

Die Veränderungen im Modell bzgl. der Bodenparameter, der Geometrie und der Einwirkungen sind in der nachfolgenden Tabelle 5.1 im Einzelnen zusammengefasst.

Tabelle 5.1: Veränderungen in den einzelnen Berechnungsphasen

Berechnungsphase	Auffüllung des Rohrgrabens bis zur Geländeoberkante	Berücksichtigung einer Aufweitung des Rohres	Erhöhung bzw. Verringerung des Rohreigen-gewichtes	Bodensteifigkeit des Sandes E_{50} / E_{oed} / E_{ur} [kN/m ²]	Aktivierung der Last zur Simulation des Verdichtungs-Stampfers	Aktivierung der Verkehrslast
1	Nein	Nein	Nein	10000 10000 30000	Nein	Nein
2	Nein	Ja Aufweitung um 4%	Ja Erhöhung um das 6-fache des tatsäch- lichen Eigengewichtes	300 300 900	Nein	Nein
3	Nein	Ja Rückverformung um 4%	Nein Verringerung auf den ursprünglichen Wert	300 300 900	Nein	Nein
4	Nein	Nein	Nein	300 300 900	Yes 13 kN/m ²	Nein
5	Nein	Nein	Nein	300 300 900	Nein	Nein
6	Ja	Nein	Nein	10000 10000 30000	Nein	Nein
7	Ja	Nein	Nein	300 300 900	Ja 13 kN/m ²	Nein
8	Ja	Nein	Nein	300 300 900	Nein	Nein
9	Ja	Nein	Nein	10000 10000 30000	Nein	Ja 109.375 kN/m/m
10	Ja	Nein	Nein	10000 10000 30000	Nein	Nein

5.5.3 Kalibrierung am Referenzmodell

Die in den Laborversuchen 2 und 4 gewonnenen Ergebnisse wurden zur Entwicklung und Kalibrierung des Berechnungsmodells herangezogen. Dazu dienten im wesentlichen die Setzungsmessungen, die zum einen nach Einsatz des Innenverdichters in der Rohrleitung und zum anderen nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes (Verdichtungs-Stampfers) durchgeführt wurden. Diese Ergebnisse wurden dazu verwendet, die vertikale Verschiebung des Bodens in Höhe Oberkante Leitungszone nach den zuvor beschriebenen Phasen miteinander vergleichen zu können. Die

Zusammenfassung der in den Laborversuchen gewonnenen Ergebnisse befindet sich im Abschnitt 6.4.

Ein wichtiger Aspekt bei der Entwicklung des Berechnungsmodells bestand darin, die Wirkung des Innenverdichters und des leichten Verdichtungsgeräts über das zur Verfügung stehende Hardening-Soil-Modell zu simulieren. Wenn eine Vibration auf den Bodenkörper indirekt (Innenverdichter) oder direkt (leichtes Verdichtungsgerät) aufgebracht wird, findet aufgrund der dynamisch erzeugten Energie eine Neuordnung der Bodenpartikel statt, die zur Abnahme der Bodensteifigkeit während des Verdichtungsvorganges führt. Dieser Effekt wurde durch das Herabsetzen der Bodensteifigkeit in den Phasen 2, 3, 4, 5, 7 und 8, in denen der Innenverdichter und das leichte Verdichtungsgerät zum Einsatz kamen, berücksichtigt.

Die in der dritten Phase, d.h. die mit dem Innenverdichter erreichte Setzung, beträgt im Referenzmodell 2,9 cm und ähnelt damit dem gemessenen Wert der Laborversuche. Ebenfalls wurde die in der fünften Phase erreichte Setzung, die durch den Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes in Höhe von 5,3 cm bewirkt wurde, auch rechnerisch ermittelt.

Die Setzung nach der achten Phase (leichtes Verdichtungsgerät Oberkante Rohrgraben) beträgt 8,1 cm und die Setzung nach der neunten und zehnten Phase betragen 9,1 cm bzw. 8,7 cm. Die maximale Axialkraft und das maximale Biegemoment, die im Rohr in der neunten Phase (letzte Belastungsphase) erreicht wurden, betragen 6,15 kN/m und $92,31 \times 10^{-3}$ kNm/m und liegen somit unterhalb der nach dem Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 127 [9] ermittelten Werte.

Darüber hinaus erfolgte ein qualitativer Abgleich der berechneten Kontaktdruckspannungen zwischen Rohr und Baugrund mit den Messwertdarstellungen der Druckfolienmessungen. Die berechneten Kontaktdruckspannungen wiesen im Sohlbereich einen maximalen Wert in Höhe von 53.56 kN/m² auf. Im rechnerischen Modell ergab sich ein Auflagerwinkel 2α von rd. 120°.

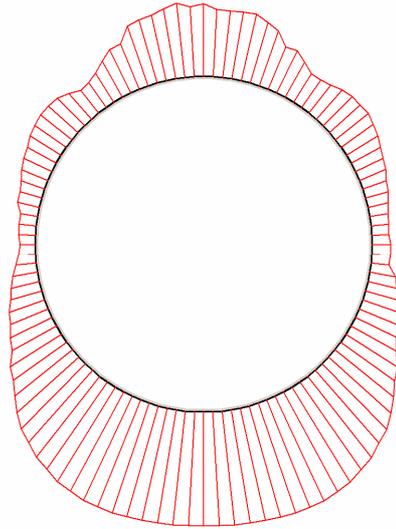


Bild 5.23: Darstellung der berechneten Kontaktdruckspannungen zwischen Rohr und Baugrund in der Berechnungsphase 10 (Maximal Wert: 53.56 kN/m²)

Analog zu den Verformungsmessungen des Rohrquerschnittes ergaben sich in den Ergebnissen der Berechnungen aller Lastfälle äußerst geringe Ovalisierungen der Rohrkontur. Wesentlich größer waren die Verschiebungen des Rohres in vertikaler Richtung (Starrkörperverschiebung) über die gesamte Länge des Versuchsaufbaus, die im Berechnungsmodell über die Erhöhung des Rohreigengewichtes kalibriert wurde.

Das Berechnungsmodell zur Simulation des Spannungs- und Verformungszustandes im Boden bei Einsatz des Innenverdichters konnte im Referenzmodell an den Versuchsergebnissen der Laborversuche kalibriert werden. Dabei wurde eine sehr gute Übereinstimmungen zwischen dem körperlichen und dem mathematischen Modell erzielt.

5.5.4 Kalibrierung an Varianten des Referenzmodells

Eine zweite Stufe der Kalibrierung des Berechnungsmodells erfolgte durch die Einbeziehung aller weiteren neun Laborversuche, bei denen die folgenden Parameter verändert wurden:

- a) Bettungsmaterial
- b) Rohrwerkstoff
- c) Rohrgeometrie
- d) Einsatzparameter des Innenverdichters und des leichten Verdichtungsgerätes

Die Erfassung der Punkte a) bis c) war über eine geringfügige Anpassung der Algorithmen möglich. Der Punkt d) hatte in den Versuchen nur geringe Auswirkungen, so dass hier keine Anpassung des Berechnungsmodells erforderlich war.

5.5.5 Verallgemeinerung und Berechnung weiterer Varianten

Auf Grundlage des kalibrierten Berechnungsmodells ließen sich mit geringem Umfang weitere grundlegende Veränderungen der Randbedingungen rechnerisch am Computer verändern und deren Auswirkungen auf den Spannungs- und Verformungszustand im Boden abschätzen.

In der Variante A wurde die Bodensteifigkeit des anstehenden Bodens von 480000 kN/m² auf Werte von 23000 kN/m² (**Variante A1**) und 3000 kN/m² (**Variante A2**) gesetzt.

Bei der zweiten Berechnungsvariante wurde der Rohrwerkstoff, das PE-HD Rohr, durch ein Ultra Rib 2 Rohr (**Variante B1**) und ein PVC-Rohr (**Variante B2**) ersetzt.

Die dritte Berechnungsvariante umfasste die Veränderung der Grabenbreite und somit der gesamten Geometrie des Berechnungsmodells. Die Grabenbreite wurde im Vergleich zum Referenzmodell mit 70 cm Breite auf Breiten von 45 cm (**Variante C1**) und 100 cm (**Variante C2**) gesetzt.

In der **Variante A1**, bei der der anstehende Boden auf eine Bodensteifigkeit von 23000 kN/m² herabgesetzt wurde, gab es lediglich geringe Veränderungen der Ergebnisse. Erst die weitere Reduktion der Steifigkeit des anstehenden Bodens auf 3000 kN/m² (**Variante A2**) ergab nennenswerte Abweichungen in einigen Phasen bei den Setzungsberechnungen im Vergleich zum Referenzmodell.

Die vertikalen Verschiebungen an der Oberfläche in den Phasen 3 und 5 waren niedriger und in den Phasen 9 und 10 ein wenig höher als vergleichbare Werte des Referenzmodells.

Bei Variation des Rohrwerkstoffes, das heißt bei der Verwendung eines Steinzeug-Rohres (**Variante B1**) waren die Setzungen in Höhe Oberkante Rohrgraben niedriger als die im Referenzmodell. Die Setzungen aus den Phasen 3, 5, 9 und 10 betragen 2,7 cm, 5,1 cm, 8,1 cm und 7,7 cm.

Beim Testen des Modells mit dem Rohr ULTRA RIB 2 DN 250 (**Variante B2**) betragen die Setzungen aus den Phasen 3, 5, 9 und 10 2,9 cm, 5,2 cm, 8,7 cm und 8,3 cm. Die Ergebnisse sind im Hinblick auf das Gewicht und die Biegesteifigkeit des Rohres plausibel.

Die Setzungen, gemessen jeweils an der Geländeoberkante beim Referenzmodell, lagen nach der dritten, fünften, neunten und zehnten Phase bei 2,6 cm, 4,8 cm, 8,4 cm und 8,0 cm. Die Werte nach der dritten und fünften Phase (nach Einsatz des Innenverdichters und des leichten Verdichtungsgerätes) waren niedriger als die Ergebnisse der anderen Versuche. Die Wirkung des Innenverdichters fiel beim PVC-Rohr niedriger aus, als bei den anderen Rohrwerkstoffen. Die Setzungen aus Phasen 9 und 10 lagen in diesem Fall jedoch zwischen den Ergebnissen der anderen beiden Rohrwerkstoffe.

Bei **Variante C1**, in der die Breite des Grabens auf 45 cm reduziert wurde, waren die Setzungen im Bereich Oberkante Abdeckung niedriger als die im Referenzmodell ermittelten. Der Grund dafür ist, dass beim schmaleren Leitungsgraben der anstehende Boden zu einer Erhöhung der Steifigkeit im Bereich des Rohres führt. Bei Vergrößerung der Grabenbreite auf 100 cm (**Variante C2**), lagen die Setzungen bei 3,1 cm, 5,7 cm, 9,5 cm und 9,0 cm.

Die vertikalen Verschiebungen (Setzungen) in Höhe Oberkante Rohrgraben und die maximalen Schnittkräfte im Rohr sind für alle Phasen in Anlage 1 zusammengestellt.

5.6 Fazit

Auf Grundlage der Methode der Finiten Elemente (FEM) wurde ein mathematisches Modell zur Berechnung der Beanspruchung von Rohren entwickelt, die unter Verwendung eines Innenverdichters verlegt werden. Darin wurde insbesondere ein spezieller Algorithmus zur Erfassung der Rohr-Boden-Interaktion während des Verdichtungsvorganges implementiert. Die erforderliche Kalibrierung erfolgte über Laborversuche unter Variation der maßgebenden Randbedingungen.

Die Berechnungsergebnisse zeigten eine gute Übereinstimmung mit den Ergebnissen der im Abschnitt 6 beschriebenen Laborversuche. Auch die Anwendung des Programms auf konventionelle Verlegemethoden ergaben plausible Ergebnisse.

Sowohl in den Laborversuchen als auch in allen numerischen Berechnungen zeigten sich bei der Anwendung des Innenverdichters die nachfolgenden Unterschiede zur konventionellen Verlegemethode.

- Die Verformung des Rohrquerschnittes war in allen Fällen äußerst gering, was auf eine ebenfalls geringe Biegebeanspruchung der Rohre schließen lässt. Selbst bei einer hohen Auflast von 109,375 kN/m/m zeigte das Rohr in den Laborversuchen kaum messbare und in den Berechnungen nur minimale Verformungen.
- Die Auswertung der Verteilung der Kontaktdruckspannungen zwischen Rohr und Boden über die Druckfolien zeigte tendenziell analog zur konventionellen Verlegung im Graben eine Konzentration der Spannungen im Sohlbereich, die hier auf die Vertikalbewegung des Rohres während des Verdichtungs Vorganges zurückzuführen ist. Die berechneten Kontaktdruckspannungen wiesen im Sohlbereich einen maximalen Wert in Höhe von 53.56 kN/m² auf. Im rechnerischen Modell ergab sich ein Auflagerwinkel 2α von rd. 120°.
- Während des Ziehens des Innenverdichters bewegt sich die Rohrleitung nach unten in die untere Bettungsschicht, wodurch die vertikale Lagegenauigkeit beeinflusst wird. Als Gegenmaßnahme muss das Rohr in einem entsprechend höheren Ausgangsniveau positioniert werden, um die Solllage zu erreichen.
- Der obere Bereich der Abdeckung wird durch die Wirkung des Innenverdichters aufgelockert. Dieser negative Effekt kann durch eine direkte Nachverdichtung mit einem Verdichtungsgerät oder im Zuge der Hauptverfüllung durch Aufbringen und Verdichten einer Schichtlage mit geringer Dicke eliminiert werden.

Das hier entwickelte Berechnungsmodell kann als Grundlage für die Entwicklung eines Regelwerkes für mittels Innenverdichter verlegte Rohre dienen.

Die Anwendungen des Berechnungsmodells erstreckten sich bisher auf Rohre mit kleinen Nennweiten und nicht bindigen Böden. Eine Verallgemeinerung auf größere Nennweiten und bindige Böden waren nicht Gegenstand des Untersuchungsprogramms und muss bei Bedarf noch näher untersucht werden.

6 Laborversuche im Institut für Unterirdische Infrastruktur (IKT)

6.1 Versuchsaufbau

Die Versuche zur Erprobung des Innenverdichters wurden im mittelformartigen Versuchstand (nachfolgend MVS genannt) des IKT durchgeführt. Dieser hat die Innenmaße 4300 x 2000 x 1600 mm, was ein Volumen von 13,76 m³ ergibt. In den Bildern 6.1 bis 6.3 ist der Versuchsaufbau schematisch dargestellt.

Zur Durchführung der Versuche wurden realitätsnahe Einbaubedingungen einer Baustelle nachgebildet. Hierfür wurde im MVS ein Rohrgraben nach DIN EN 1610 [7] mit einer Breite von ca. 70 cm hergestellt. Zur Simulation des anstehenden Bodens wurde ein Flüssigboden verwendet. Um einen 4300 mm langen Rohrgraben mit einem Querschnitt von $b \times h = 700 \times 1000$ mm herzustellen, wurde eine Schalung aus Styropor in den MVS eingehängt, gegen Auftrieb gesichert und der Flüssigboden eingefüllt (s. Bild 6.4 A und 6.4 B).

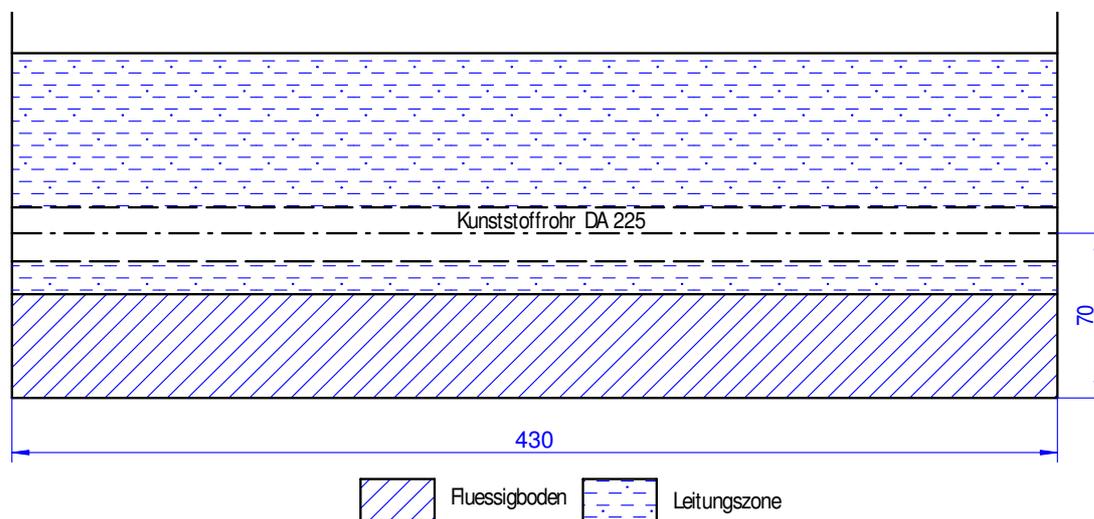


Bild 6.1: MVS des IKT – Längsschnitt des Versuchsaufbaus

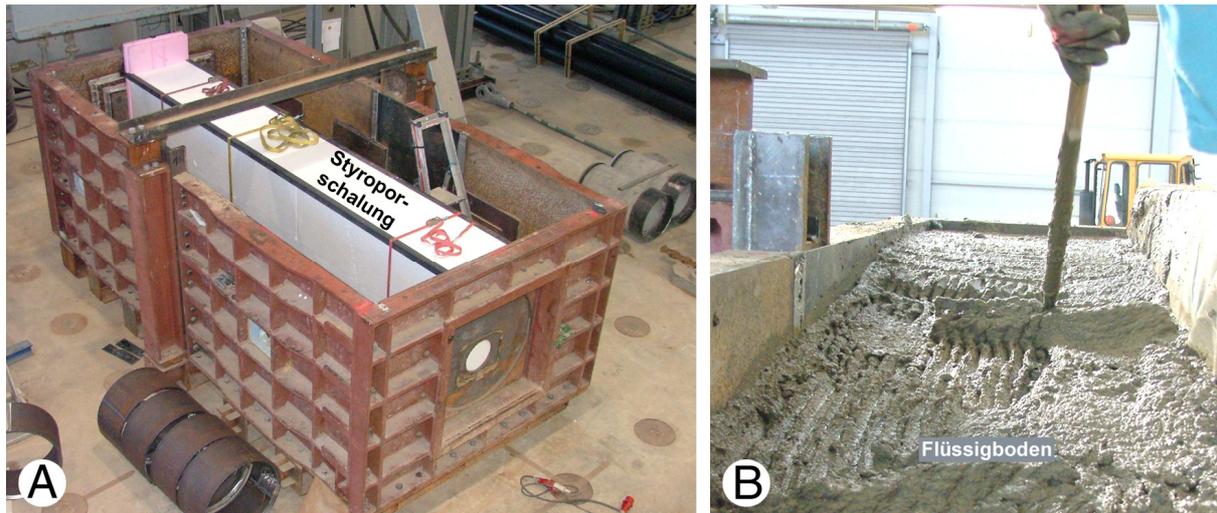


Bild 6.4: Vorbereitung des MVS im IKT

A: Einbau einer Styroporschalung

B: Einbau des Flüssigbodens in den MVS

Den nach Ausbau des Schalungskörpers aus Styropor verbleibenden Leitungsraben zeigen die Bilder 6.5 A und 6.5 B. Dabei wurden für die Versuche 1, 2, 3 und 5 jeweils Leitungsstränge ohne Abzweige bzw. Sattelstücke verwendet, so dass ein Leitungsraben mit durchweg parallelen Wänden hergestellt wurde (Bild 6.5 A). Für den Versuch 4 wurde ein Leitungsstrang mit Abzweigen und Sattelstücken eingebaut, so dass in den Flüssigboden Aussparungen für die Abzweige bzw. Sattelstücke und die eingebundenen Anschlussleitungen eingebracht werden mussten (Bild 6.5 B). Für die Versuche 6 bis 10 wurden ausschließlich Leitungsstränge ohne Abzweige bzw. Sattelstück verwendet.



Bild 6.5: Unterschiedliche Leitungsraben im MVS des IKT

A: Leitungsraben mit parallelen Wänden

B: Leitungsraben mit Aussparungen für Abzweige, Sattelstücke bzw. eingebundenen Anschlussleitungen



Bild 6.6:PE-Rohr muffenlos



Bild 6.7:PE-Rohr mit Abzweig und Sattelstück



Bild 6.8:PVC-Rohr mit vier Muffenspalten unterschiedlicher Weite

Um erhöhte Erdlasten zu simulieren, wurden bei allen zehn Versuchen zusätzliche Lasten mit Hilfe eines 1000 kN – Hydraulikzylinders aufgebracht. Die Maximallast sollte so gewählt werden, dass sich in der Scheitelebene eine Vertikalspannung von ca. 100 kN/m² einstellt.

Bei einer Leitungsgrabenfläche von 4,30 m x 0,7 m = 3,0 m² und der Annahme, dass keine Reibungsverluste während der Lasteinleitung, z.B. an den Grabenwänden auftreten, ergibt sich die Vertikalspannung in Höhe von 100 kN/m² bei einer Last von 100 kN/m² x 3,0 m² = 333,0 kN.

Auf Grundlage dieser Vorüberlegungen und einem Lasterhöhungsfaktor, der etwaige Reibungsverluste ausgleichen sollte, wurde eine Maximallast von 350 kN gewählt, die in sieben Laststufen aufgebracht wurde: 50 kN, 100 kN, 150 kN, 200 kN, 250 kN, 300 kN, 350 kN.

Die Lasten wurden über ein U-Profil 300 mit einer Länge von 3200 mm als Linienlast eingeleitet. Zur Lastverteilung wurde in das nach oben offene U-Profil ein HEM-160 mit einer Länge von 3000 mm gelegt. Der Abstand zur U-Profil-Kante betrug jeweils 100 mm. Über zwei Kalotten wurden die Lasten von einem zwei Meter langen Schwert auf das HEM-Profil übertragen. Die Kalotten wurden jeweils in einem Abstand von 800 mm von den Stirnseiten des HEM-Profiles angeordnet (s. Bild 6.9).

Die zur Belastung korrespondierenden Spannungsänderungen im Rohrumfang wurden mit Hilfe von zwei Druckmessfolien, Typ 5511 erfasst (s. auch Abschnitt 6.2.3 Druckfolienmessungen und Abschnitt 6.3 Versuchsergebnisse).

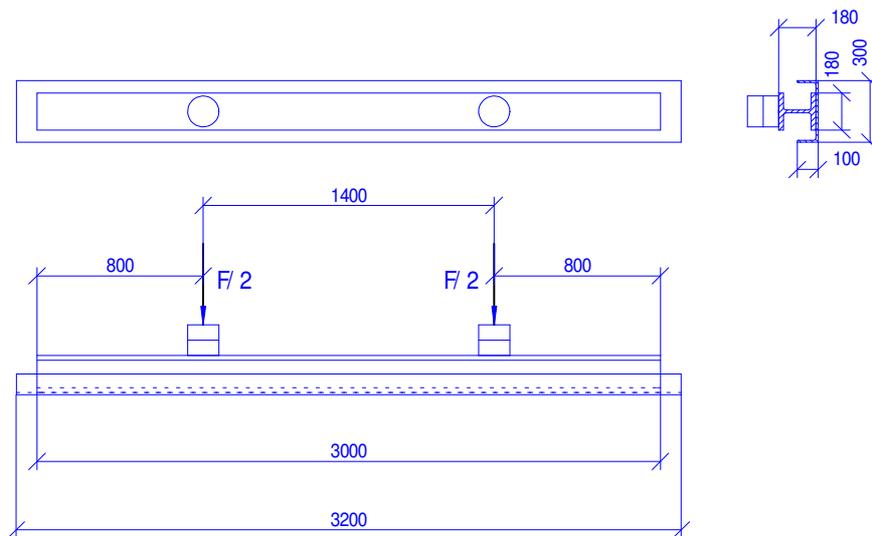


Bild 6.9: Lasteinleitungsstruktur, bestehend aus U-300, HEB 160 und zwei Kalotten

Die Druckluftzuführung zum Innenverdichter erfolgte über das IKT-interne Druckluftsystem. Eine Ausnahme bildete der Versuch 9, bei dem die Druckluft über einen Baukompressor erzeugt wurde.

6.2 Untersuchungsprogramm

Insgesamt wurden 10 Einzelversuche durchgeführt, die sich durch die Art der verwendeten Rohre, des als Bettungsmaterial eingebauten Bodens (Splitt bzw. Grauwacke mit einer Körnung 2/8 und Sand mit einer Körnung 0/2), der Zuggeschwindigkeiten des Innenverdichters usw. unterschieden. Zudem wurden unterschiedliche Schichtdicken beim Einbau der einzelnen Bereiche der Grabenverfüllung realisiert und zusätzlich zum Innenverdichter eine Verdichtung des Bodens mit einem leichten Verdichtungsgerät in verschiedenen Intensitäten durchgeführt. Tabelle 6.1 und Tabelle 6.2 geben eine Übersicht über die Rahmenbedingungen der 10 Einzelversuche.

Als Rohrwerkstoffe kamen zum einen Rohrstränge aus PE (Versuche 1 bis 4 und Versuche 6 bis 10) sowie ein Rohrstrang aus PVC (Versuch 5) zum Einsatz. In den Versuchen 1 bis 3 und 6 bis 10 wurden muffenlose PE-Rohre verbaut (s. Bild 6.6). Im Versuch 4 wurde ein PE-Rohr mit einem geschweißten Abzweig und einem Sattelstück versehen (Bild 6.7). Das im Versuch 5 eingebaute PVC-Rohr bestand aus 5 Einzelrohren mit 4 Muffenspalten unterschiedlicher Weite von 0,5 cm bis 2,0 cm (Bild 6.8).

Tabelle 6.1: Übersicht der Rahmenbedingungen der Versuch 1 bis 5, Versuchsreihe A

A	Art des eingebauten Bodens	Art des eingebauten Rohres	Aufbau der Grabenverfüllung	Einsatz des Innenverdichters	Verdichtungsgänge mit leichtem Verdichtungsgerät
Versuch 1	Splitt 2/8 und Sand 0/2	PE-Rohr, muffenlos	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm Rest der Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel (Splitt 2/8) Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/2) 	2 Durchgänge, nach der Bodenverfüllung bis ca. 30 cm über Rohrscheitel	3x nach Einbau untere Bettungsschicht 3x nach Einbau bis 30 cm über Rohrscheitel 3x nach Einbau Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben
Versuch 2	Sand 0/2 und Sand 0/8	PE-Rohr, muffenlos	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm Rest der Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel (Sand 0/2) Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/8) 	1 Durchgang, nach der Bodenverfüllung bis ca. 30 cm über Rohrscheitel	3x nach Einbau untere Bettungsschicht 3x nach Einbau bis 30 cm über Rohrscheitel 3x nach Einbau Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben
Versuch 3	Sand 0/2	PE-Rohr, muffenlos	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm Verfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/2) 	1 Durchgang, nach der Bodenverfüllung bis OK Rohrgraben	3x nach Einbau untere Bettungsschicht 3x nach Einbau bis OK Rohrgraben
Versuch 4	Sand 0/2	PE-Rohr mit einem Sattelstück 90° und einem Abzweig 45°	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm (nicht verdichtet) Rest der Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/2) 	1 Durchgang, nach der Bodenverfüllung bis ca. 30 cm über Rohrscheitel	3x nach Einbau untere Bettungsschicht 3x nach Einbau bis 30 cm über Rohrscheitel 3x nach Einbau Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben
Versuch 5	Sand 0/2	PVC-Rohrstrang aus 5 Einzelrohren	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm (nicht verdichtet) Rest der Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/2) 	1 Durchgang, nach der Bodenverfüllung bis ca. 30 cm über Rohrscheitel	3x nach Einbau untere Bettungsschicht 3x nach Einbau bis 30 cm über Rohrscheitel 3x nach Einbau Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben

Tabelle 6.2: Übersicht der Rahmenbedingungen der Versuche 6 bis 10, Versuchsreihe B

B	Art des eingebauten Bodens	Art des eingebauten Rohres	Aufbau der Grabenverfüllung	Einsatz des Innenverdichters	Verdichtungsgänge mit leichtem Verdichtungsgerät
Versuch 6	Sand 0/2	PE-Rohr, muffenlos	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm Rest der Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/2) 	Einbau nach DIN EN 1610 ohne Einsatz des Innenverdichters	1x nach Einbau untere Bettungsschicht 1x nach Einbau bis 30 cm über Rohrscheitel 1x nach Einbau Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben
Versuch 7	Sand 0/2	PE-Rohr, muffenlos	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm (nicht verdichtet) Rest der Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/2) 	1 Durchgang, nach der Bodenverfüllung bis ca. 30 cm über Rohrscheitel; Dauer: 2:30 min	1x nach Einbau Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben
Versuch 8	Sand 0/2	PE-Rohr, muffenlos	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm (nicht verdichtet) Rest der Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/2) 	1 Durchgang, nach der Bodenverfüllung bis ca. 30 cm über Rohrscheitel; Dauer: 6:00 min	1x nach Einbau Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben
Versuch 9	Sand 0/2	PE-Rohr, muffenlos	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm (nicht verdichtet) Rest der Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/2) 	1 Durchgang, nach der Bodenverfüllung bis ca. 30 cm über Rohrscheitel; Dauer: 6:00 min	1x nach Einbau Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben
Versuch 10	Sand 0/2	PE-Rohr, muffenlos	<ul style="list-style-type: none"> untere Bettung, ca. 15 cm (nicht verdichtet) Rest der Leitungszone bis 30 cm über Rohrscheitel Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben (Sand 0/2) 	1 Durchgang, nach der Bodenverfüllung bis ca. 30 cm über Rohrscheitel; Dauer: 6:00 min	1x nach Einbau bis 30 cm über Rohrscheitel 1x nach Einbau Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben

Beim Einsatz des Innenverdichters treten erwartungsgemäß sowohl Lageänderungen des eingebauten Rohrstranges in horizontaler und vertikaler Richtung als auch Verdichtungsveränderungen der Bettungsschichten, der Seitenverfüllung und der Abdeckung auf. Die Lageänderung des Rohrstrangs und das Setzungsverhalten des Bodens vor und nach der Verdichtung wurden gemessen. Die Messungen erfolgten beim Einbau des Rohrstranges, beim Einbringen der verschiedenen Bodenschichten, vor und nach dem Einsatz des Innenverdichters und vor bzw. nach dem Einsatz eines leichten Verdichtungsgerätes (Bild 6.10 und Bild 6.11).



Bild 6.10: Leichtes Verdichtungsgerät



Bild 6.11: Gewicht des leichten Verdichtungsgerätes

6.2.1 Lageänderungen des Rohrstrangs

Die Lageänderungen des Rohrstranges wurden nach jedem Einbauschritt von innen ermittelt. Für die Messungen wurde ein Nivelliergerät in axialer Verlängerung des Rohrstranges ausgerichtet und die Ausrichtung des Gerätes während des kompletten Versuches beibehalten (Bild 6.12).

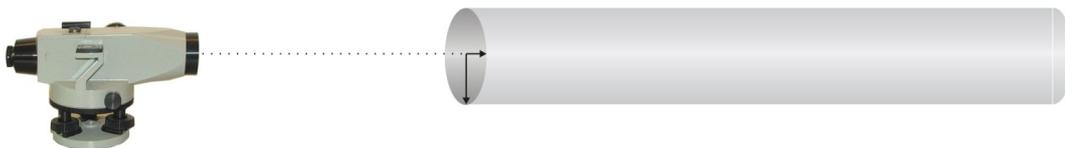


Bild 6.12: Zur Dokumentation von Lageabweichungen des Rohrstranges in horizontaler oder vertikaler Richtung wurden nach jeder Veränderung der Bettungsverhältnisse (durch Verdichtung, o.ä.) Messungen mit dem Nivelliergerät durchgeführt

Zur Ermittlung von vertikalen und horizontalen Lageänderungen des Rohrstranges wurde eine eigens für diese Messung hergestellte Zieltafel auf der Sohle des Rohres platziert. Auf der Zieltafel befand sich eine Ordinate und senkrecht dazu eine Abszisse. Beide Achsen dienten beim Ablesen mit dem Nivelliergerät als Skala (Bild 6.13).



Bild 6.13: Zieltafel an der ersten Position eines Rohrstranges aus PE (Position 1). Nach jedem Wechsel der Messposition wurde die Zieltafel unter Benutzung der Libelle horizontalisiert. Die Skala der Zieltafel wurde mit Hilfe des Nivelliergerätes zur Ermittlung von Lageänderungen des Rohrstrangs an jedem Messpunkt abgelesen (Skalenteilung 1 [mm])

Die Zieltafel wurde vor jeder Einzelmessung von Hand auf jeweils vorher definierte Messpunkte geschoben, horizontalisiert und die Lageänderung in Millimetern erfasst. Lageänderungen der Rohrstränge, wie sie z.B. durch Verdichten auftraten, wurden so bei jeder Veränderung dokumentiert. Die Ergebnisse der Messung geben die räumliche Verschiebung des Rohrstranges in horizontaler bzw. vertikaler Richtung und in Bezug auf die definierten Messpunkte wieder (Bild 6.14).

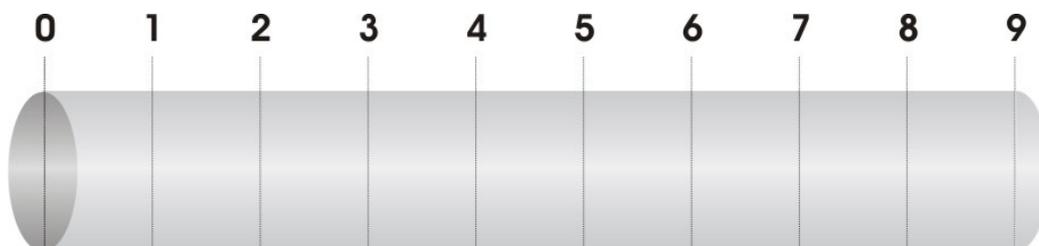


Bild 6.14: Übersicht der definierten Messpunkte eines Rohrstranges im MVS des IKT. Der Abstand der Messpunkte 0 bis 8 betrug 0,5 m. Der Abstand zwischen Messpunkt 8 und 9 betrug 0,12 m.

6.2.2 Setzungsmessungen

Die Durchführung von Setzungsmessungen an der Bodenoberfläche diente zum Nachweis und zur Dokumentation der durch die Verdichtungsgeräte bewirkten Verdichtung in Form einer Volumenverringerung. Für die Setzungsmessung wurde der Abstand zwischen der Oberkante des MVS und der Oberfläche des eingebauten Bodens an festgelegten Messpunkten ermittelt (Bild 6.15).

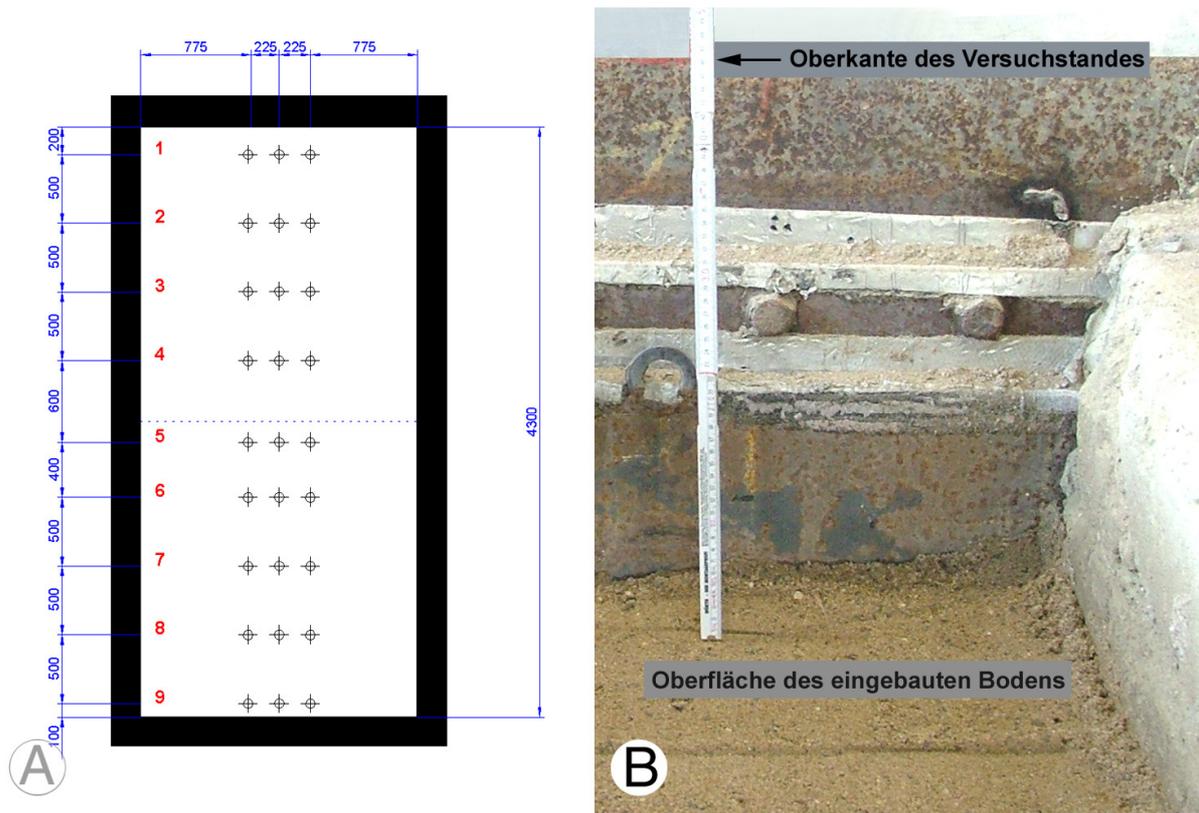


Bild 6.15 : Setzungsmessung an der Oberfläche des eingebauten Bodens

A Lage der Messpunkte für die Setzungsmessung im MVS des IKT

B Messung des Abstandes zwischen Oberfläche des eingebauten Bodens und der Oberkante des MVS

6.2.3 Druckfolienmessungen

Um die Spannungen am Rohrumfang vor und nach den unterschiedlichen Verdichtungsschritten zu bestimmen, wurden Druckfolien (s. Bild 6.16) eingesetzt, mit denen die räumliche Darstellung der Spannungen/Drücke und Spannungs-/Druckänderungen möglich ist. Die Größe der aktiven Messfläche der Druckfolie betrug 307 x 86 mm.

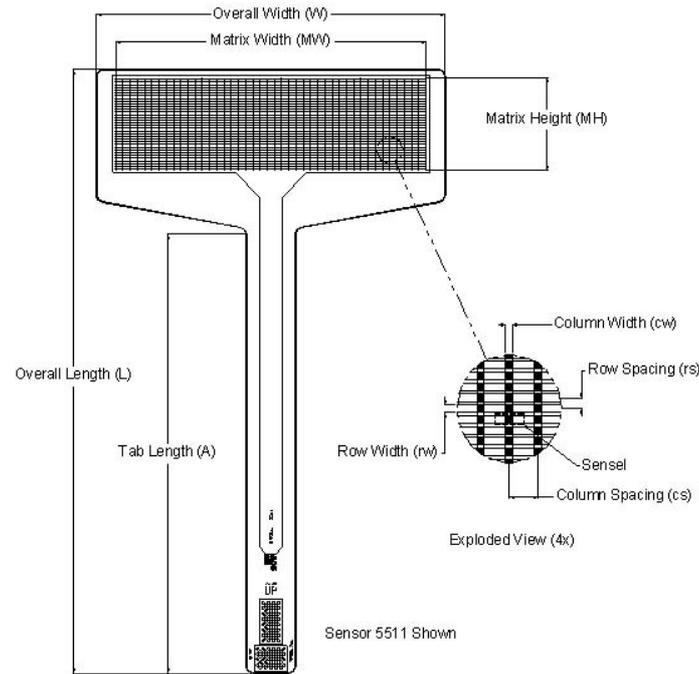


Bild 6.16: Druckfolien Typ 5511 der Fa. Tekscan [39]

Es wurde erwartet, dass Druckveränderungen gemessen werden können, wenn

- die einzelnen Schichten des einzubauenden Bodens eingebracht werden,
- durch den Einsatz des Innenverdichters die Leitungszone verdichtet wird,
- die Leitungszone mit dem eingesetzten leichten Verdichtungsgerät nachverdichtet wird
- oder eine zusätzliche Verkehrslast aufgebracht wird.

Während dieser Versuchsschritte wurden die von den Druckfolien angezeigten Druckwerte aufgezeichnet. Die Aufzeichnung erfolgte je nach Bedarf in Form von Einzelbildern oder als Bilderserien. Die Bilderserien wurden in Form von Einzelbildern, im Englischen als Frame und im Deutschen als Bild bezeichnet (s. Bild 6.17), abgespeichert. Bilderserien wurden insbesondere während der zusätzlichen Belastung aufgezeichnet.

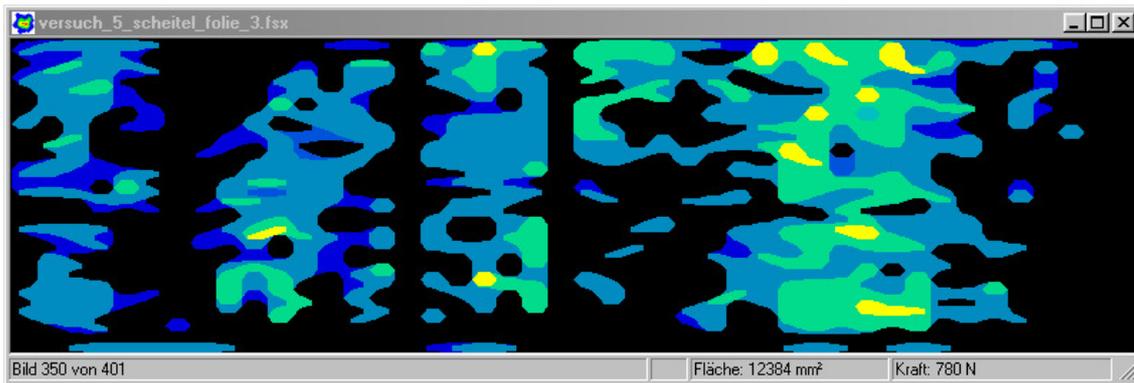


Bild 6.17: Beispiel eines Frames/Bildes. Hier ist es Frame/Bild 350 von insgesamt 400 Frames/Bildern. Die druckaktive Fläche beträgt 12384 mm². Die resultierende Gesamtkraft 780 N

Die Messwerte wurden von einem Messwerverfassungssystem in Form von Matrizen gespeichert. Zudem enthielt das Messwerverfassungssystem einige Auswerte- und Darstellungstools. Zusätzlich können die Matrizen in Form von ASCII – Dateien, z. B für die Auswertung mit Hilfe eines Tabellenkalkulationsprogrammes wie MS-Excel, bereitgestellt werden. Weiterhin kann mit Hilfe der Messwerverfassungssoftware die Skalierung der angezeigten Druckwerte geändert werden. Im Rahmen des Forschungsvorhabens wurde als Maximaldruck ein Wert von 1,5 bar gewählt. Dieser Druck entspricht der in Bild18 dargestellten roten Farbe. Geringere Druckwerte werden mit orangenen, gelben, grünen und blauen Farbtönen dargestellt.

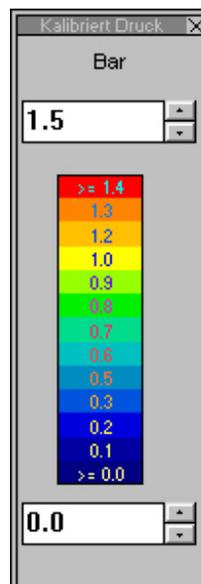


Bild 6.18: Darstellung der Skalierung der angezeigten Druckwerte

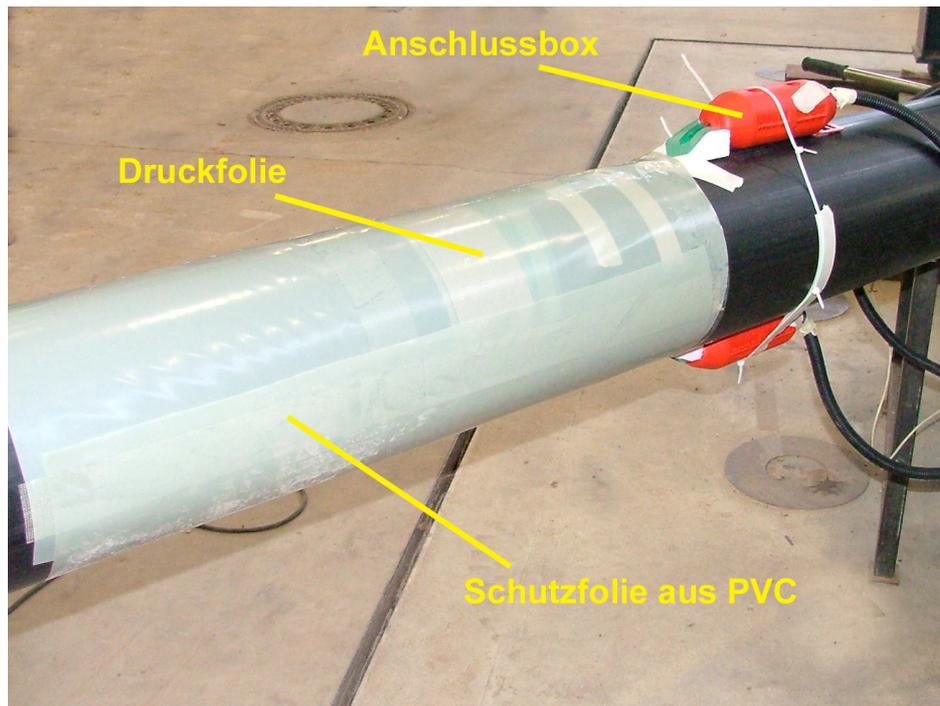


Bild 6.19: Beispiel der Anbringung der Druckfolien, Schutzfolie aus PVC und der Anschlussbox auf einem Rohr aus PE

Bei allen zehn Einzelversuchen wurden jeweils zwei Druckfolien auf der Außenseite der eingebauten Rohrstränge angebracht (s. Bild 6.19).

Bei der Wahl der Druckfolienpositionen wurden die Symmetrieeigenschaften der Rohre ausgenutzt. Sie wurden so angebracht, dass der Bereich des Scheitels und der Sohle bei allen eingesetzten Probekörpern jeweils von einer Druckmessfolie bedeckt wurde. Durch diese Anordnung konnten die Drücke für eine Rohrhälfte vom Rohrscheitel bis zu Rohrsohle ermittelt werden. Auch in den sogenannten Zwickeln konnten Druckverteilungen gemessen werden (s. Bild 6.20). Die Lage und Anordnung der Druckfolien im eingebauten Zustand veranschaulicht beispielhaft Bild 21 und sind den jeweiligen Einzelversuchsbeschreibungen zu entnehmen (vgl. Abschnitt 6.3). Im allgemeinen wurden die Folien mit links und rechts bezeichnet. In den Darstellungen finden sich ebenfalls die Positionen von Scheitel, Kämpfer und Sohle.

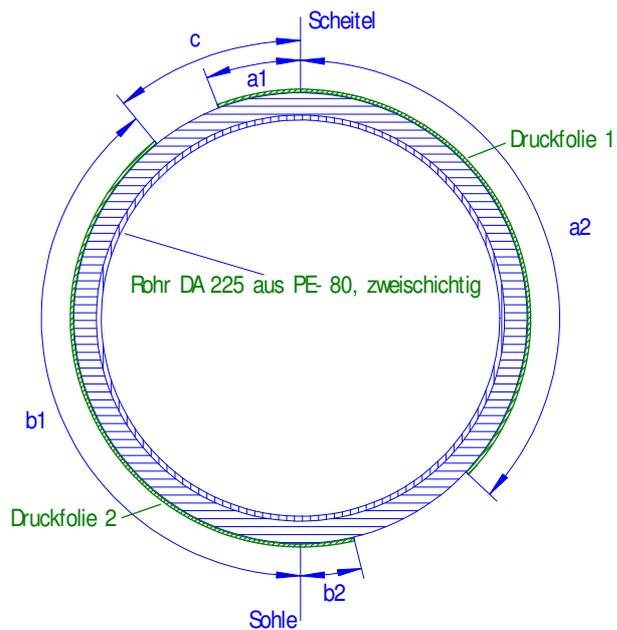


Bild 6.20: Beispiel für die Position der Druckfolien im Rohrfang



Bild 6.21: Beispiel für die Lage der Druckfolien im Leitungsgaben

6.2.4 Bodenuntersuchungen (Laborversuche)

Im Rahmen der Versuche wurde unterschiedliche Bodenuntersuchungen durchgeführt. Dies waren zum Einen Laborversuche, in denen die Körnungslinien nach DIN 18123 [40], die Proctorwerte nach DIN 18127 [41], der Steifemodul nach E DIN 18135 [42], die Scherparameter nach DIN 18137-3 [43] sowie die Dichte bei lockerster und dichtester Lagerung nach DIN 18126 [44] ermittelt wurden. Zum Anderen wurden in Feldversuchen die Dichte des Bodens nach DIN 18125-2 [45] und der Steifemodul mit dynamischen Lastplattendruckversuchen [46] ermittelt sowie die Verdichtungsunterschiede im Rohrgraben mit Hilfe von Rammsondierungen bestimmt. Zur Kalibrierung der Rammsondierungsversuche wurden darüber hinaus im kleinformatischen Versuchsstand des IKT ergänzende Versuche durchgeführt. Hierbei wurden unterschiedliche Verdichtungsgrade eingestellt, die mittlere Dichte ermittelt und an jeweils vier Stellen Rammsondierungen durchgeführt.

6.2.4.1 Korngrößenverteilungen

In Bild 6.22 ist die Korngrößenverteilung für den Sand 0/2 und in Bild 6.23 die Korngrößenverteilung für den Splitt 2/8, jeweils nach DIN 18123 [40], dargestellt. Bei beiden Böden handelt es sich um gleichförmige Böden ($U \leq 3$).

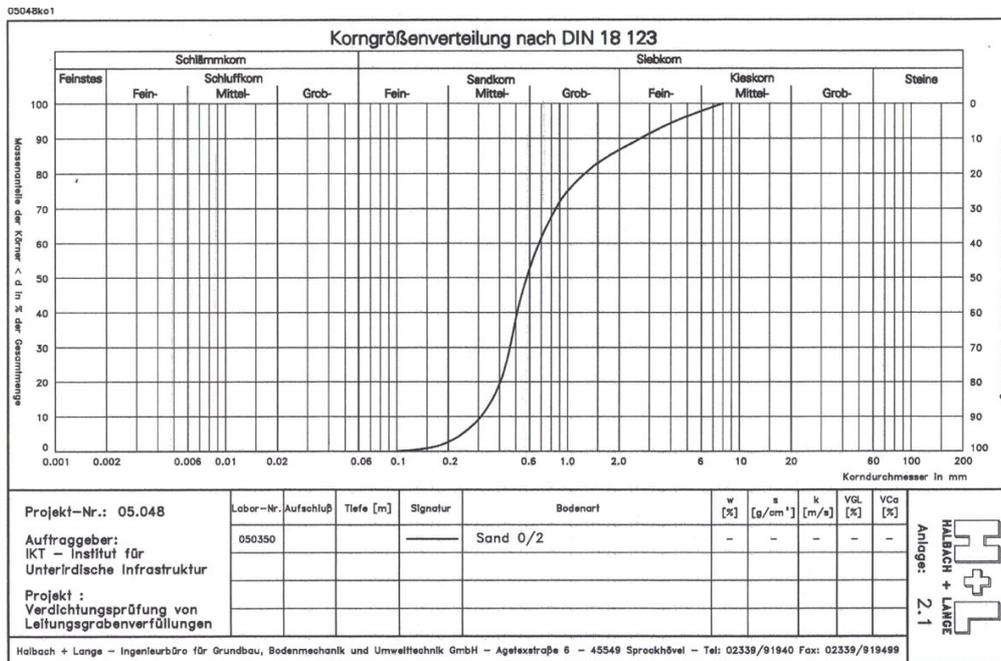


Bild 6.22: Korngrößenverteilung für das Verfüllmaterial Sand 0/2 [47]

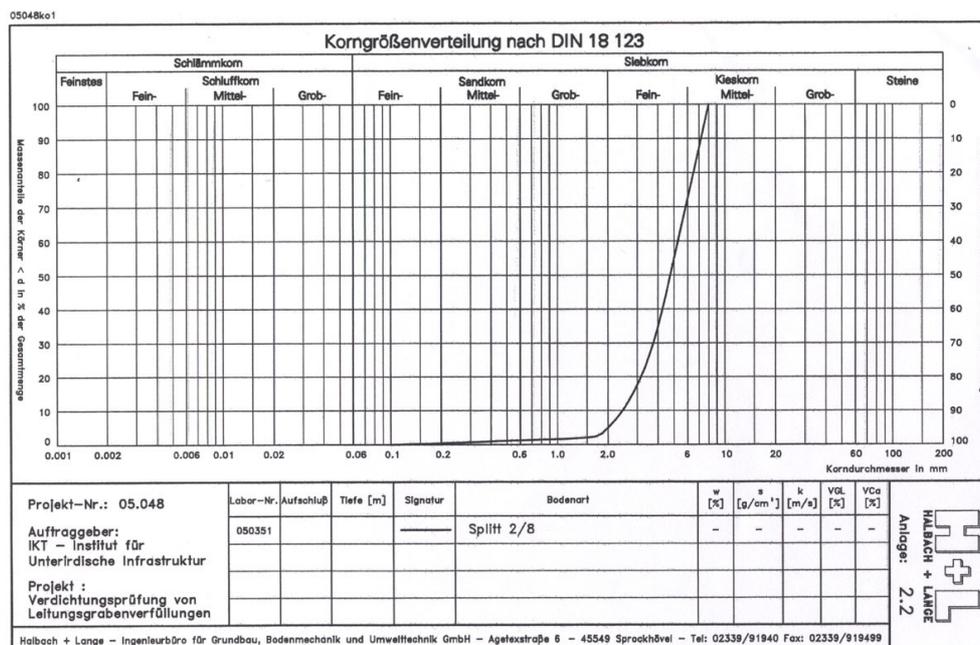


Bild 6.23: Korngrößenverteilung für das Verfüllmaterial Splitt 2/8 [47]

6.2.4.2 Proctorversuche

In Bild 6.24 ist das Ergebnis des Proctorversuchs für den Splitt 2/8 und in Bild 25 das Ergebnis des Proctorversuchs für den Sand 0/2 jeweils nach DIN 18127 [41] dargestellt. Die Proctordichte für den Splitt 2/8 betrug $1,59 \text{ t/m}^3$ (entspricht $1,59 \text{ g/cm}^3$) bei einem optimalen Wassergehalt von 5,5 bis 7,5 %. Die Proctordichte für den Sand 0/2 betrug $1,75 \text{ t/m}^3$ (entspricht $1,75 \text{ g/cm}^3$) bei einem optimalen Wassergehalt zwischen 7,5 und 9,5 %.

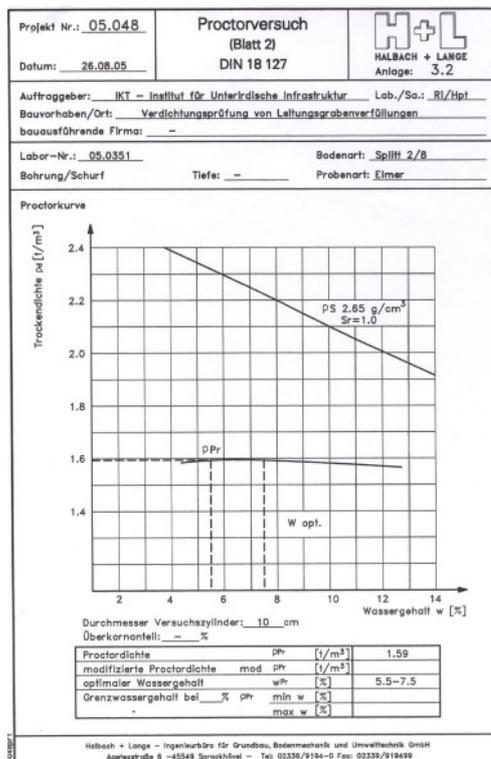


Bild 6.24: Ergebnis des Proctorversuchs für das Verfüllmaterial Splitt 2/8 [47]

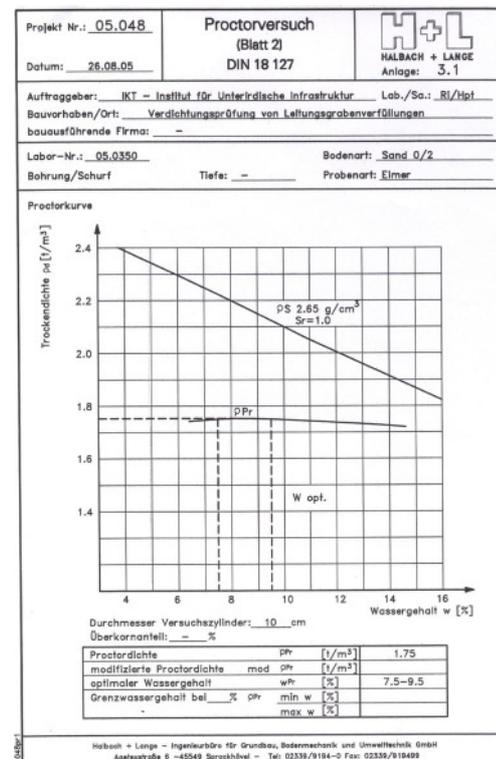


Bild 6.25: Ergebnis des Proctorversuchs für das Verfüllmaterial Sand 0/2 [47]

6.2.4.3 Kompressionsversuch

Mit Hilfe des Kompressionsversuchs nach E DIN 18135 [42] wurden die Steifemoduln für den Sand 0/2 und den Splitt 2/8 ermittelt. Im Spannungsbereich von $\sigma = 81 \text{ kN/m}^2$ bis 162 kN/m^2 ergab sich für den Sand 0/2 ein Steifemodul E_s von $45,6 \text{ MN/m}^2$ und für den Splitt 2/8 ein Steifemodul E_s von $42,5 \text{ MN/m}^2$.

6.2.4.4 Direkter Scherversuch

Mit dem direkten Scherversuch nach DIN 18137-3 [43] wurden für beide Verfüllmaterialien die Scherparameter φ' (effektiver Reibungswinkel) und c' (effektive Kohäsion) bestimmt. Dabei ergab sich für den Sand 0/2 ein Reibungswinkel φ' von 38° bei einer Kohäsion von 0 kN/mm^2 und für den Splitt 2/8 ein Reibungswinkel φ' von 53° bei einer Kohäsion von 0 kN/mm^2 . In Bild 6.26 und Bild 6.27 sind die Scherparameter im Scherspannung-Normalspannungs-Diagramm dargestellt.

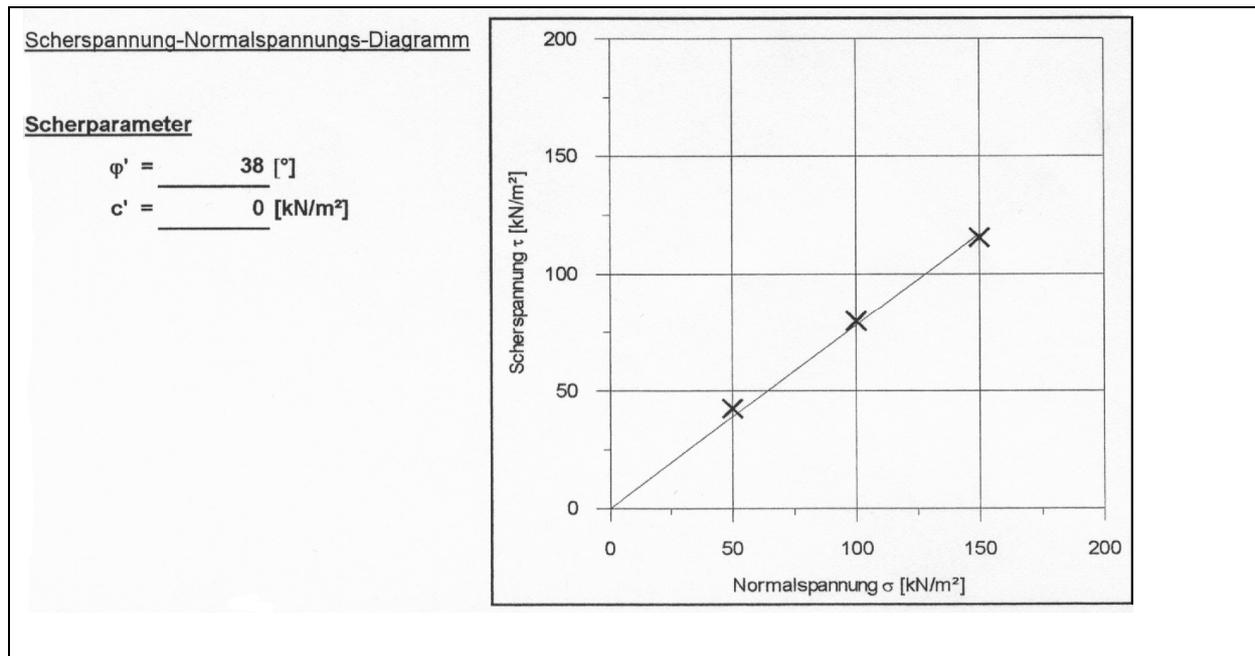


Bild 6.26: Scherspannung-Normalspannungs-Diagramm für den Sand 0/2 [48]

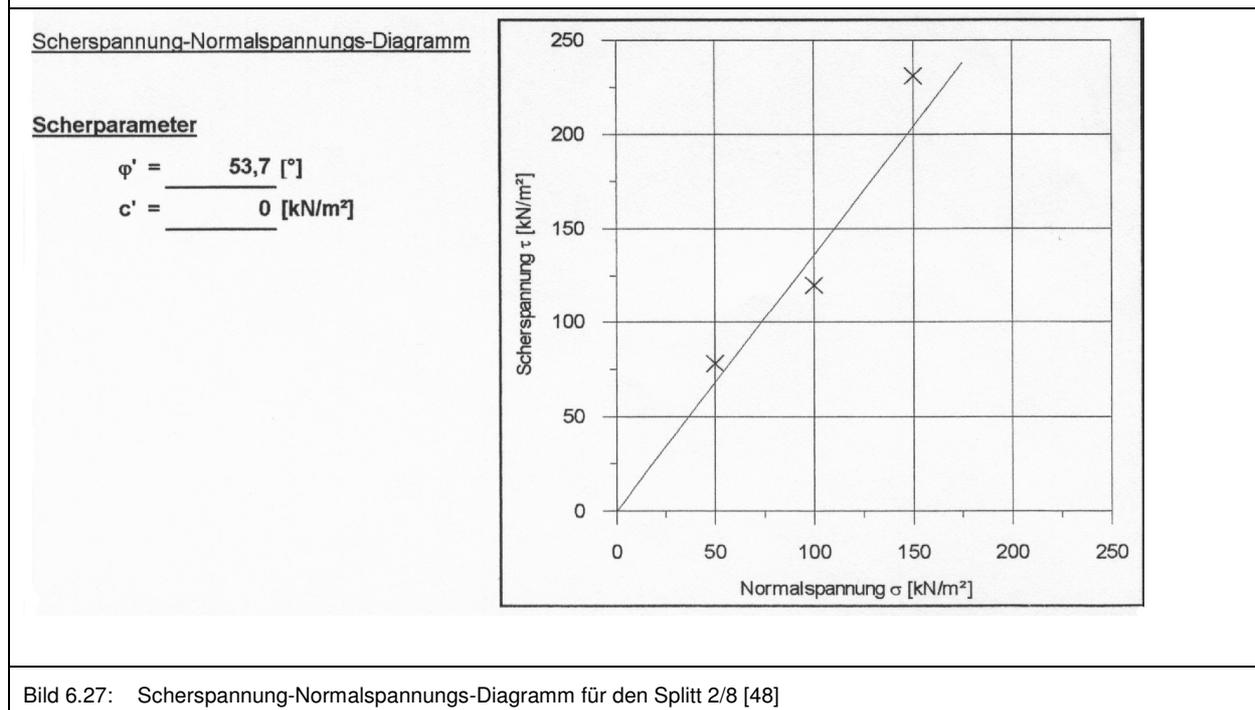


Bild 6.27: Scherspannung-Normalspannungs-Diagramm für den Splitt 2/8 [48]

6.2.4.5 Dichte bei lockerster und dichtester Lagerung

Die Bestimmung der Dichte der beiden nichtbindigen Verfüllmaterialien Splitt 2/8 und Sand 0/2 erfolgte nach DIN 18126 [44]. Für den Splitt 2/8 betrug die Dichte bei lockerster Lagerung $\min \rho_d = 1,453 \text{ g/cm}^3$ und bei dichtester Lagerung $\max \rho_d = 1,552 \text{ g/cm}^3$. Für den Sand 0/2 betrug die Dichte bei lockerster Lagerung $\min \rho_d = 1,578 \text{ g/cm}^3$ und bei dichtester Lagerung $\max \rho_d = 1,779 \text{ g/cm}^3$.

6.2.4.6 Dichtebestimmung mittels Ausstechzylinder

Bodenproben definierter geometrischer Form haben ein berechenbares Volumen und können damit zur Dichtebestimmung verwendet werden. Bei der Dichtebestimmung mittels Ausstechzylindern nach DIN 18125-2 [45] werden mit Ausstechzylindern aus Metall ungestörte Bodenproben entnommen. Die Bodenproben werden darauf einer Trocknung bei 105 °C bis zur Massenkonstanz unterzogen, so dass die Trockenmasse bestimmt werden kann. Das Verhältnis zwischen Masse und Volumen beschreibt die Dichte. Bei diesem Verfahren wird die sog. Trockendichte der Proben ermittelt.

„Bsp.: 650 g Boden / 500 cm³ Zylinder = Dichte 1,3 g/cm³“

Das Ausstechzylinderverfahren ist für eine Dichtebestimmung bei bindigen Böden ohne Grobkorn oder bei Fein- bis Mittelsand geeignet. Im Rahmen der hier durchgeführten Versuche wurde dieses Verfahren bei der Verwendung von Sand 0/2 als Verfüllmaterial eingesetzt. Es wurden in 3 Lagen an jeweils 5 Positionen im Rohrgraben Proben entnommen (siehe Bild 6.28 bis Bild 6.31).



Bild 6.28: Entnahme von ungestörten Bodenproben mittels Ausstechzylinder zur Bestimmung der Dichte nach DIN 18125-2 [45]. Der Ausstechzylinder wird in den Boden eingedrückt, verschlossen, und anschließend ohne Veränderungen mithilfe einer Maurerkelle entnommen

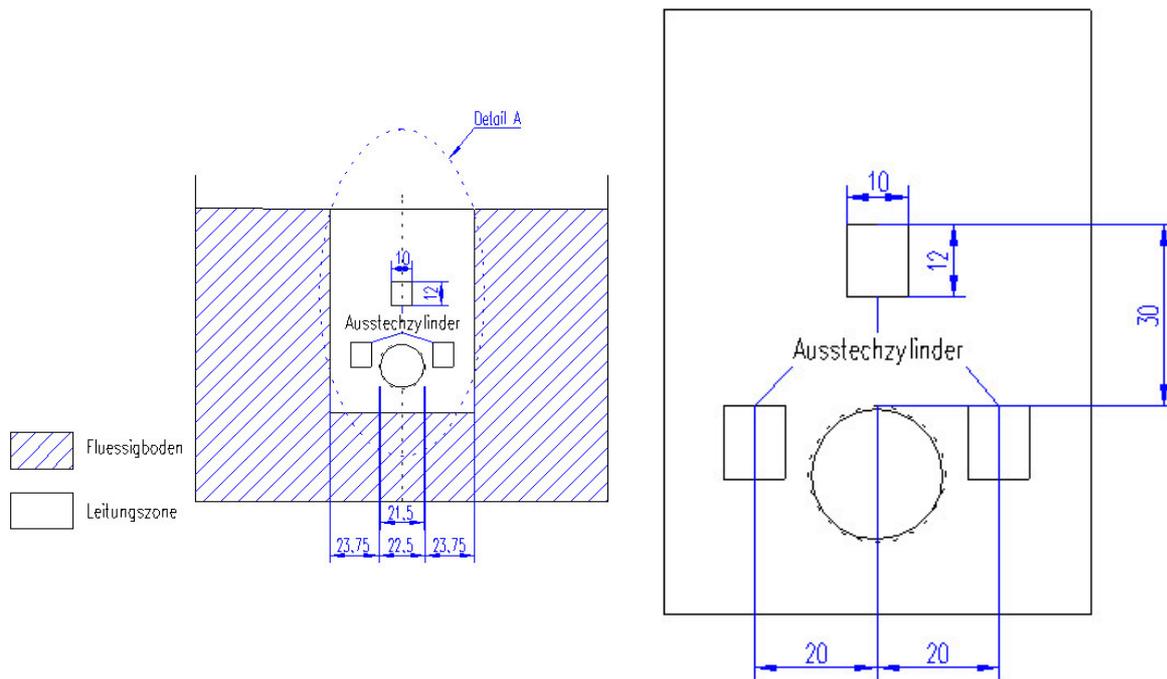


Bild 6.29: Schematische Darstellung der Entnahmestellen von Bodenproben mittels Ausstechzylinder

Bild 6.30: Detail A: Ausschnitt des Leitungsgrabens

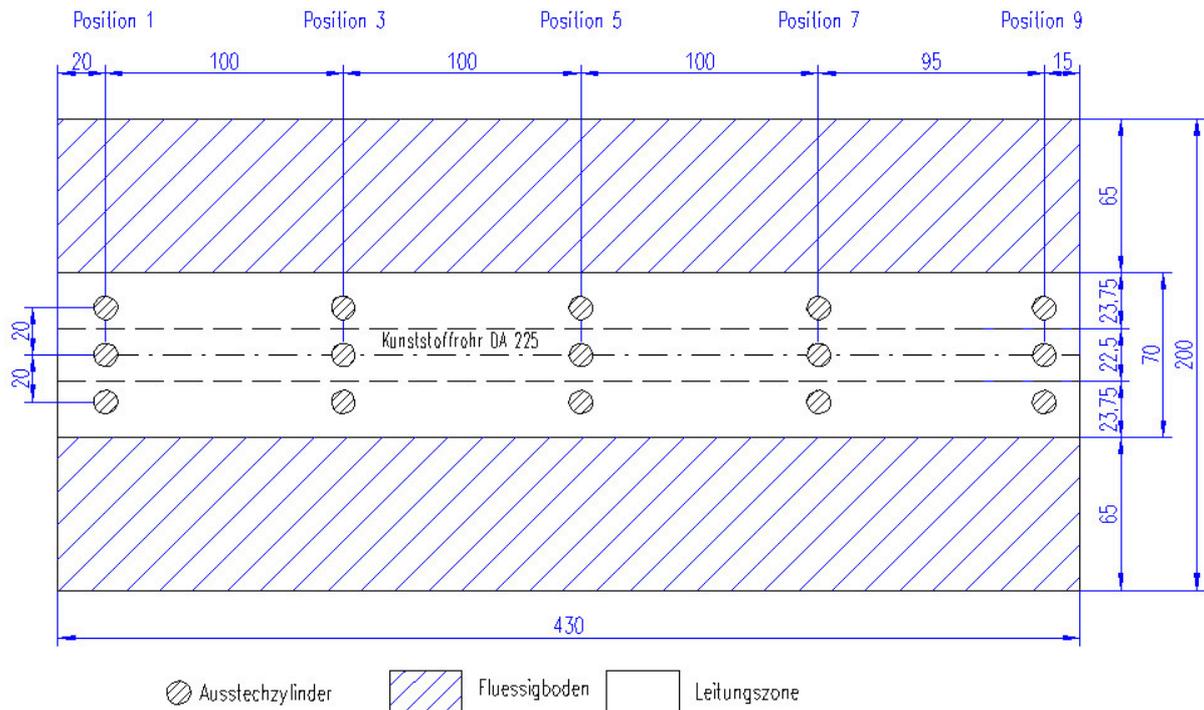


Bild 6.31: Draufsicht des MVS inkl. Positionsangaben der Entnahmestellen mittels Ausstechzylinder

6.2.4.7 Dichtebestimmung mittels Ballonverfahren

Bei diesem Verfahren nach DIN 18125-2 [45] wird ein spezielles Ballongerät mit einer wassergefüllten, elastischen Ballonhaut zur Volumenbestimmung einer zuvor entnommenen Bodenprobe eingesetzt. Mithilfe des Ballongerätes, das auf die Bodenoberfläche gesetzt wird, ist es möglich, die elastische Ballonhaut in eine definierte Prüfgrube einzustülpen. Dabei findet in einem durchsichtigen Acrylglaszylinder das Prinzip der Kolbenpumpe Verwendung. Die Konstruktion des Ballongerätes ermöglicht darüber hinaus das Ablesen des Wasser- und somit auch des Prüfgrubenvolumens an einer Marke (Nonius) (Bild 6.32). Die Ermittlung der Dichte des Bodens ergibt sich mit diesem ermittelten Volumen anhand der Masse der zuvor entnommenen Bodenprobe. Durch Ofentrocknung der Masse bei 105 °C bis zur Massenkonzanz wird der Wassergehalt bestimmt und anschließend zur Bestimmung der Trockendichte des Bodens herausgerechnet.

„Bsp.: 3,25kg Boden werden durch 2,5 l Wasser ersetzt → 3000g Trockenmasse/2500 cm³ Dichte = 1,3 g/cm³“

Im Rahmen der durchgeführten Versuche kam das Ballonverfahren zur Dichtebestimmung bei der Verfüllung aus Splitt 2/8 (Grauwacke) zum Einsatz, da in diesem

Fall das Ausstechzylinderverfahren nicht eingesetzt werden konnte. Entnommen wurden die Proben 30 cm oberhalb des Rohrscheitels in Rohrgrabenmitte. Eine Probenahme in den Kämpferbereichen links und rechts des eingebauten Rohres konnte nicht durchgeführt werden, da die Dimensionen des Ballongerätes den zur Verfügung stehenden Platz überschritten (s. Bilder 6.33 bis 6.35).

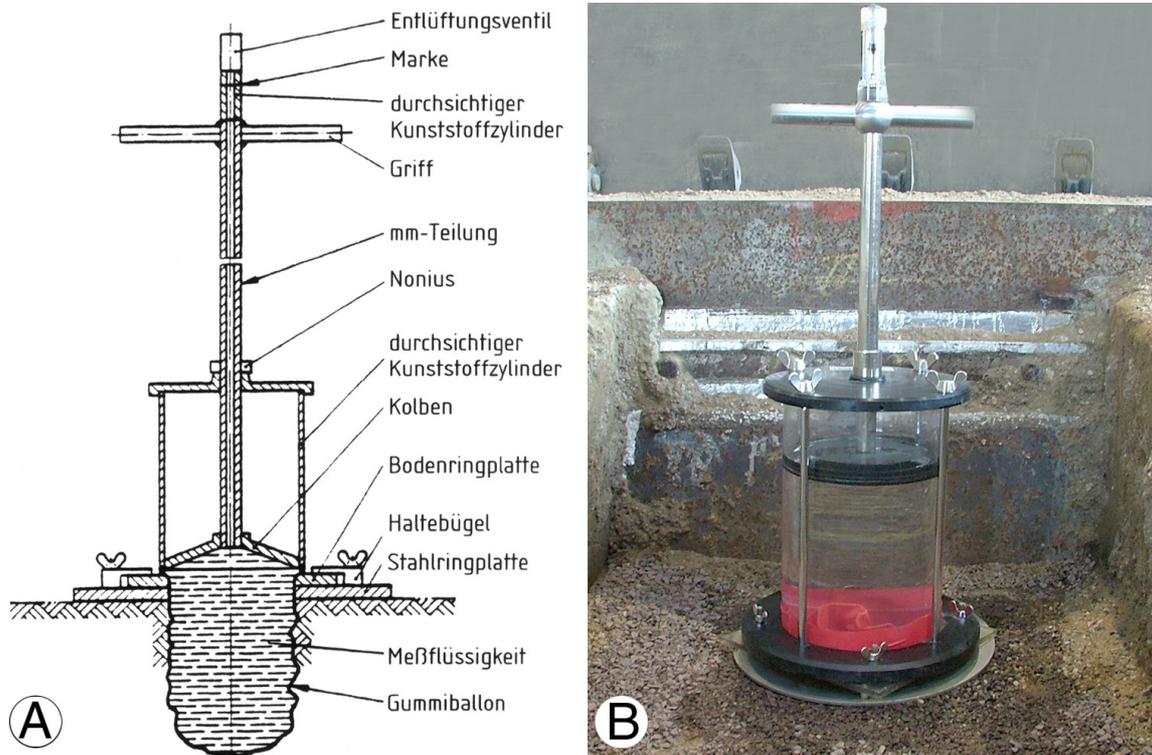


Bild 6.32: Ballongerät zur Bestimmung der Bodendichte (Densitometer) nach DIN 18125-2 [45]

A: Schematische Darstellung der funktionellen Elemente

B: Foto des eingesetzten Gerätes während der Untersuchungen

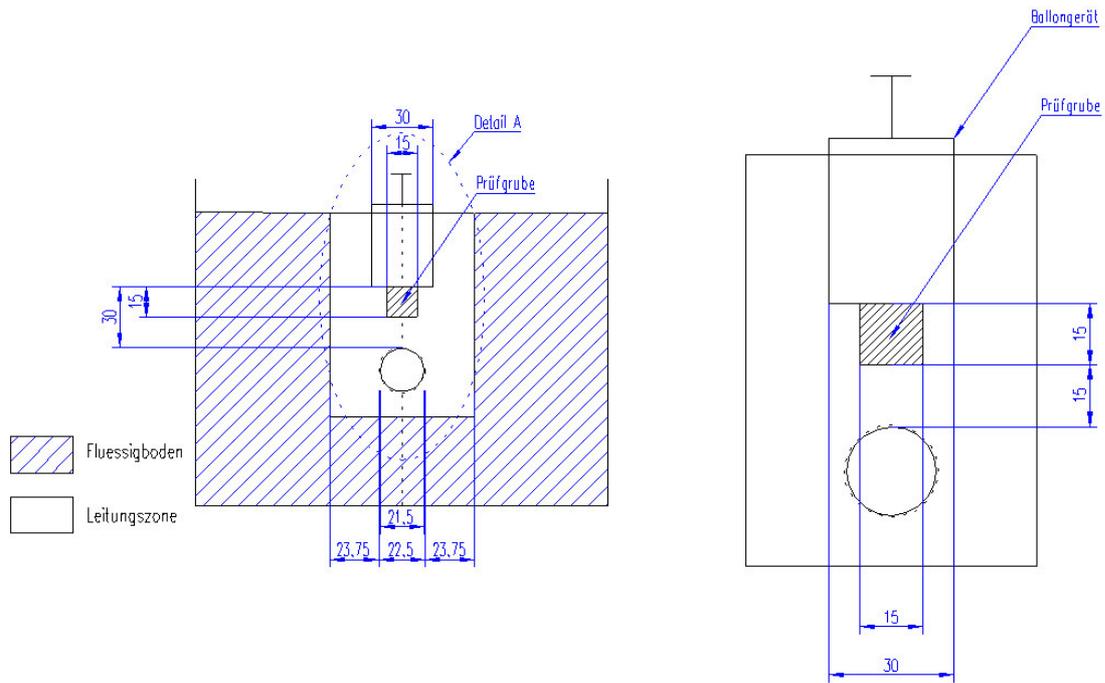


Bild 6.33: Schematische Darstellung des Ballongeräts im Bild 6.34: Detail A: Ausschnitt des Leitungsgraben
Leitungsgraben

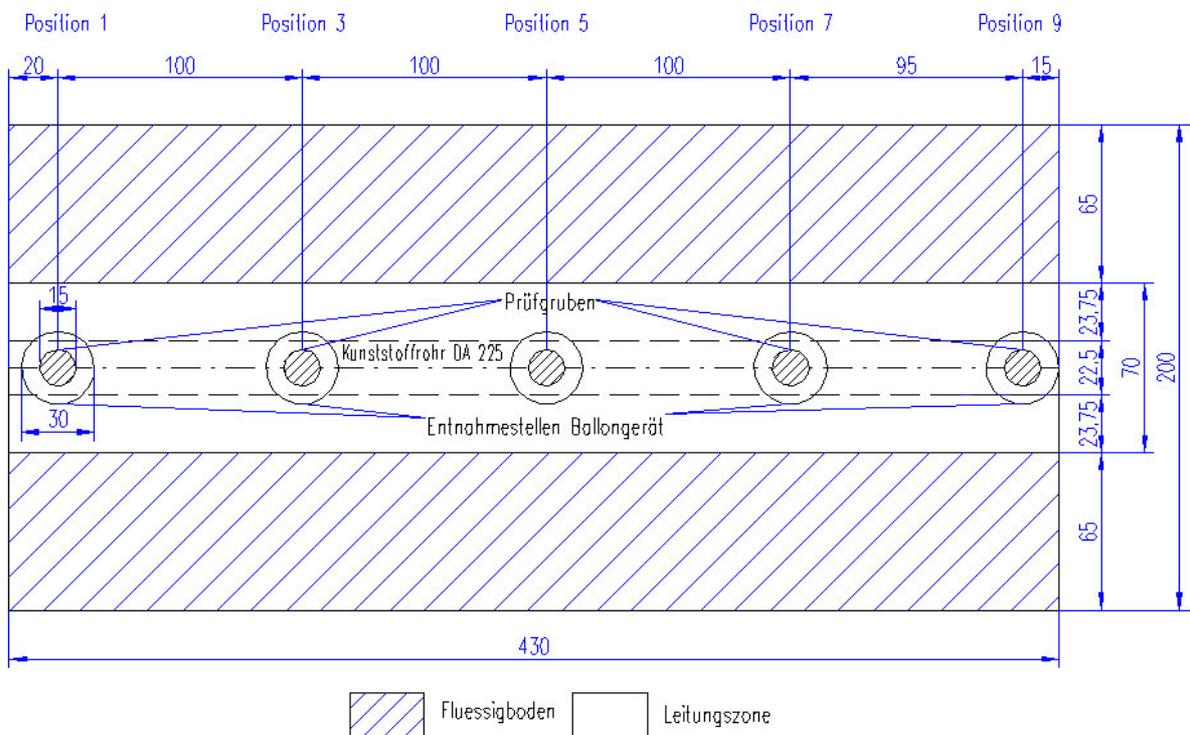


Bild 6.35: Draufsicht des MVS inkl. Positionsangaben der Entnahmestellen mittels Ballongerät

6.2.4.8 Rammsondierungen

Zur Abschätzung der Verdichtungsunterschiede im Leitungsgraben wurden leichte Rammsondierungen (nachfolgend kurz Rammsondierungen genannt) an definierten Punkten im MVS durchgeführt (s. Bild 6.36). Bei Rammsondierungen wird der dynamische Widerstand des Baugrundes gegen das Eindringen einer Sonde mit kegelförmiger Spitze gemessen [49]. Dabei wird die Anzahl der Schläge gezählt, die erforderlich sind, das Sondiergestänge in weitere 10 cm Bodentiefe einzutreiben (Schlagzahlen N_{10}). Eine Zunahme der Bodenverdichtung äußert sich durch eine Zunahme der Schlagzahlen N_{10} .

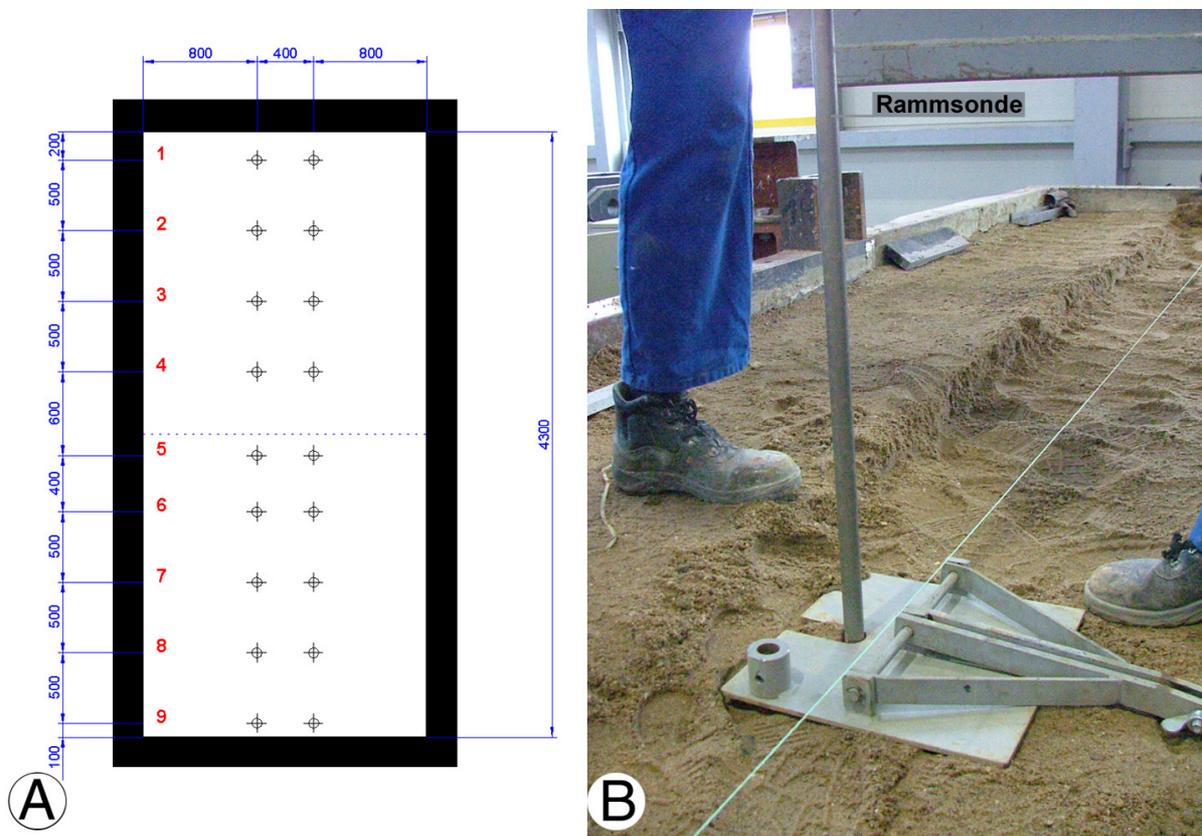


Bild 6.36: Rammsondierung im MVS

A: Lage der Messpunkte für die Rammsondierung im MVS des IKT. Die Rammsondierung wurde bei allen Versuchen an diesen Punkten durchgeführt. Bei der Rammsondierung im Rahmen von Versuch 4 mussten diese Punkte aufgrund der eingebauten Abzweige bzw. Sattelstücke geringfügig verändert werden

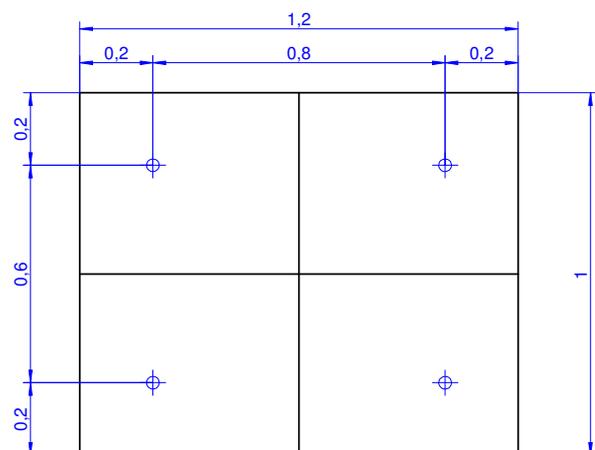
B: Einsatz der Rammsonde

Um eine quantitative Auswertung der Sondierergebnisse zu ermöglichen, muss der Zusammenhang zwischen dem Sondierergebnis und der interessierenden Bodenkenngröße bekannt sein. Um diesen Zusammenhang herzustellen, wurden die bereits oben beschriebenen Kalibrierungsversuche im kleinformatigen Versuchsstand

durchgeführt. Als Bezugsgröße wurde die mittlere Dichte des eingebauten Bodens (Splitt 2/8 oder Sand 0/2) gewählt. Um diese zu bestimmen, wurde der kleinformatische Versuchsstand vor und nach der Befüllung und Verdichtung des Bodens gewogen. Aus der Gewichts Differenz, abzüglich des prozentualen Wassergehaltes und dem vorher durch Messung ermittelten Volumens des kleinformatischen Versuchsstandes wurde jeweils die mittlere Trockendichte berechnet. Im nächsten Schritt wurden jeweils vier Rammsondierungen an festgelegten Positionen durchgeführt (s. Bild 6.37).

Tabelle 6.3: Übersicht der Rammsondierungen (Kalibrierung)

Bettungsmaterial	Verdichtungsübergänge	Trockendichte [g/cm^3] bzw. Verdichtungsgrad [% D_{Pr}] nach Einbau
Splitt	keiner (geschüttet)	1,40 / (88)
	einer	1,66 / (104)
	drei	1,73 / (109)
Sand	keiner (geschüttet)	1,40 / (80)
	einer	1,66 / (95)
	drei	1,74 / (99)



⊕ Rammsondierungen

Bild 6.37: Rammsondierung im kleinformatischen Versuchstand und Lage der vier Sondierungspunkte

In den Bildern 6.38 bis 6.41 sind die Ergebnisse der korrespondierenden Rammsondierungsversuche im kleinformatischen Versuchstand für das Verfüllmaterial Splitt 2/8 und in Bild 6.42 bis Bild 6.45 für das Verfüllmaterial Sand 0/2 dargestellt.

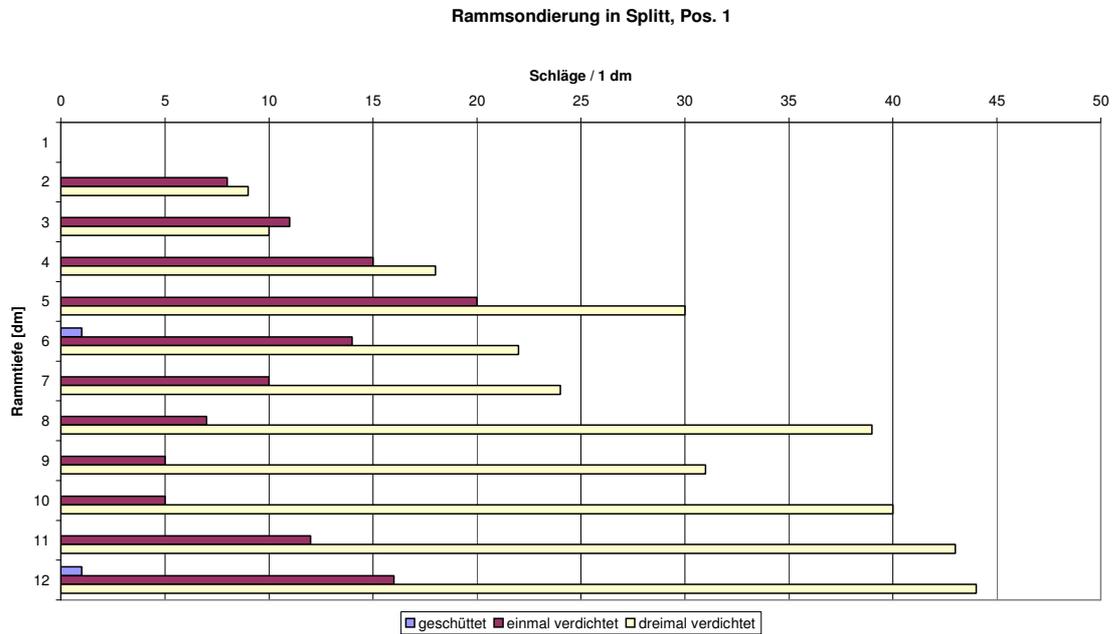


Bild 6.38: Ergebnisse der Rammsondierung im kleinformatischen Versuchstand, Bettungsmaterial Splitt 2/8, Position 1

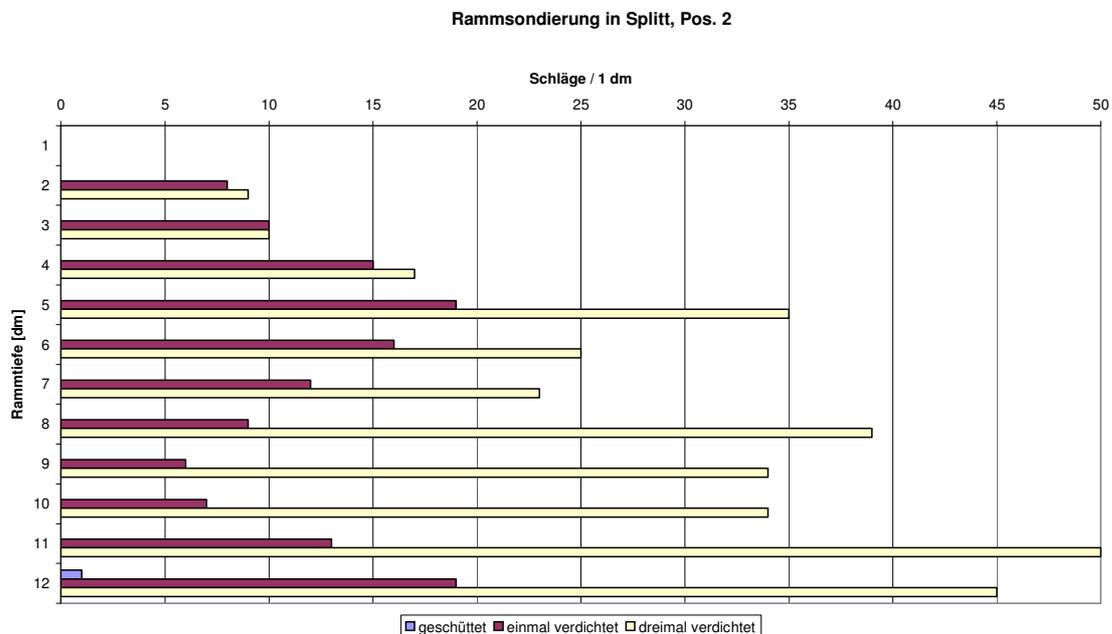


Bild 6.39: Ergebnisse der Rammsondierung im kleinformatischen Versuchstand, Bettungsmaterial Splitt 2/8, Position 2

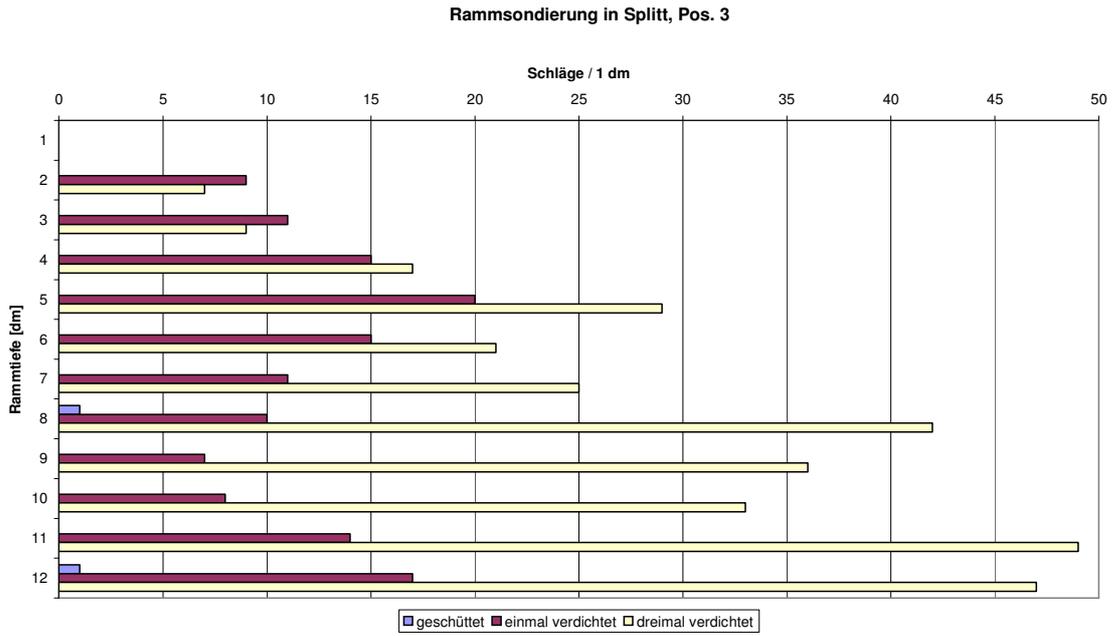


Bild 6.40: Ergebnisse der Rammsondierung im kleinformatigen Versuchstand, Bettungsmaterial Splitt 2/8, Position 3

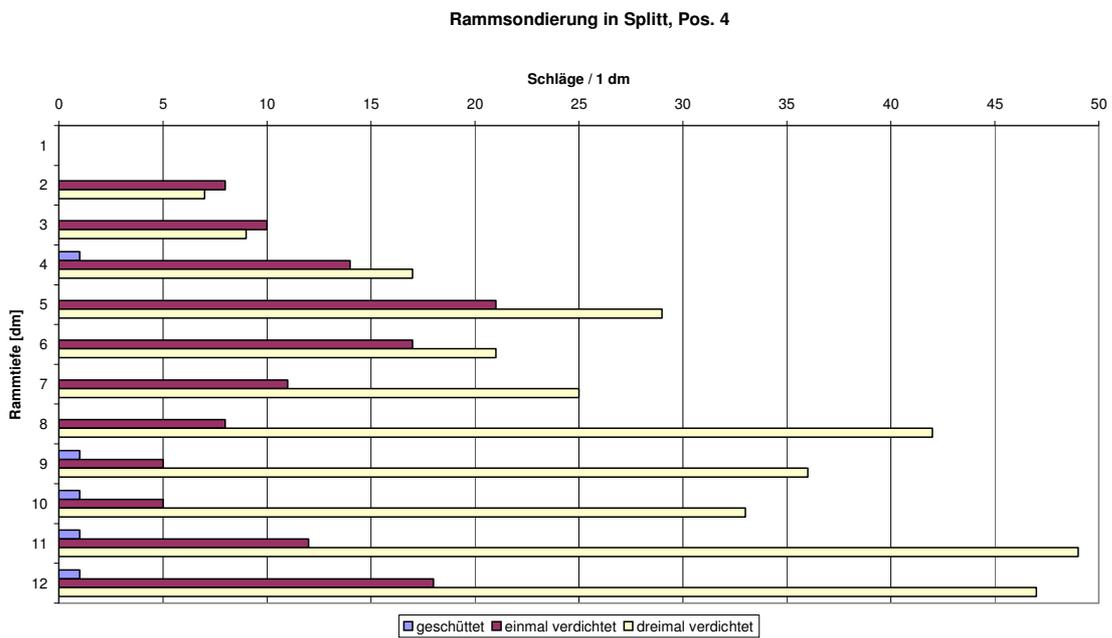


Bild 6.41: Ergebnisse der Rammsondierung im kleinformatigen Versuchstand, Bettungsmaterial Splitt 2/8, Position 4

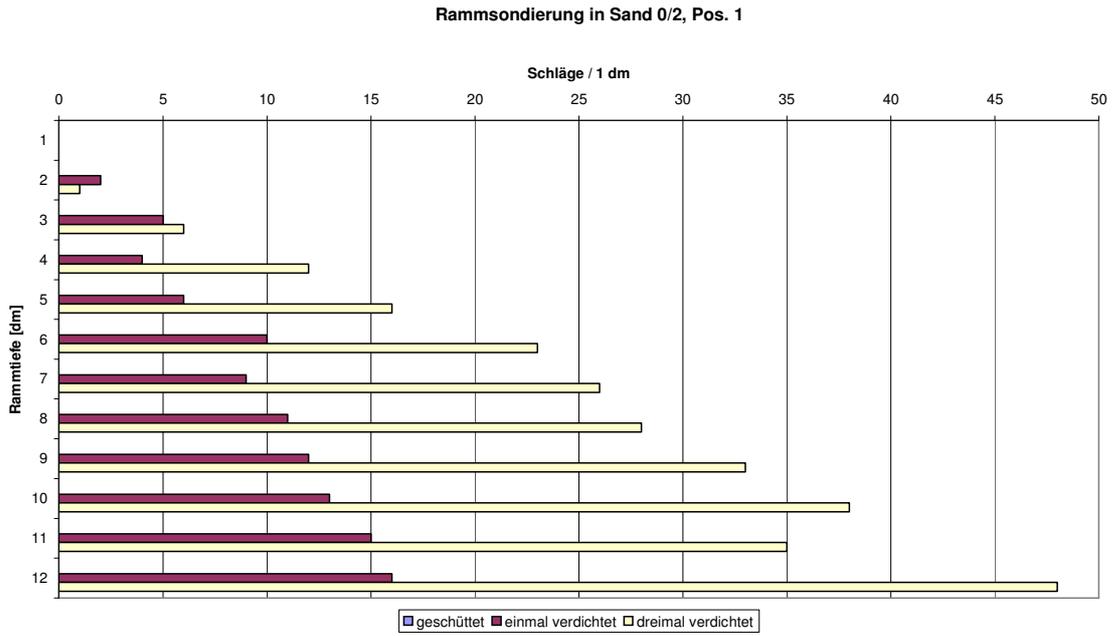


Bild 6.42: Rammsondierung im kleinformatischen Versuchstand, Bettungsmaterial Sand 0/2, Position 1

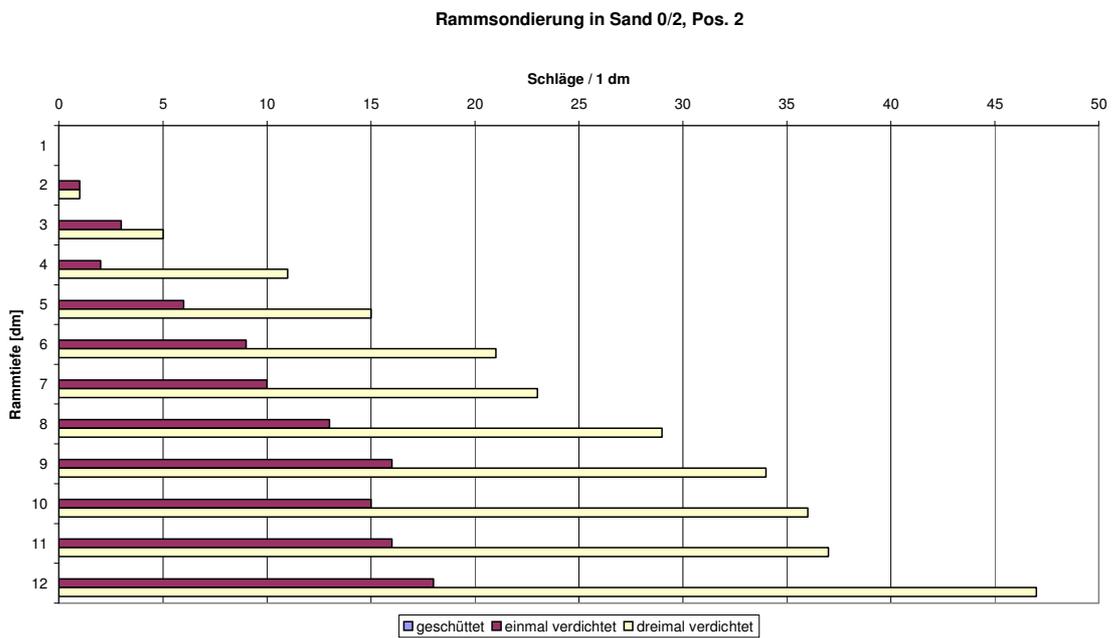


Bild 6.43: Rammsondierung im kleinformatischen Versuchstand, Bettungsmaterial Sand 0/2, Position 2

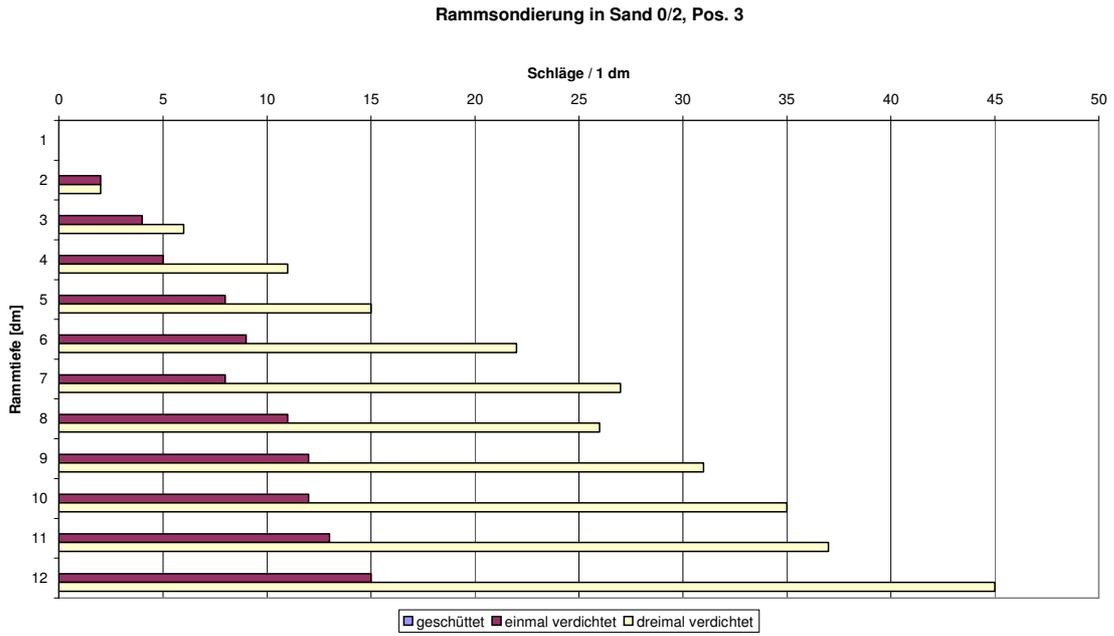


Bild 6.44: Rammsondierung im kleinformatischen Versuchstand, Bettungsmaterial Sand 0/2, Position 3

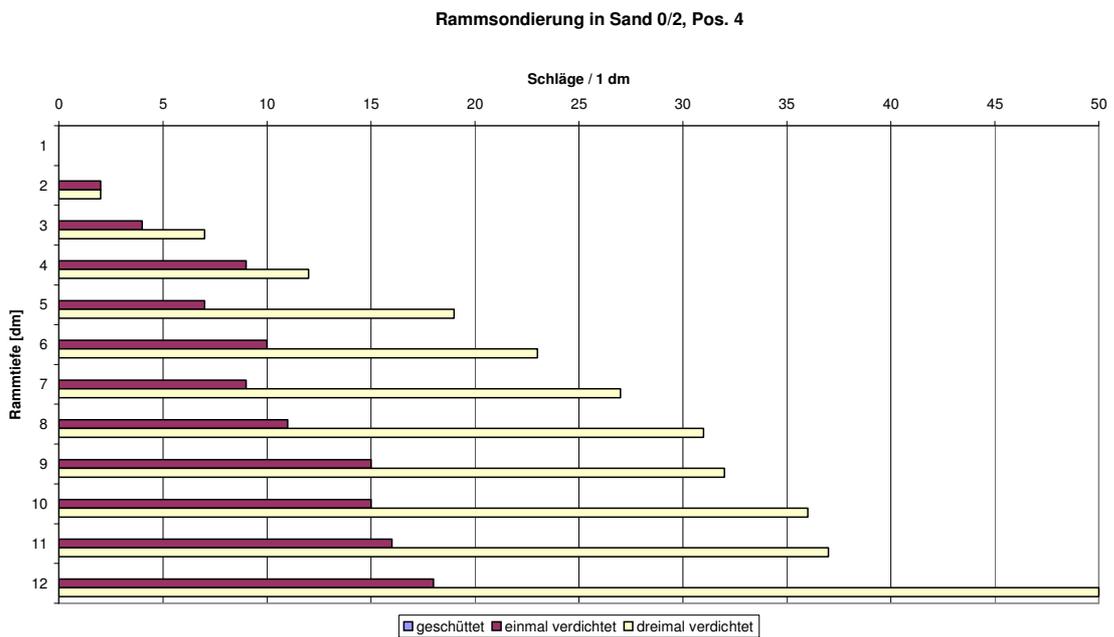


Bild 6.45: Rammsondierung im kleinformatischen Versuchstand, Bettungsmaterial Sand 0/2, Position 4

Tabelle 6.4: Bezeichnungen der Lagerungsdichte, Zuordnung zu Versuchsergebnissen bei gleichförmigen ($U \leq 3$) nichtbindigen Böden über Grundwasser [50]

Bezeichnung	bei $U \leq 3$ D (-)	Verdichtungsgrad D_{pr}	Spitzenwiderstand Drucksonde q_s (MN/m ²)	Rammsondierungen Schlagzahl	
				DPH N_{10}	DPL-5 N_{10}
sehr locker	< 0,15		< 2,0	0 - 1	0 - 3
locker	0,15 - 0,30		2,0 - 5,0	1 - 4	3 - 7
mitteldicht	0,30 - 0,50	$\geq 95 \%$	5,0 - 12,0	4 - 13	7 - 20
dicht	0,50 - 0,75	$\geq 98 \%$	12,0 - 20,0	13 - 24	> 20
sehr dicht	0,75 - 1				

Für den Splitt 0/8 wurde bei einfacher Verdichtung i.A. nach [50] eine mitteldichte Lagerungsdichte, bei dreifacher Verdichtung bei höheren Schlagzahlen N_{10} i.A. in den oberen Dezimetern eine mitteldichte-, darunter eine dichte Lagerungsdichte erzielt (s. Tabelle 6.4). Dabei war bei der einfachen Verdichtung in der Teufe von 70 cm bis 90 cm eine Abnahme der Schlagzahlen N_{10} festzustellen.

Für den Sand 0/2 wurde bei einfacher Verdichtung in den oberen dcm eine lockere Lagerungsdichte, ab etwa 60 cm Teufe eine mitteldichte Lagerungsdichte erzielt. Bei dreifacher Verdichtung wurde bei höheren Schlagzahlen N_{10} eine mitteldichte Lagerungsdichte bereits ab 40 cm Teufe belegt.

Insgesamt ist der Sand 0/2 gegenüber dem Splitt 0/8 durch eine gleichmäßigere, mit der Tiefe kontinuierlich zunehmende Lagerungsdichte gekennzeichnet.

6.2.5 Dynamische Plattendruckversuche

Zur Beurteilung der Verdichtungswirkung des Innenverdichters wurden dynamische Lastplattendruckversuche nach TP-BF – StB 8.3 [46] für das Verfüllmaterial Sand 0/2 bei einer Schichtdicke von 35 cm durchgeführt. Zum Einen wurde der E_{vd} -Wert vor und zum Anderen nach der Verdichtung mit dem Innenverdichter bestimmt. Der Durchmesser der Druckplatte betrug 30 cm. Vor der Verdichtung ergab sich ein E_{vd} -Wert von 10,1 MN/m²; nach der Verdichtung ein E_{vd} -Wert von 14,6 MN/m².

6.3 Versuchsergebnisse

6.3.1 Versuch 1

Eingebaut wurde ein muffenloses PE-Rohr, das auf einer 15 cm dicken unteren Bettungsschicht, hergestellt aus dem Splittgemisch 2/8, gelagert wurde. Die untere Bettungsschicht wurde vorab mit dem leichten Verdichtungsgerät mit 3 Verdichtungsgängen verdichtet. Nach Ausrichtung des Rohres wurde die Nullmessung zur Bestimmung der Lageänderung des Rohres während des Versuches durchgeführt. Anschließend wurden die seitliche Verfüllung und die Abdeckung des Rohres bis ca. 30 cm über Rohrscheitel hergestellt. Es fand eine erneute Messung der Lageänderung statt. Zudem wurde die Nullmessung zur Ermittlung der Setzung des eingebauten Bodens durchgeführt. Nach diesen Messungen wurde der Innenverdichter zwei Mal eingesetzt und jeweils durch eine Messung zur Lageänderung des Rohres als auch zum Setzungsverhalten des Bodens begleitet. Vor dem Verfüllen des Rohrgrabens bis zur Oberkante mit Sand 0/2 wurde das leichte Verdichtungsgerät zur Verdichtung des Splittgemisches in 3 Verdichtungsgängen erneut eingesetzt, begleitet von Lageänderungs- und Setzungsmessungen. Der eingebaute Sand wurde ebenfalls in 3 Verdichtungsgängen verdichtet und die Rohrlage erneut vermessen. Nun wurden die erhöhte Erdlast mittels Hydraulikzylinder aufgebracht und eine Messung der Lageänderung sowohl bei Erreichen der Maximallast von 350 kN als auch nach Entlastung durchgeführt. Gleichzeitig erfolgte die Druckfolienmessung mit den am eingebauten Rohr montierten Druckfolien bei Aufbringen der Last. Zum Abschluss der Versuchsreihe fanden Rammsondierungen statt, mit denen Aufschluss über die Verdichtung des eingebauten Bodens erlangt werden sollte. In Tabelle 6.5 sind die einzelnen Versuchsschritte mit den jeweils durchgeführten Messungen aufgeführt.

Tabelle 6.5: Versuch 1: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Rammson- dierung
Rohreinbau	X (Nullmessung)			
Einbau Splitt 2/8 bis ca. 30 cm über Rohrscheitel	X	X (Nullmessung)		
Innenverdichter 1. Durchgang	X	X		
Innenverdichter 2. Durchgang	X	X		
Leichtes Verdichtungsgerät	X	X		
Auffüllung bis OK Rohrgraben mit Sand 0/2 und leichtes Verdichtungsgerät	X			
Bis Maximallast 350 kN	X		X	
Entlastung	X			X

6.3.1.1 Lageänderungen des Rohrstrangs

Bild 6.46 und Bild 6.47 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstrangs nach jedem Arbeitsschritt.

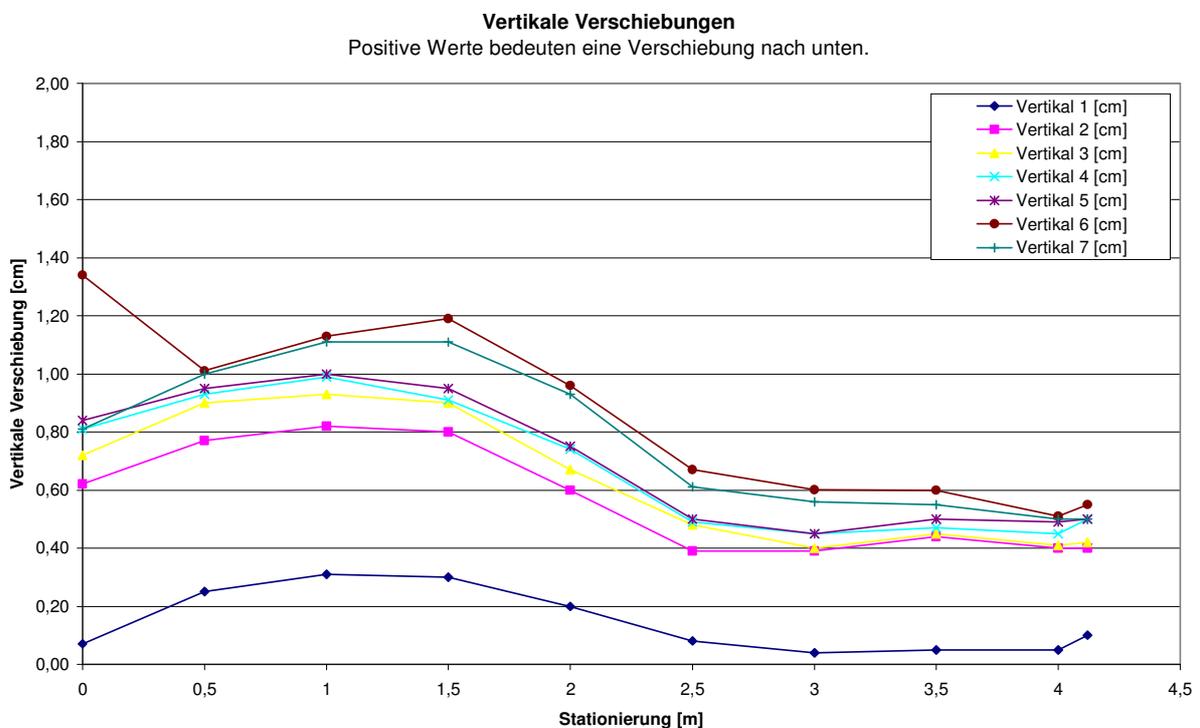


Bild 6.46: Versuch 1: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

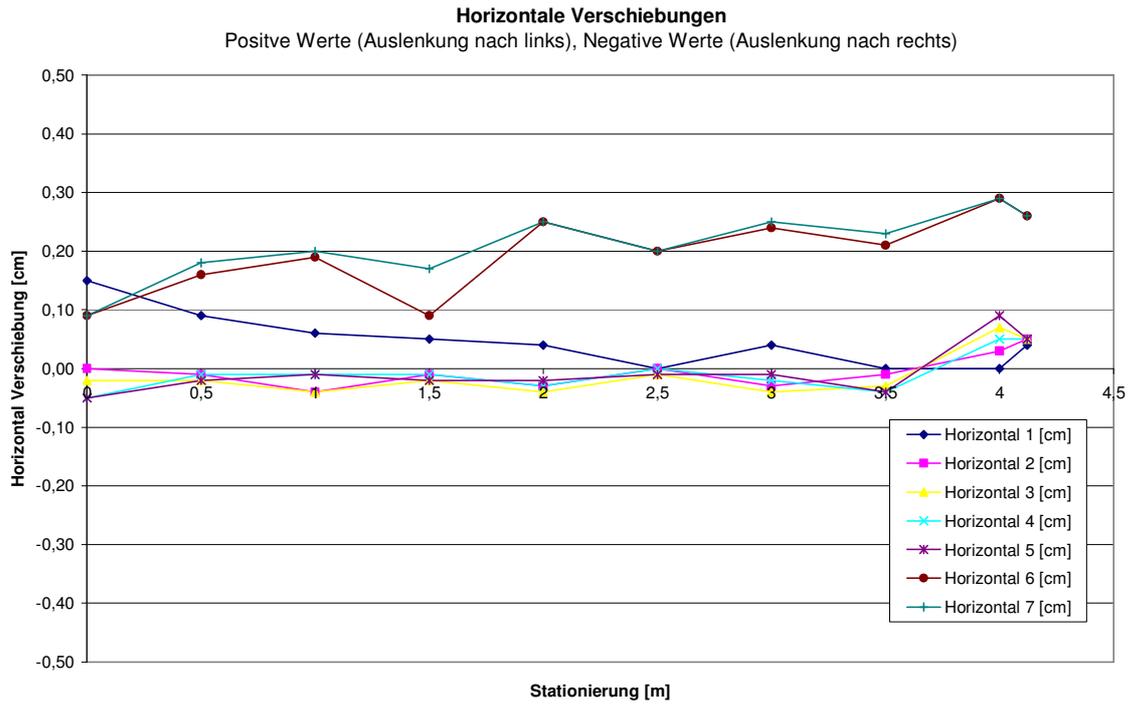


Bild 6.47: Versuch 1: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.1.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen in der Leitungszone nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1 + 2) und des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 3) dargestellt. Die ursprüngliche Einbauhöhe des Verfüllmaterials betrug bei Durchführung der Nullmessung ca. 30 cm über Rohrscheitel.

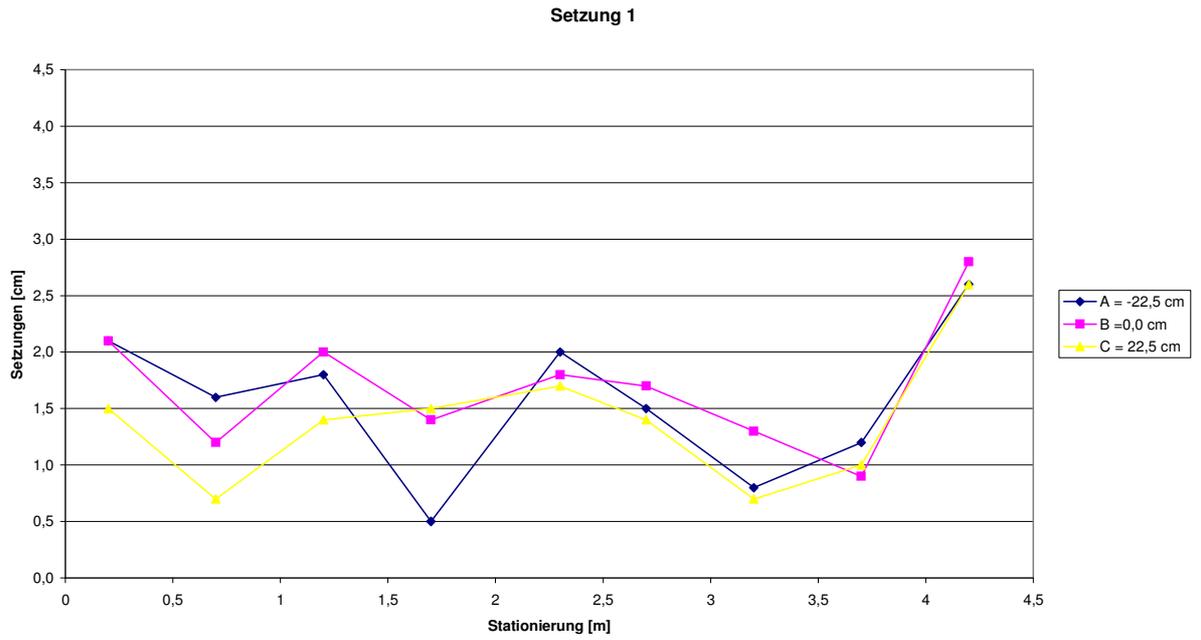


Bild 6.48: Setzung nach dem ersten Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1)

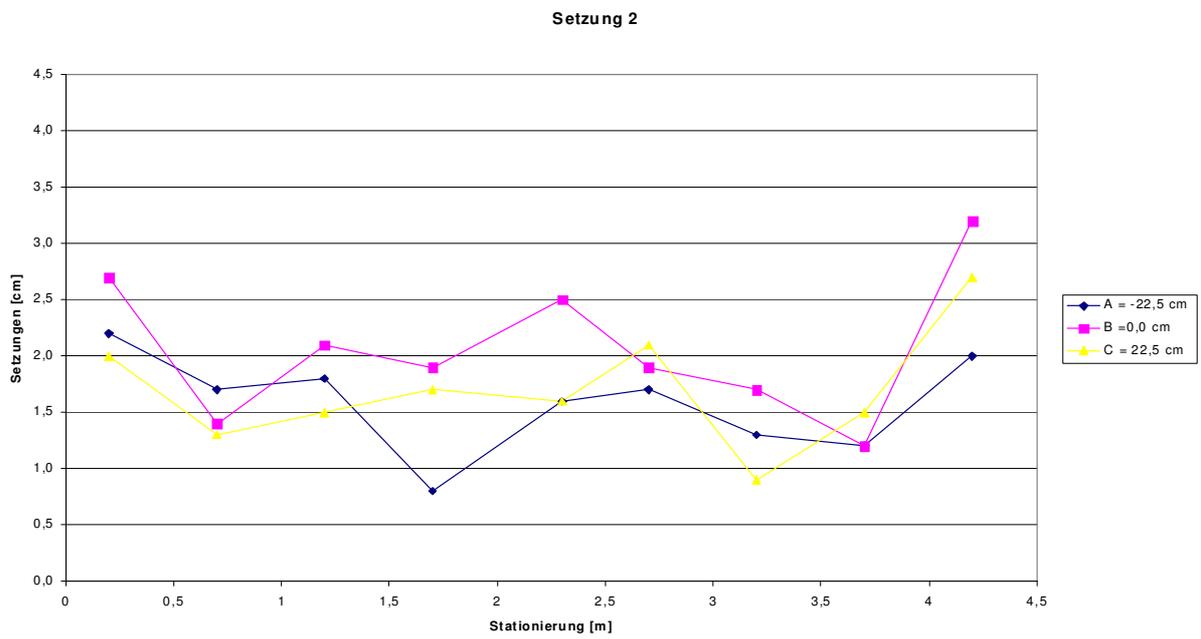


Bild 6.49: Setzung nach dem zweiten Einsatz des Innenverdichters (Setzung 2)

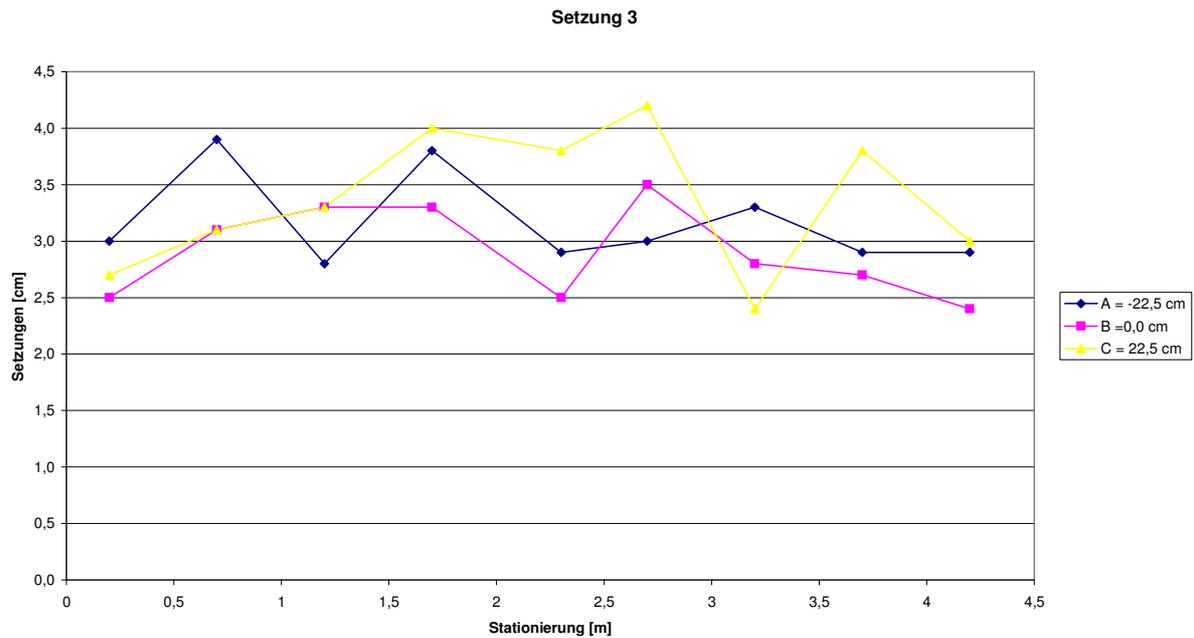


Bild 6.50: Setzung nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 3)

6.3.1.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden. Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass die Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den verfestigten Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.1.4 Druckfolienmessungen

In Bild 6.59 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzelaufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit einem hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten.

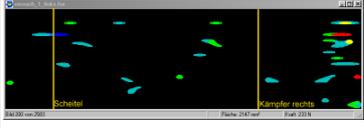
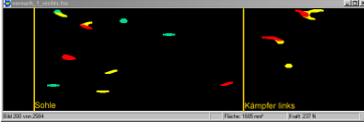
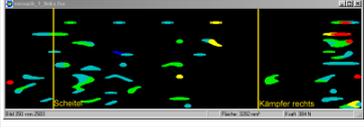
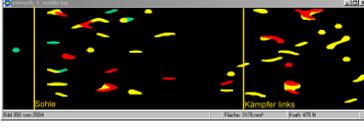
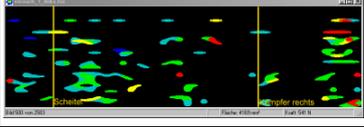
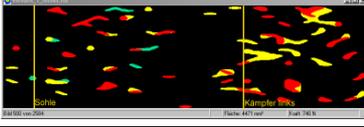
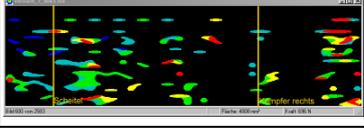
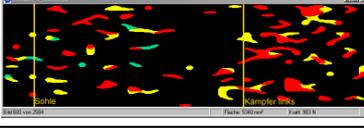
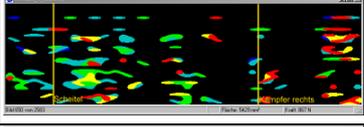
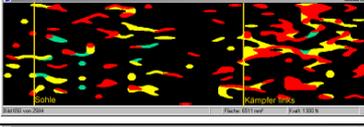
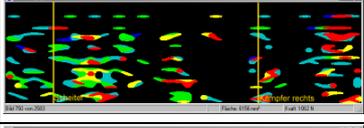
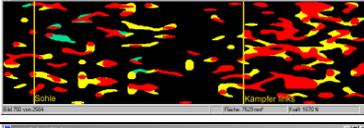
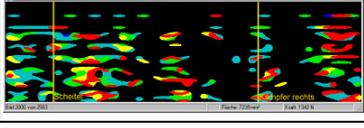
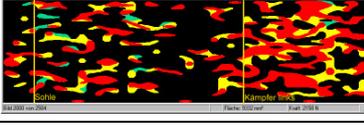
Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
60-265	228-237		50	60-265	238-242	
305-425	367-383		100	305-425	457-471	
460-550	532-550		150	460-550	730-741	
570-615	689-699		200	570-615	970-995	
635-665	843-867		250	635-665	1270-1313	
695-800	1040-1075		300	695-800	1612-1680	
840-900	1233-1251		350	840-900	2007-2045	

Bild 6.59: Druckverteilung im Rohrumfang für Versuch 1, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN

6.3.1.5 Verdichtungskontrolle

Bestimmung der Dichte mit dem Ballon-Verfahren nach DIN 18125-2 [45]. Es wurden 5 Messungen an den am MVS definierten und eingezeichneten Positionen 1 / 3 / 5 / 7 / 9 durchgeführt. Untersucht wurde das als Abdeckung verwendete Splittgemisch mit einer 2/8 Körnung 30 cm oberhalb des Rohrscheitels. Bedingt durch die Abmessungen des Ballongerätes, die Bodenplatte hat einen Durchmesser von 30 cm, war eine Bestimmung der Bodendichte in den Kämpferbereichen des eingebauten Rohrstranges nicht möglich. Bei einer Grabenbreite von ca. 70 cm abzüglich des Rohrdurchmessers von 21,5 cm standen in den Kämpferbereichen nur ca. 20 cm Platz zum Aufsetzen des Ballongerätes zur Verfügung (s. Bild 6.60).

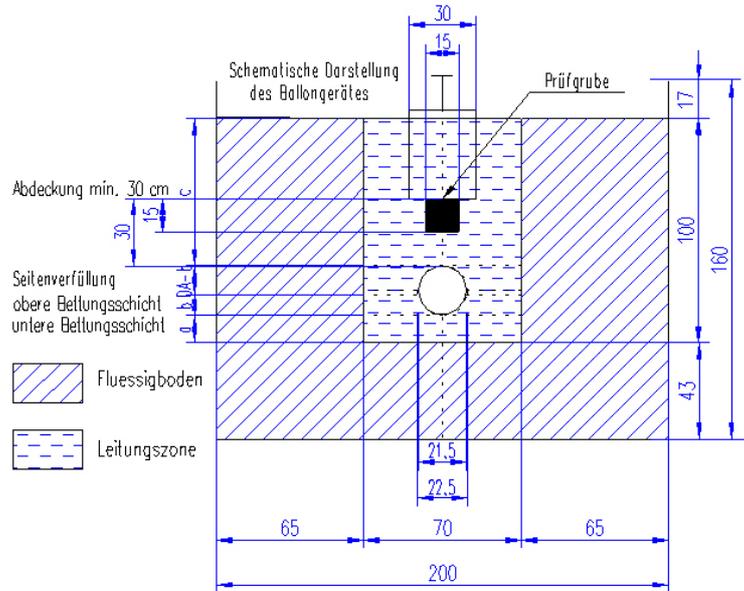


Bild 6.60: Seitenansicht des MVS mit Darstellung der Position und Dimension des Ballongerätes inkl. Prüfgrube

Bestimmung der Bodendichte mittels Ballonverfahren nach DIN 18125-2
Position: 30 cm über Rohrscheitel

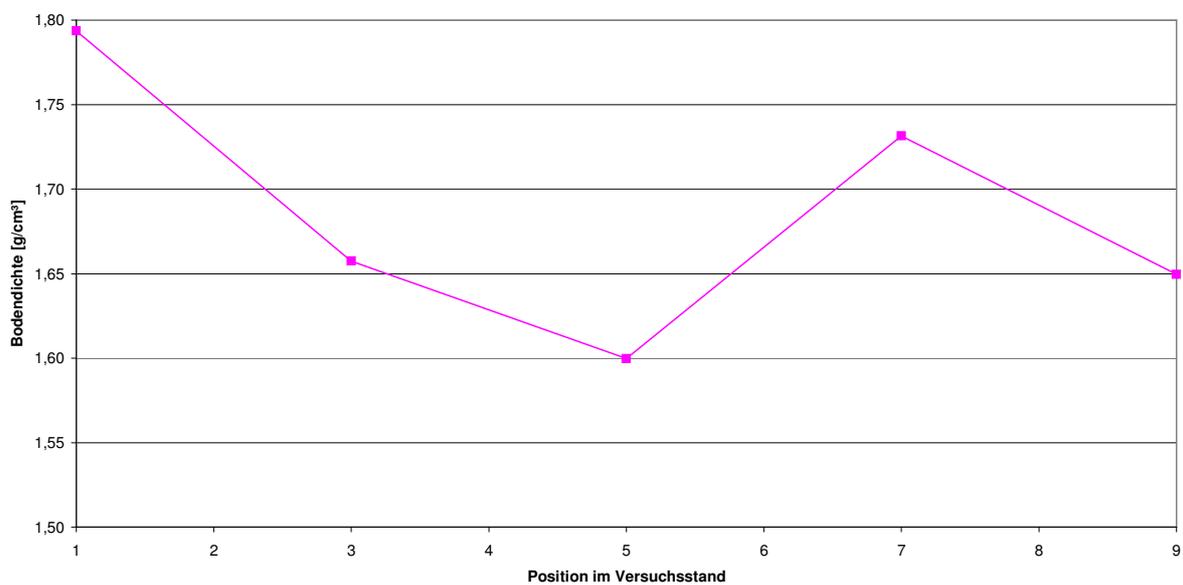


Bild 6.61: Trockendichte des Splittgemisches 2/8, ermittelt mit dem Ballonverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.2 Versuch 2

Es wurde eine untere Bettungsschicht mit dem Versuchssand 0/2 hergestellt und darauf das muffenlose PE-Rohr gelagert und ausgerichtet. Die Lage des Rohres wurde erfasst und anschließend die Seitenverfüllung und die 30 cm dicke Abdeckung

eingebraucht. Die Rohrlage wurde erneut vermessen und zur Ermittlung des Setzungsverhaltens des Bodens wurde eine erste Setzungsmessung durchgeführt. Anschließend wurde mit dem Innenverdichter der Boden verdichtet und eine Messung der Lageänderung und der Setzung vollzogen, ebenso nach der Verdichtung mit dem leichten Verdichtungsgerät. Im Anschluss an diese Messungen wurde der Rohrgraben bis zur Oberkante mit einem Sand 0/8 aufgefüllt und die Lageänderung des Rohres wurde sowohl nach dem losen Auffüllen als auch nach der Verdichtung mit dem leichten Verdichtungsgerät gemessen. Anschließend wurde die erhöhte Erdlast mittels Hydraulikzylinder aufgebracht und die Lastverteilung mit den am Rohr angebrachten Druckfolien während der Laststeigerung gemessen. Nach Erreichen der Maximallast von 350 KN und nach Entlastung des Rohrgrabens wurden Messungen der Lageänderung des Rohres durchgeführt. Abschließend wurde dann noch die Verdichtung des eingebauten Bodens mittels Rammsondierung ermittelt.

Tabelle 6.6: Versuch 2: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Ramm- sondierung
Rohreinbau	X (Nullmessung)			
Einbau Sand 0/2 bis ca. 30 cm über Rohrscheitel	X	X (Nullmessung)		
Innenverdichter	X	X		
Leichtes Verdichtungsgerät	X	X		
Auffüllung bis OK Rohrgraben mit Sand 0/8	X			
Leichtes Verdichtungsgerät	X			
Bis Maximallast 350 KN	X		X	
Entlastung	X			X

6.3.2.1 Lageänderungen des Rohrstrangs

Bild 6.62 und Bild 6.63 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstrangs nach jedem Arbeitsschritt.

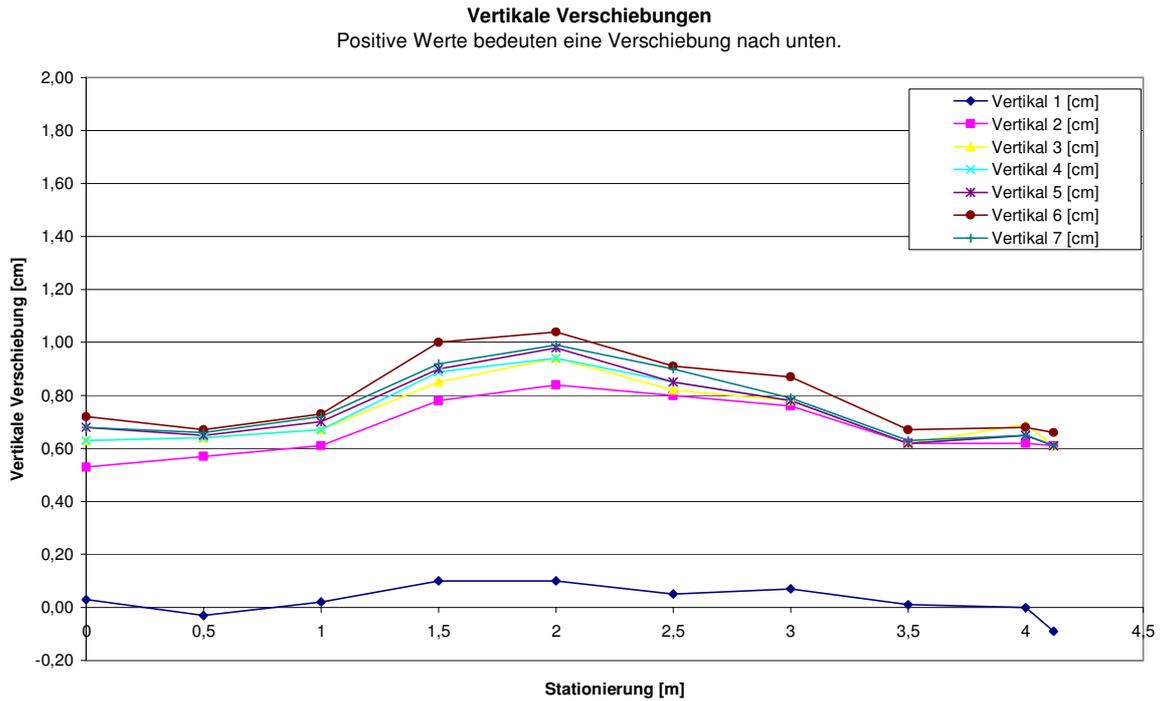


Bild 6.62: Versuch 2: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

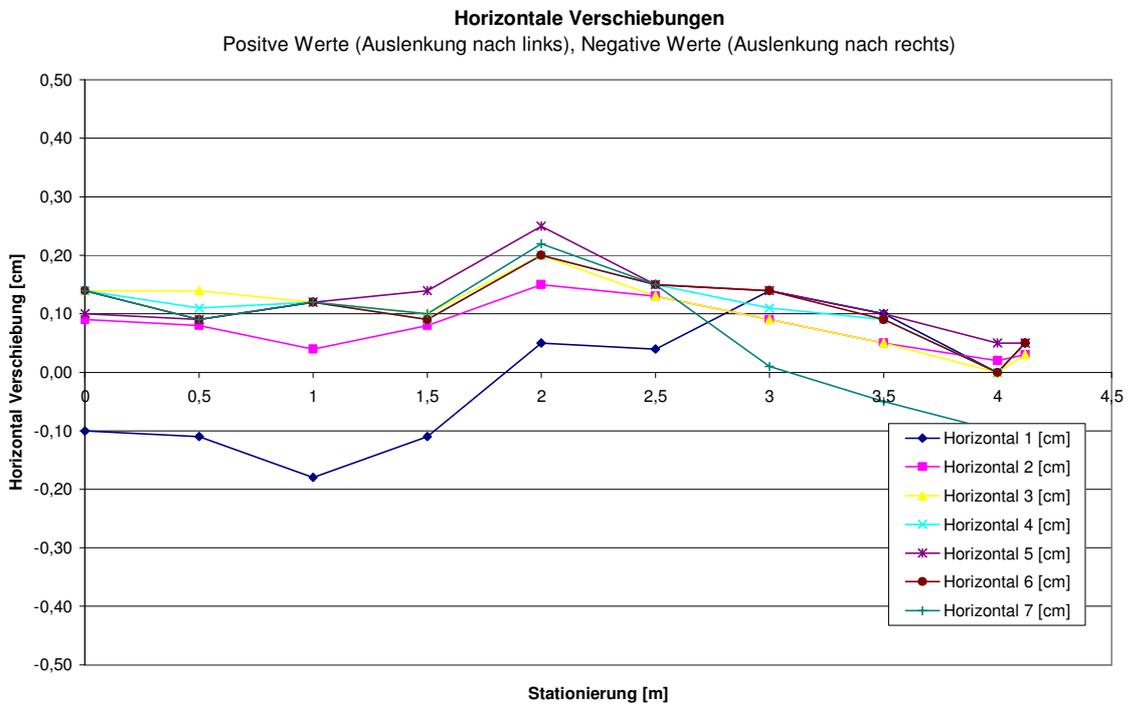


Bild 6.63: Versuch 2: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.2.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen in der Leitungszone nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1) und des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2) dargestellt. Die ursprüngliche Einbauhöhe des Verfüllmaterials betrug bei Durchführung der Nullmessung ca. 30 cm über Rohrscheitel.

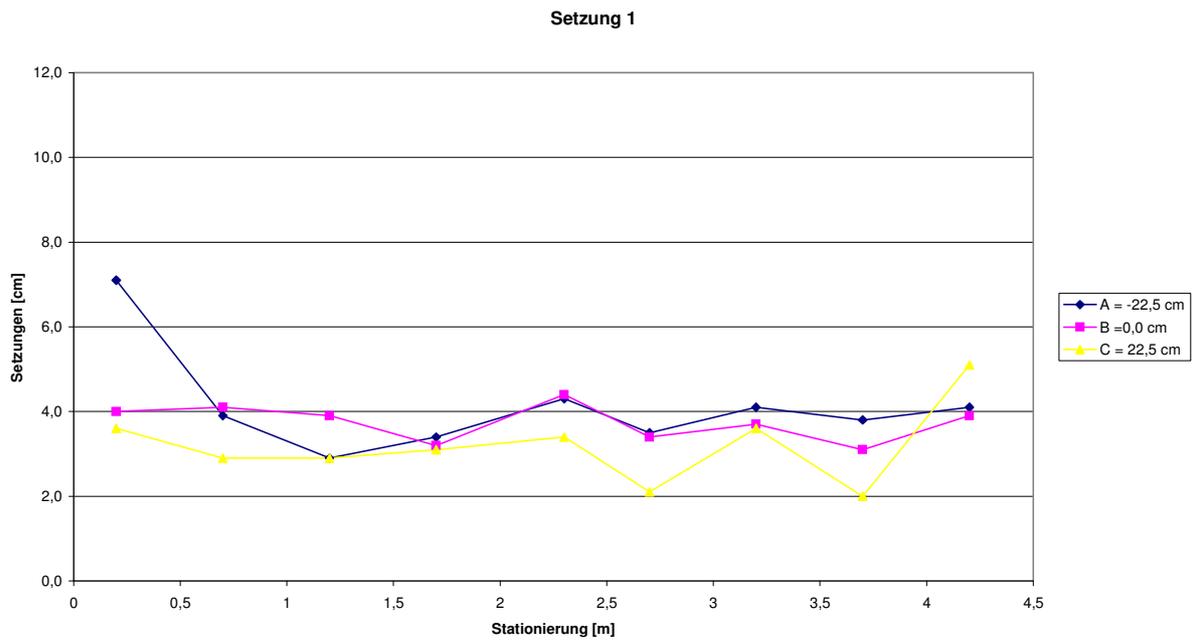


Bild 6.64: Versuch 2: Setzung nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1)

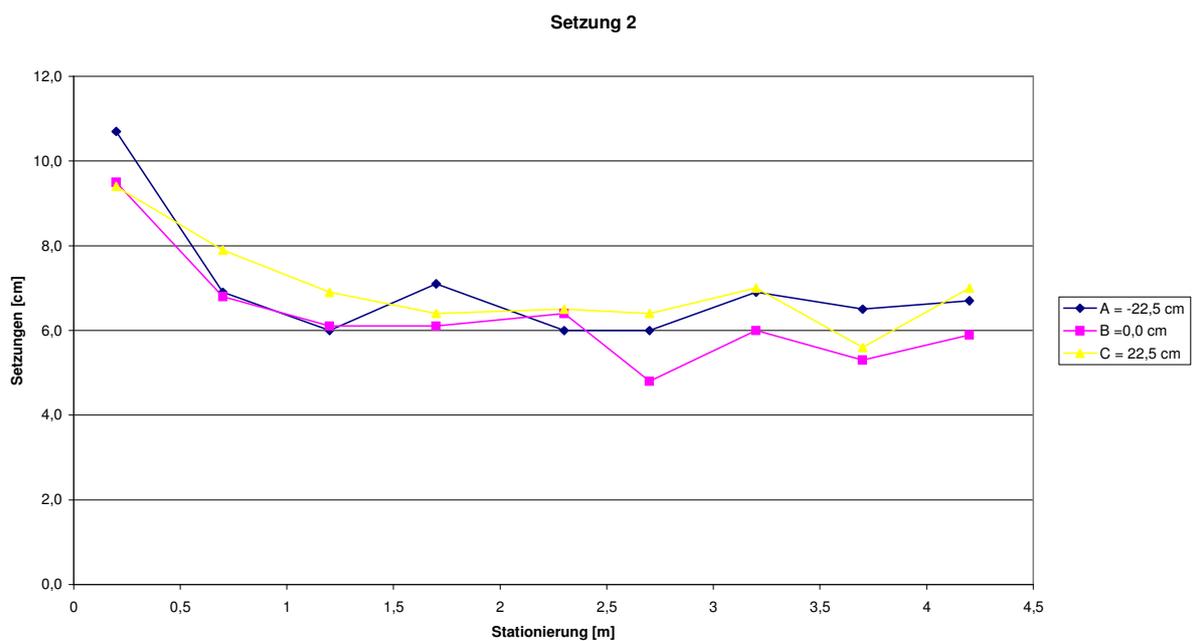


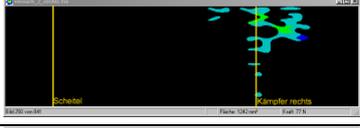
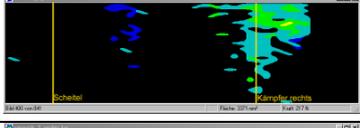
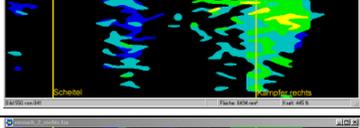
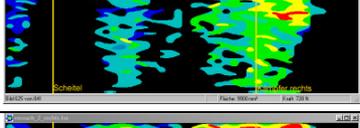
Bild 6.65: Versuch 2: Setzung nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2)

6.3.2.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden. Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass die Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.2.4 Druckfolienmessungen

In Bild 6.74 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzelaufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit einem hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten. Eine Messung der Druckverteilung im Sohlbereich war nicht möglich, da die applizierte Druckfolie im Laufe des Versuchs keine Messdaten an den Messrechner übermittelte.

Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
1-95	0-6		50			keine Messung möglich
115-200	16-34		100			
225-320	70-93		150			
350-450	203-232		200			
490-565	422-452		250			
595-640	699-735		300			
670-730	1009-1045		350			
Bild 6.74: Versuch 2: Druckverteilung im Rohrfumfang, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN						

6.3.2.5 Verdichtungskontrolle

Die Bestimmung der Dichte erfolgte mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]. Es wurden 10 Messungen an den am MVS definierten und eingezeichneten Positionen 1 / 3 / 5 / 7 / 9 durchgeführt (s. Bild 6.36 A). Untersucht wurde der in der Leitungszone verwendete Sand 0/2. Die Proben an den o.g. Positionen wurden im Querschnitt betrachtet im Bereich der linken und rechten Seitenverfüllung entnommen.

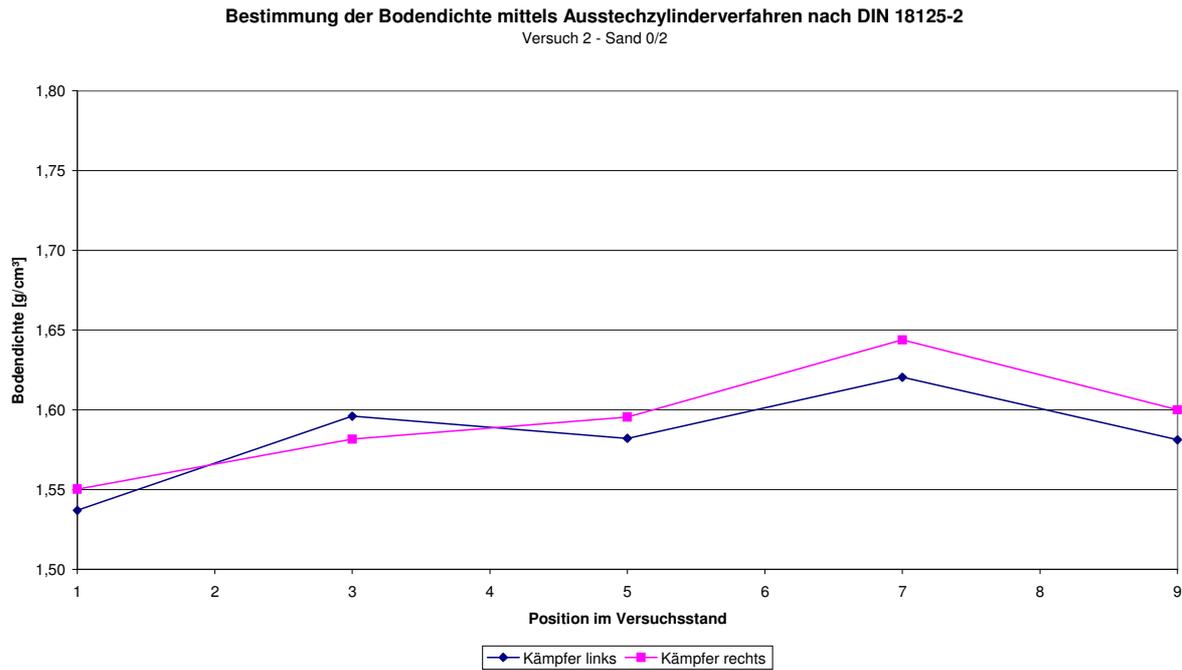


Bild 6.75: Trockendichte des Sands 0/2, ermittelt mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.3 Versuch 3

Wie bei Versuch 2 wurde ein muffenloses PE-Rohr auf einer 15 cm starken und mit dem leichten Verdichtungsgerät verdichteten unteren Bettungsschicht eingebaut. Im Unterschied zum vorherigen Versuch wurde anschließend der Versuchssand 0/2 vollständig bis zur Oberkante des Rohrgrabens verfüllt und erst dann eine erste Verdichtung mit dem Innenverdichter durchgeführt. Direkt im Anschluss an den Innenverdichtereinsatz wurde die erste Rammsondierung durchgeführt, um die durch den Innenverdichter erzielte Verdichtungswirkung zu dokumentieren. Die zweite Rammsondierung wurde dann am Ende des Versuches nach Wiederausbau der Hauptverfüllung durchgeführt. Der sonstige Versuchsablauf war dem der vorherigen Versuche ähnlich. Die einzelnen Versuchsschritte mit den dazugehörigen Messungen sind in Tabelle 6.7 aufgeführt.

Tabelle 6.7: Versuch 3: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Ramm- sondierung
Rohreinbau	X (Nullmessung)			
Einbau Sand 0/2 bis Oberkante Rohrgraben	X	X (Nullmessung)		
Innenverdichter	X	x		X
Leichtes Verdichtungsgerät	X	x		
Bis Maximallast 350 kN	X		X	
Entlastung	X			X

6.3.3.1 Lageänderungen des Rohrstrangs

Bild 6.76 und Bild 6.77 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstrangs nach jedem Arbeitsschritt.

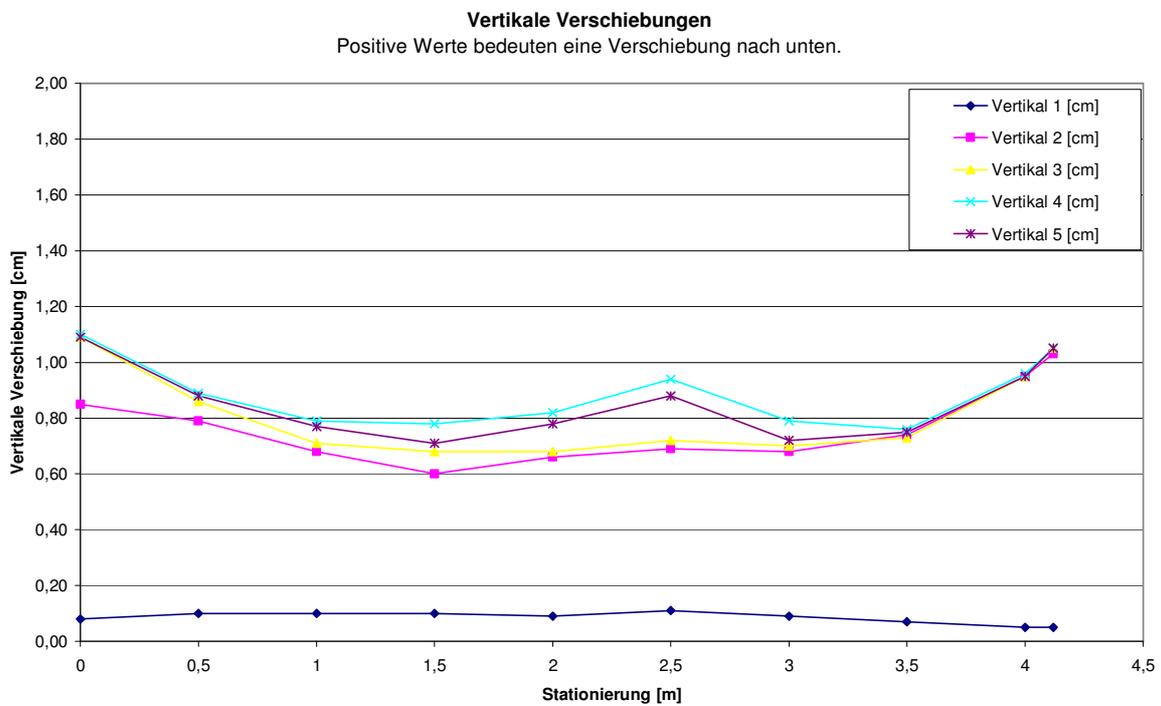


Bild 6.76: Versuch 3: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

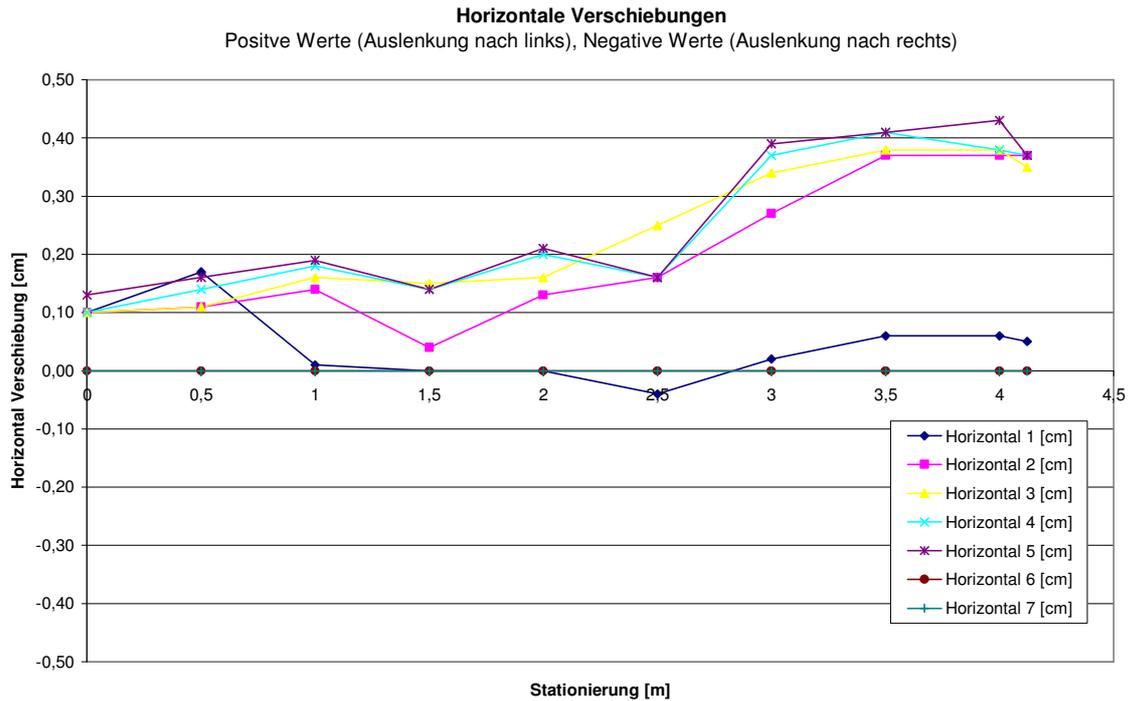


Bild 6.77: Versuch 3: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.3.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen der gesamten Grabenverfüllung nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1) und nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2) dargestellt.

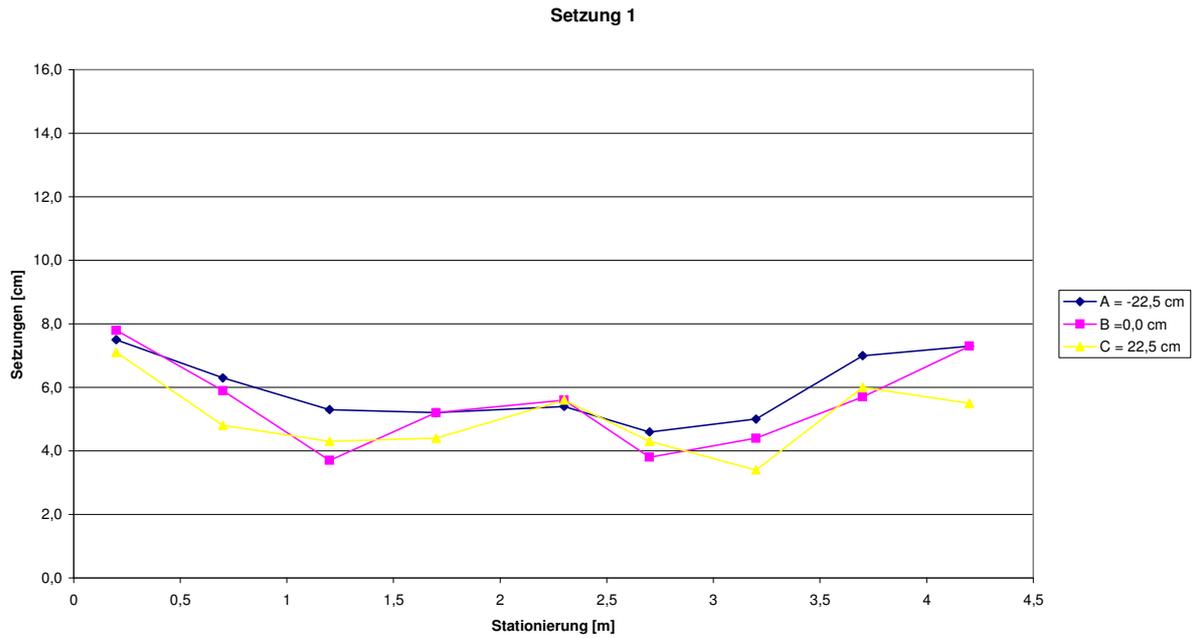


Bild 6.78: Versuch 3: Setzung nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1)

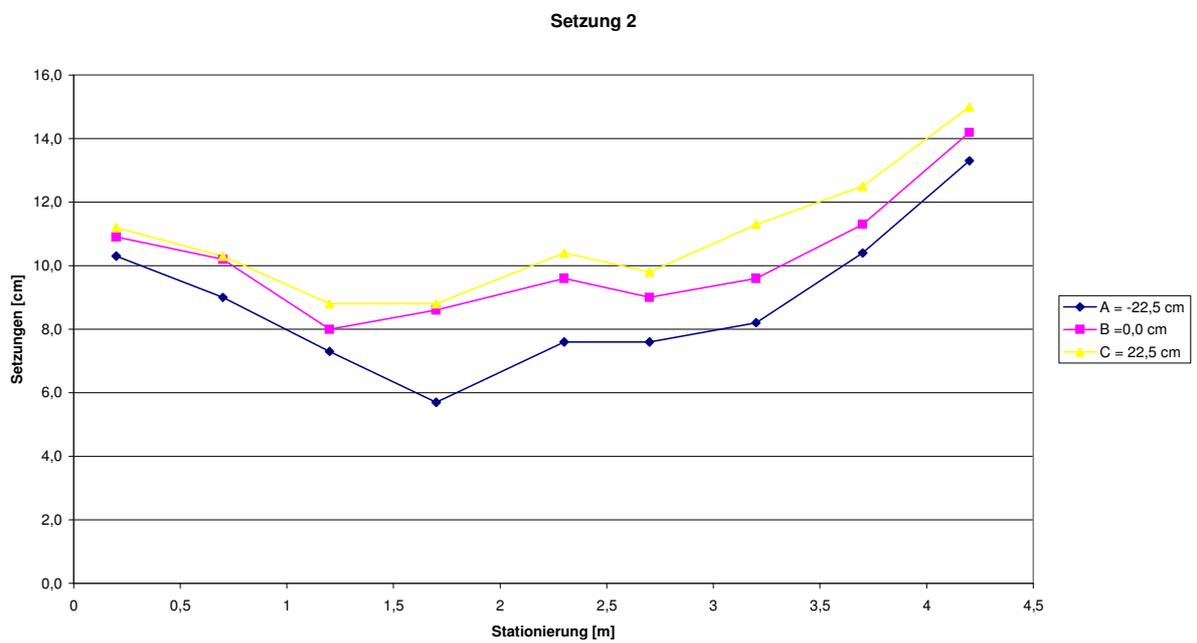


Bild 6.79: Versuch 3: Setzung nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2)

6.3.3.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden.

Es wurden zwei Serien von Rammsondierungen durchgeführt. Die ersten acht Rammsondierungen dokumentieren die Verdichtungsverteilung nach Einsatz des Innenverdichters (s. Anlage 2 Bild 17 bis Bild 24). Anschließend wurde der Versuch komplett durchgeführt und die Hauptverfüllung aus Sand 0/2 bis auf eine Höhe von ca. 30 cm über Rohrscheitel wieder ausgebaut. Nun wurde die zweite Serie von acht Rammsondierungen, deren Ergebnisse in den Bildern 6.88 bis 6.95 dargestellt sind, durchgeführt.

Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass die Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Bei der Durchführung der ersten 8 Rammsondierungen, nachdem nur der Innenverdichter zum Einsatz gekommen war, sank die Rammsonde durch ihr Eigengewicht bereits bis zu 30 cm in das eingebaute Verfüllmaterial Sand 0/2 ein. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den verfestigten Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.3.4 Druckfolienmessungen

In Bild 6.96 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzelaufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit einem hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten.

Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
1105-1140	81-85		50	145-175	29-34	
1155-1175	288-318		100	195-212	346-337	
1185-1208	590-620		150	225-244	899-948	
1215-1235	905-1000		200	253-273	1449-1590	
1245-1265	1318-1336		250	280-303	2162-2163	
1275-1300	1630-1724		300	310-336	2734-2765	
1320-1400	2017-2059		350	345-Ende	3186-3238	

Bild 6.96: Versuch 3: Druckverteilung im Rohrfumfang, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN

6.3.3.5 Verdichtungskontrolle

Die Bestimmung der Dichte mit dem Ausstechzylinderverfahren erfolgte nach DIN 18125-2 [45]. Es wurden insgesamt 15 Proben an den am MVS definierten und eingezeichneten Positionen 1 / 3 / 5 / 7 / 9 entnommen (s. Bild 6.36 A). Die Proben an den o.g. Positionen wurden im Querschnitt betrachtet im Bereich der linken und rechten Seitenverfüllung sowie in der Abdeckung 30 cm oberhalb des Rohrscheitels entnommen. Untersucht wurde der Versuchssand 0/2.

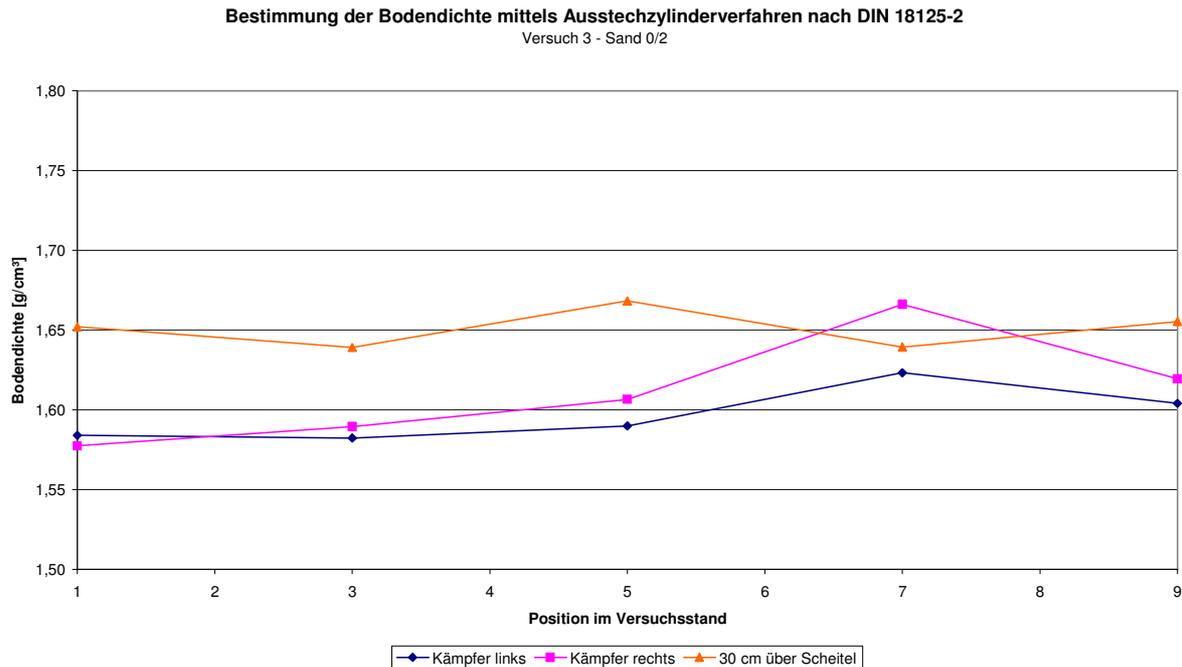


Bild 6.97: Versuch 3: Trockendichte des Sandes 0/2, ermittelt mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.4 Versuch 4

Im Unterschied zu den Versuchen 1 bis 3, bei denen jeweils ein muffenloses PE-Rohr eingebaut wurde, kam hier ein PE-Rohr mit einem 45° Abzweig und einem 90° Sattelstück zum Einsatz. Um dieses Rohr einbauen zu können, wurde der Rohrgraben vorab um 2 Aussparungen erweitert. Das mit 2 Druckfolien ausgestattete Rohr wurde auf einer 15 cm dicken unteren Bettungsschicht aus Sand 0/2 ausgerichtet, die mit dem leichten Verdichtungsgerät vorab dreimal verdichtet worden ist. Anschließend wurde der Versuchssand bis ca. 30 cm über Rohrscheitel aufgeschüttet und die so hergestellte Leitungszone sowohl mit dem Innenverdichter als auch mit dem leichten Verdichtungsgerät verdichtet, begleitet durch Messungen der Lageänderung und der Setzung des Bodens. Nach dieser Verdichtung wurde der Rohrgraben weiter bis zur Oberkante mit Versuchssand 0/2 zugeschüttet und das leichte Verdichtungsgerät kam erneut zum Einsatz. Es folgten das Aufbringen der erhöhten Erdlast mittels Hydraulikzylinder und die abschließenden Rammsondierungen. Alle Versuchsschritte wurden durch Messungen begleitet und sind in Tabelle 6.8 aufgeführt.

Tabelle 6.8: Versuch 4: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Ramm- sondierung
Rohreinbau	X (Nullmessung)			
Einbau Sand 0/2 bis ca. 30 cm über Rohrscheitel	X	X (Nullmessung)		
Innenverdichter	X	X		
Leichtes Verdichtungsgerät	X	X		
Auffüllung mit Sand 0/2 bis OK Rohrgraben und leichtes Verdichtungsgerät	X			
Bis Maximallast 350 kN	X		X	
Entlastung	X			X

6.3.4.1 Lageänderungen des Rohrstrangs

Bild 6.98 und Bild 6.99 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstrangs nach jedem Arbeitsschritt.

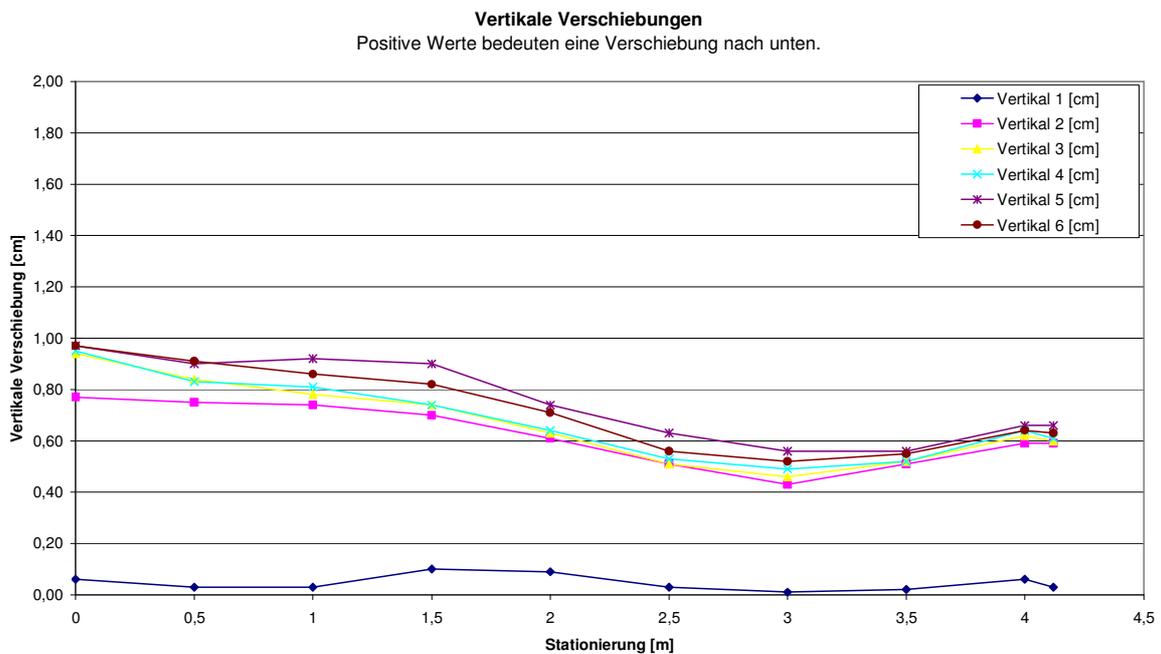


Bild 6.98: Versuch 4: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

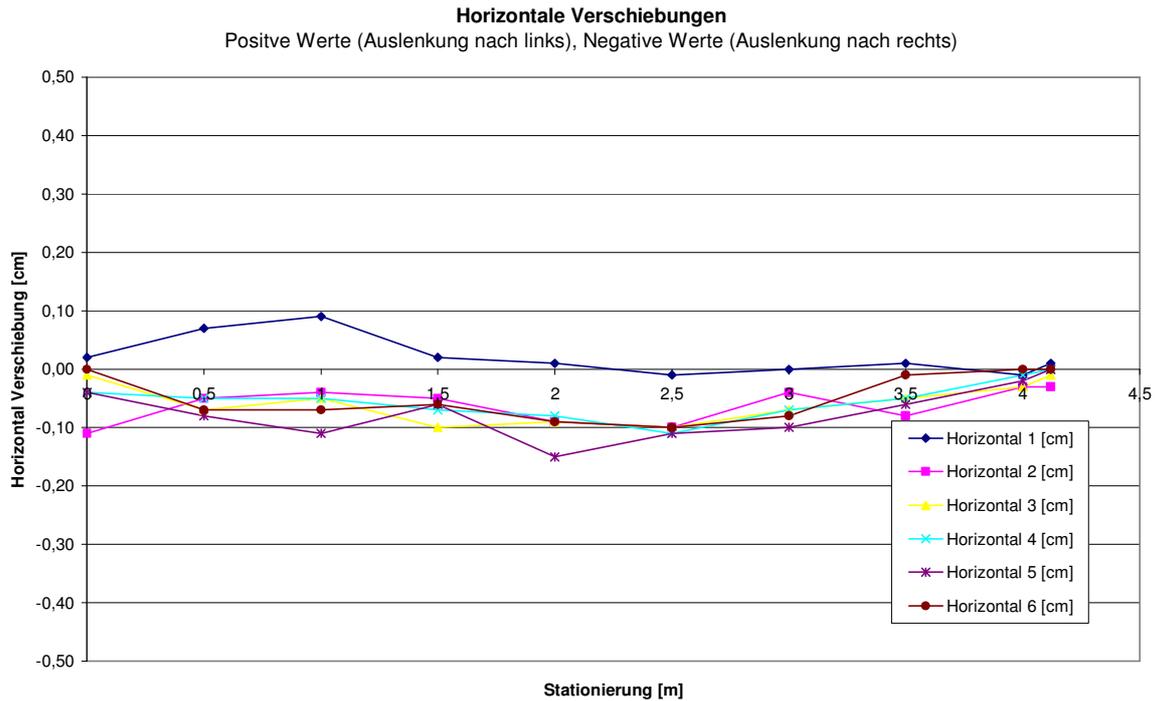


Bild 6.99: Versuch 4: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.4.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen in der Leitungszone nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1) und des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2) dargestellt. Die ursprüngliche Einbauhöhe betrug bei Durchführung der Nullmessung ca. 30 cm über Rohrscheitel (Abdeckung).

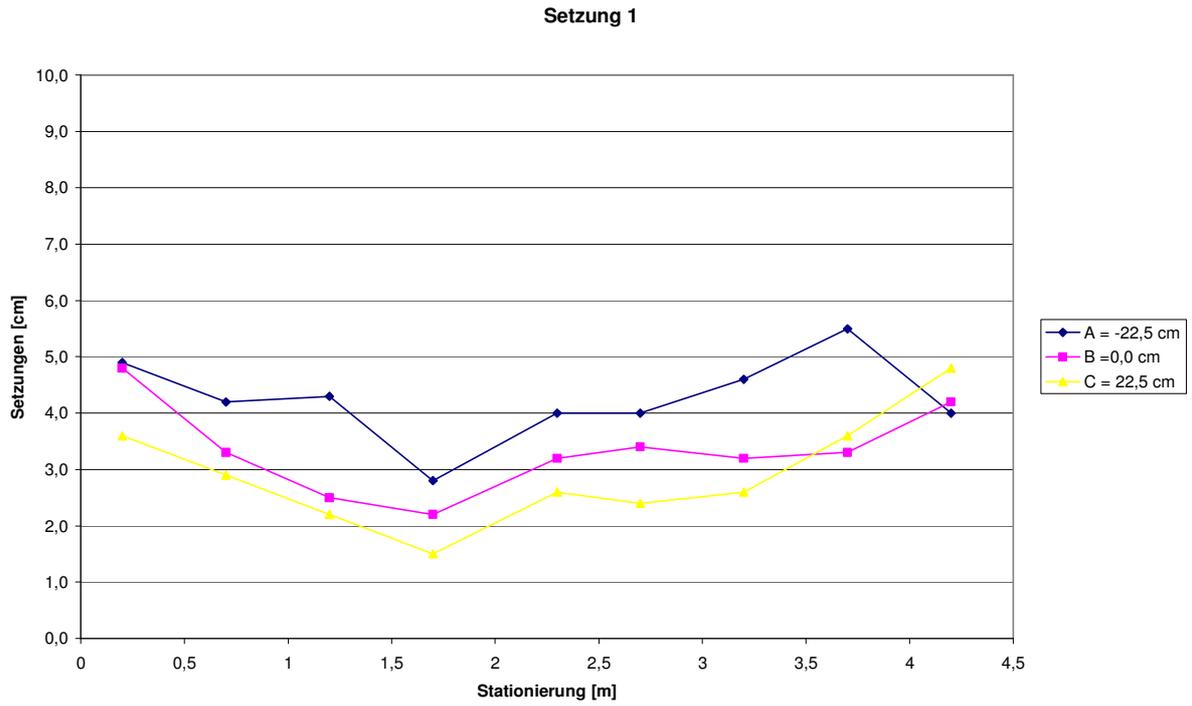


Bild 6.100: Versuch 4: Setzung nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1)

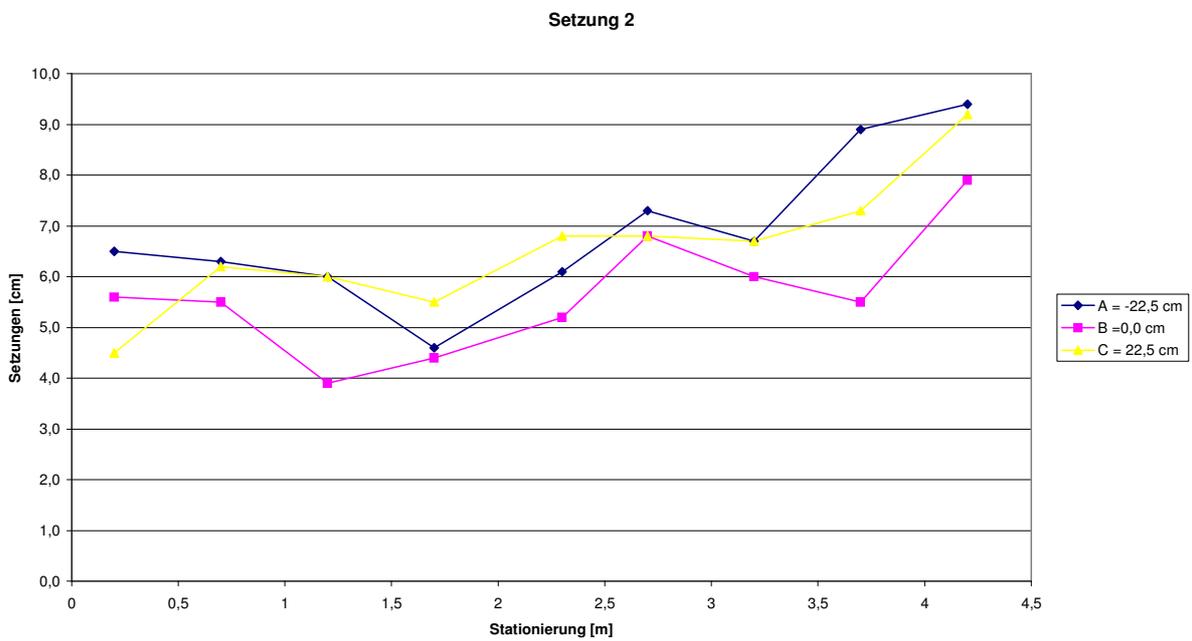


Bild 6.101: Versuch 4: Setzung nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2)

6.3.4.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden. Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass die Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den verfestigten Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.4.4 Druckfolienmessungen

In Bild 6.110 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzelaufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit einem hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten. Da das in diesem Versuch eingebaute Rohr mit einem Sattelstück und einem 45° Abzweig versehen war, wurden die Druckfolien konstruktionsbedingt in einer zu den vorherigen Versuchen unterschiedlichen Ausrichtung befestigt. Die Scheitelfolie deckte hier nur den linken Kämpfer ab, die Sohlfolie den rechten Kämpfer. Die Druckmessung an der im Bereich des Rohrscheitels angebrachten Druckfolie ergab für die Laststufen 250 kN bis 350 kN keine eindeutig zu erkennenden Laststeigerungsstufen. Vielmehr wurde ein stetig zunehmender Druck gemessen. Die dargestellten Screenshots für diese drei Laststufen zeigen daher auch lediglich eine stetige Druckzunahme im Vergleich zu dem ansonsten sprunghaft ansteigenden Druck bei Erhöhung der jeweiligen Laststufe.

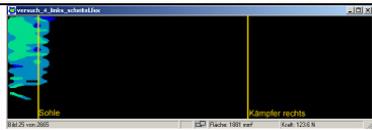
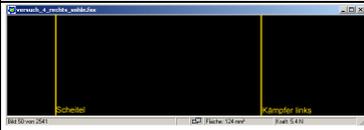
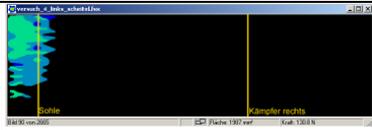
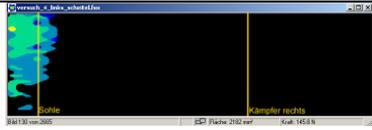
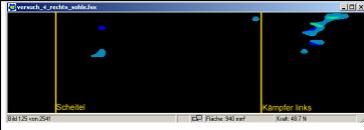
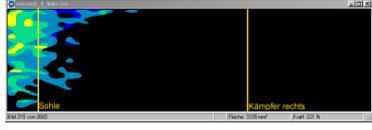
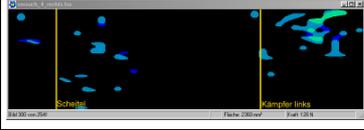
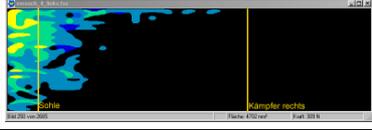
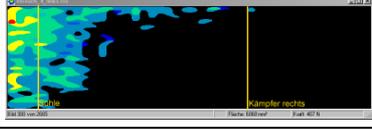
Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
1-30	0		50	1-50	126-129	
35-60	3-8		100	75-105	129-131	
70-105	17-23		150	112-145	143-150	
115-135	49-50		200	150-175	175-185	
150-250	96-119		250	185-215	204-221	
250-350	119-129		300	227-251	280-308	
350-450	129-132		350	275-600	383-465	

Bild 6.110: Versuch 4: Druckverteilung im Rohrfumfang, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN

6.3.4.5 Verdichtungskontrolle

Die Bestimmung der Dichte mit dem Ausstechzylinderverfahren erfolgte nach DIN 18125-2 [45]. Es wurden insgesamt 14 Proben entnommen (s. Bild 6.36 A). An den am MVS definierten und eingezeichneten Positionen 1 / 3 / 5 / 7 / 9 wurden 10 Proben, im Querschnitt betrachtet im Bereich der linken und rechten Seitenverfüllung entnommen. An den Positionen 2 / 4 / 6 / 8 wurden die vier Proben 30 cm oberhalb des Rohrscheitels aus der Abdeckung entnommen. Untersucht wurde der Versuchssand 0/2.

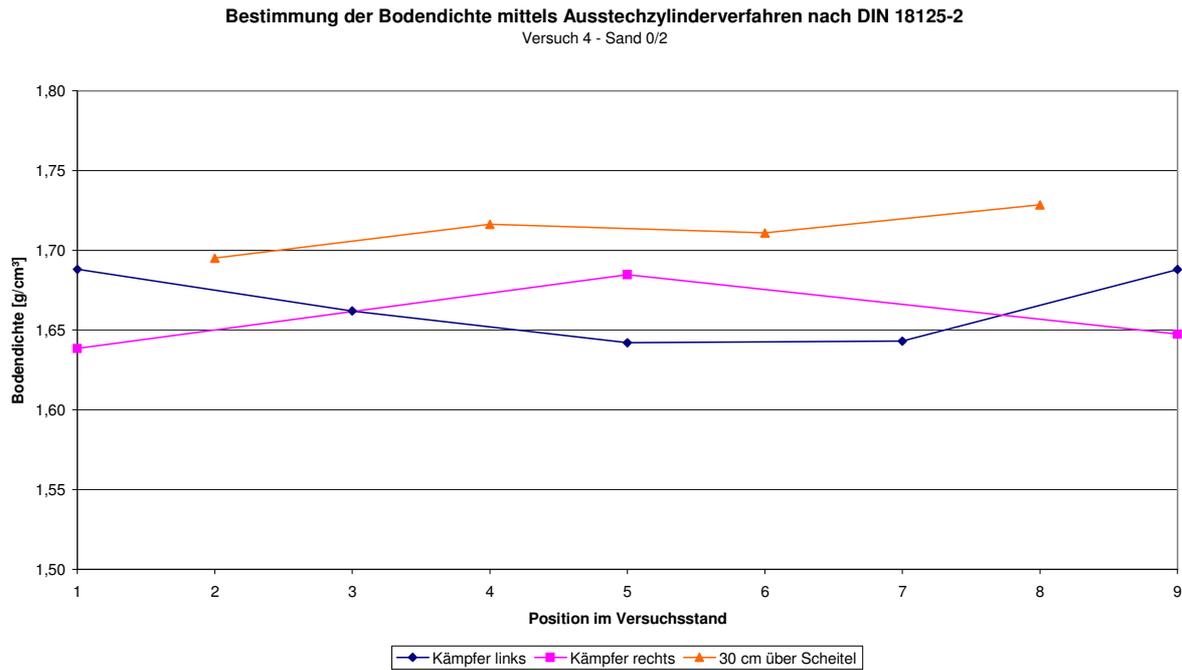


Bild 6.111: Versuch 4: Trockendichte des Sandes 0/2, ermittelt mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.5 Versuch 5

Beim fünften Versuch dieser Versuchsreihe wurde im Gegensatz zu Versuchen 1 bis 4 ein PVC-Rohrstrang, bestehend aus 5 Einzelrohren, im Rohrgraben eingebaut. Die vier Rohrübergänge wurden mit verschiedenen breiten Muffenspalten von 0,5 bis 2,0 cm hergestellt, um festzustellen, ob der Innenverdichter diese überwinden kann. Der Versuchsablauf entsprach dem des Versuches 4. Es wurde ausschließlich der Versuchssand 0/2 verwendet und der Innenverdichter nach Herstellen der Abdeckung von ca. 30 cm eingesetzt. Im Unterschied zum Versuch 4 wurde nach Verfüllung des Rohrgrabens bis zur Oberkante eine zusätzliche Messung der Lageänderung des Rohres nach Aufschüttung des Verfüllmaterials und vor dessen Verdichtung mit dem leichten Verdichtungsgerät durchgeführt. Alle Versuchsschritte und Messungen sind in Tabelle 6.9 aufgeführt.

Tabelle 6.9: Versuch 5: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Ramm- sondierung
Rohreinbau	X (Nullmessung)			
Einbau Sand 0/2 bis ca. 30 cm über Rohrscheitel	X	X (Nullmessung)		
Innenverdichter	X	X		
Leichtes Verdichtungsgerät	X	X		
Auffüllung Sand 0/2 bis OK Rohrgraben	X			
Leichtes Verdichtungsgerät	X			
Bis Maximallast 350 kN	X		X	
Entlastung	X			X

6.3.5.1 Lageänderungen des Rohrstrangs

Bild 6.112 und Bild 6.113 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstrangs nach jedem Arbeitsschritt.

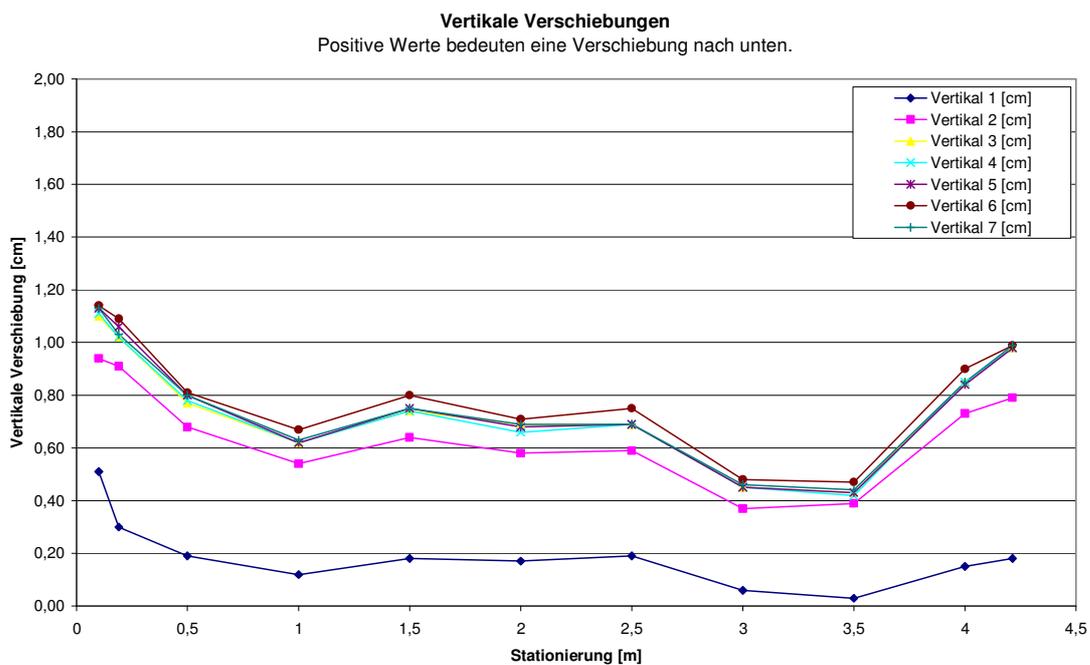


Bild 6.112: Versuch 5: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

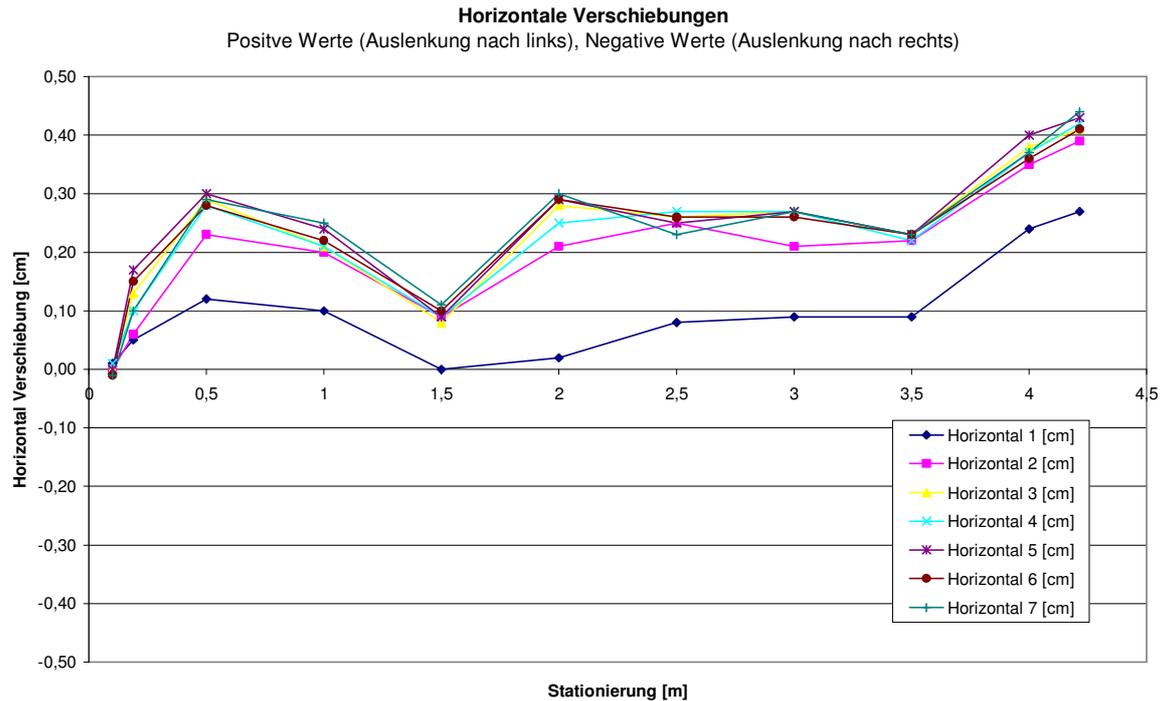


Bild 6.113: Versuch 5: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.5.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen in der Leitungszone nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1) und des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2) dargestellt. Die ursprüngliche Einbauhöhe des Verfüllmaterials betrug bei Durchführung der Nullmessung ca. 30 cm über Rohrscheitel.

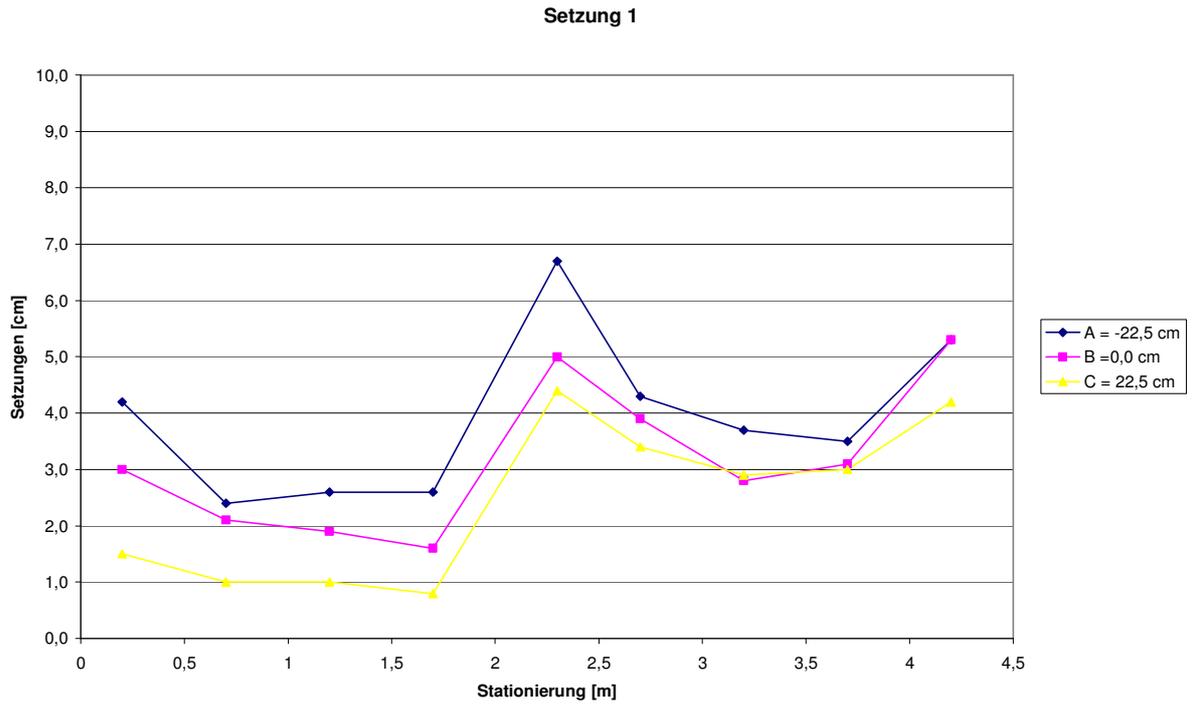


Bild 6.114: Versuch 5: Setzung nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1)

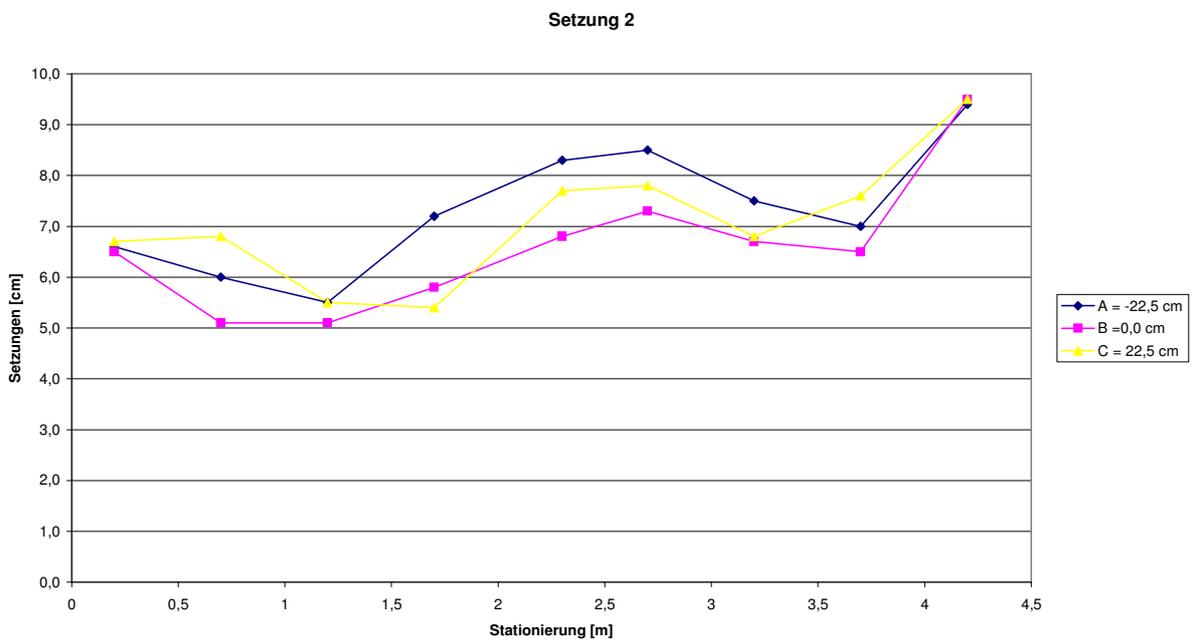


Bild 6.115: Versuch 5: Setzung nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2)

6.3.5.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden. Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den verfestigten Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.5.4 Druckfolienmessungen

In Bild 6.126 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzelaufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit einem hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten. Die eingezeichneten Positionen von Scheitel, Sohle, Kämpfer links und Kämpfer rechts unterscheiden sich im Vergleich zu vorherigen Versuchen (s. Bild 6.124 und Bild 6.125).

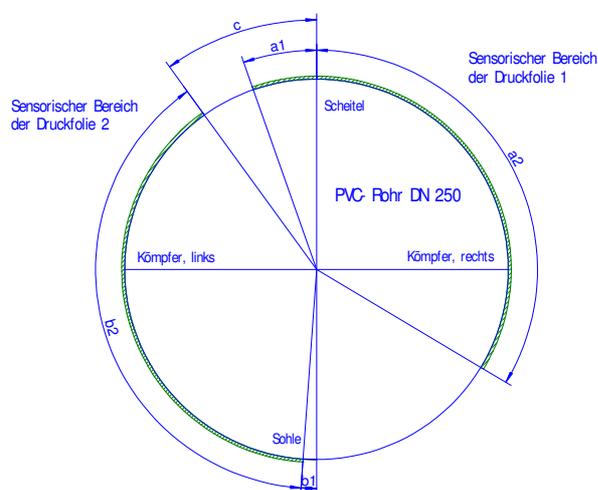


Bild 6.124: Versuch 5: Position der Druckfolien (PVC-Rohr)

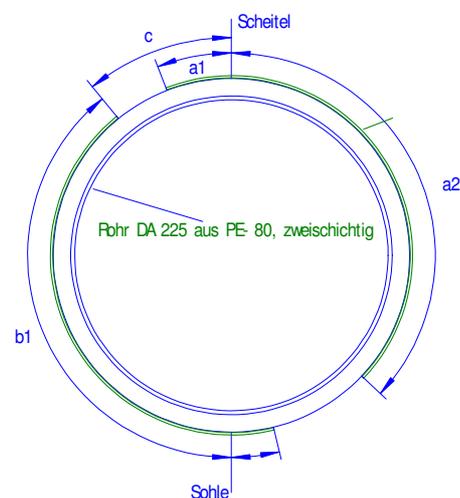


Bild 6.125: Versuch 5: Position der Druckfolien bei allen anderen Versuchen außer Versuch 4

Anstatt des sonst eingebauten PE-Rohres (DA 225) wurde hier ein PVC-Rohrstrang (DN 250) verwendet, der einen größeren Außendurchmesser aufwies. Dadurch wurden die genannten Fixpunkte Scheitel, Sohle, Kämpfer links und Kämpfer rechts von den zwei Druckfolien im Vergleich zum PE-Rohr an anderen Positionen überklebt.

Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
1-99	1-2		50	1-99	27-32	
105-140	2-3		100	105-140	38-45	
150-185	26-34		150	150-185	73-87	
195-230	94-100		200	195-230	164-182	
240-270	225-266		250	240-270	318-360	
280-315	434-505		300	280-315	516-554	
325-385	716-806		350	325-385	704-849	

Bild 6.126: Versuch 5: Druckverteilung im Rohrfumfang, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN

6.3.5.5 Verdichtungskontrolle

Die Bestimmung der Dichte erfolgte mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]. Untersucht wurde der als Verfüllmaterial verwendete Sand 0/2. Es wurden im Bereich des linken und rechten Kämpfers jeweils 2 Messungen an den am MVS definierten und eingezeichneten Positionen 2 und 8 durchgeführt. Die Messreihe 30 cm oberhalb des Rohrscheitels wurde an den Positionen 2 / 4 / 6 / 8 vollzogen.

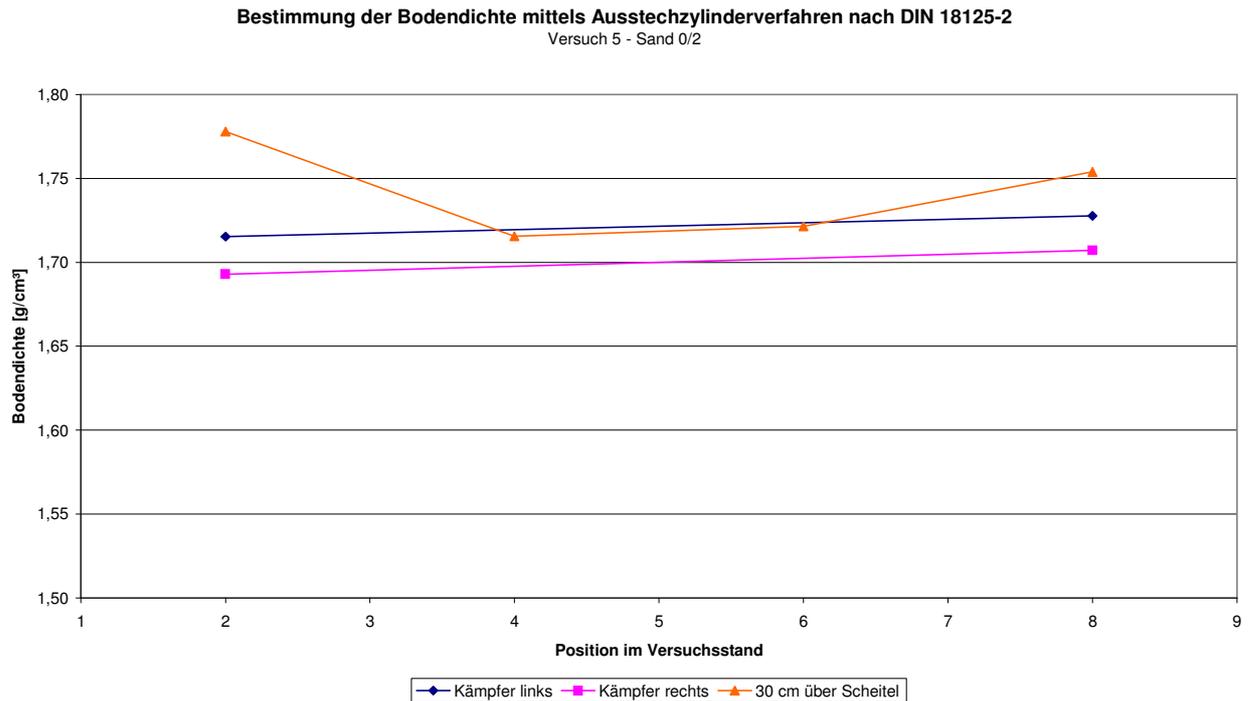


Bild 6.127: Versuch 5: Trockendichte des Sandes 0/2, ermittelt mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.6 Versuch 6

Der Versuch 6 diente als so genannter Referenzversuch. Der Einbau des Verfüllmaterials Sand 0/2 erfolgte mit den in Tabelle 6.10 beschriebenen Einbausritten nach DIN EN 1610 [7], begleitet von den ebenda aufgeführten Messungen.

Tabelle 6.10: Versuch 6: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen (Referenzversuch nach DIN EN 1610 [7])

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Rammson- dierung
Einbau einer 15 cm dicken unteren Bettungsschicht aus Sand 0/2 nach DIN EN 1610				
Rohreinbau	X (Nullmessung)			
Einbau Sand 0/2 bis ca. 30 cm über Rohrscheitel	X	X (Nullmessung)		
Leichtes Verdichtungsgerät	X	X		
Auffüllung Sand 0/2 bis OK Rohrgraben	X			
Leichtes Verdichtungsgerät	X			
Bis Maximallast 350 kN	X		X	
Entlastung	X			X

6.3.6.1 Lageänderung des Rohrstranges

Bild 6.128 und Bild 6.129 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstranges nach jedem Arbeitsschritt.

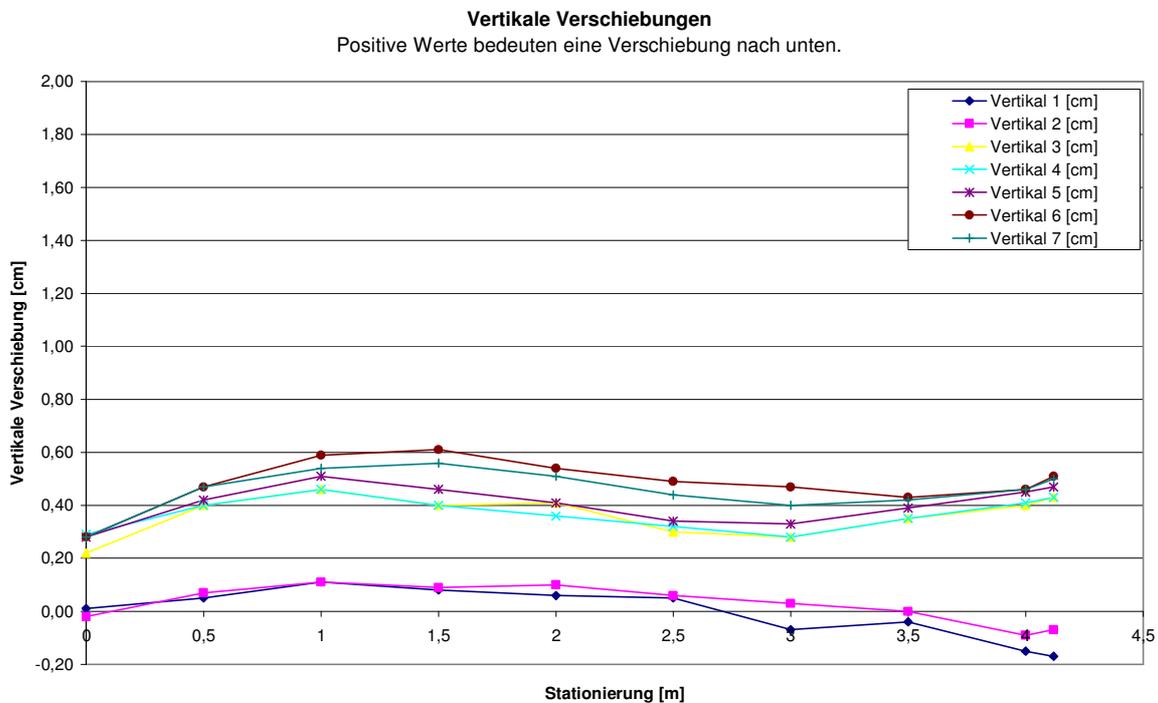


Bild 6.128: Versuch 6: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

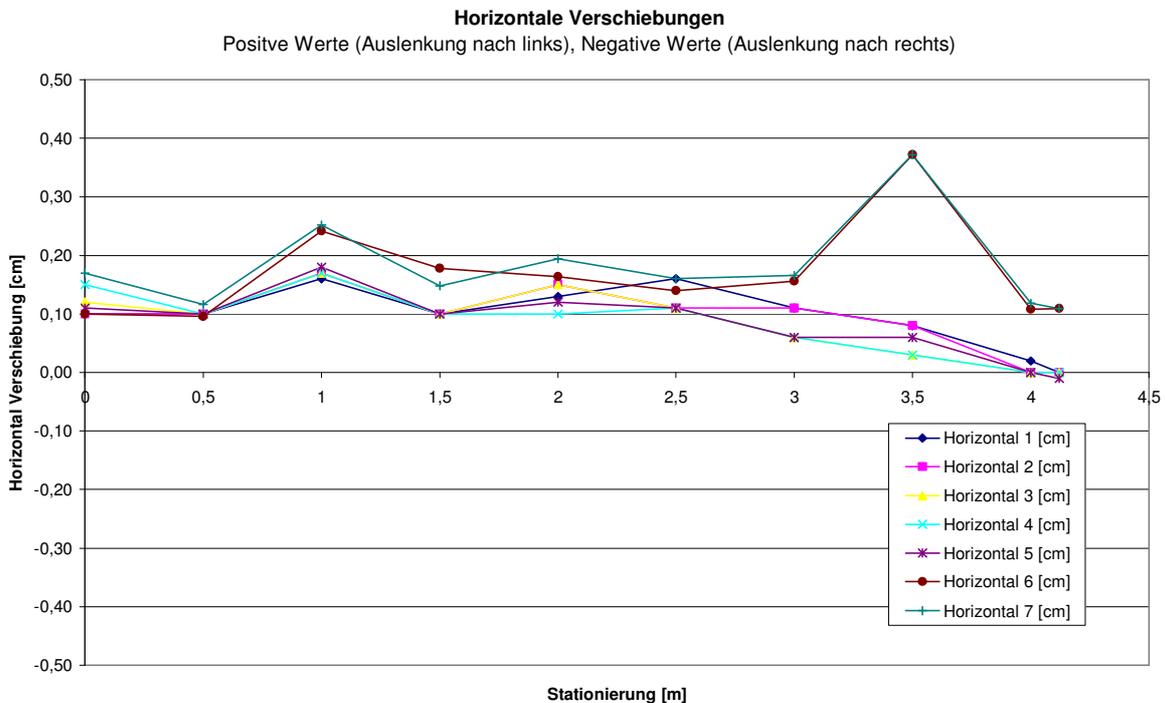


Bild 6.129: Versuch 6: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.6.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen in der Leitungszone nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes dargestellt. Die ursprüngliche Einbauhöhe des Verfüllmaterials betrug bei Durchführung der Nullmessung ca. 30 cm über Rohrscheitel.

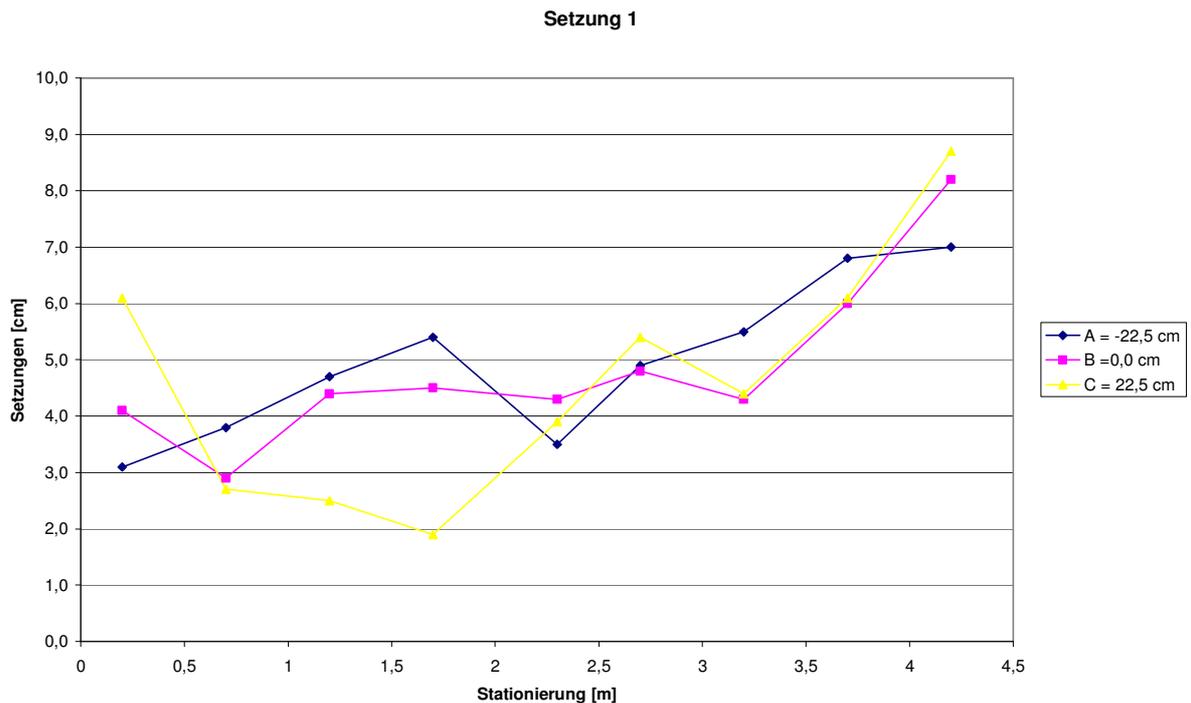


Bild 6.130: Versuch 6: Setzungen nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 1)

6.3.6.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden. Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass die Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den verfestigten Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.6.4 Druckfolienmessungen

In Bild 139 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzelaufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten.

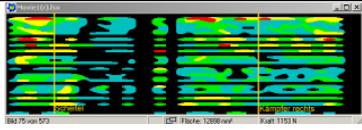
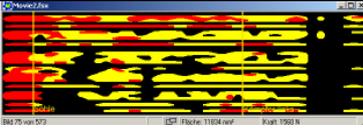
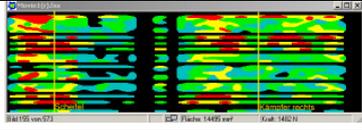
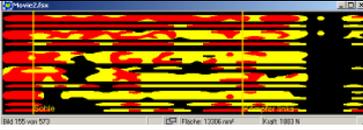
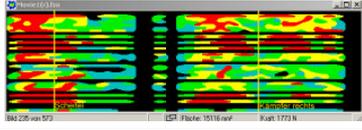
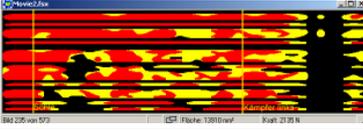
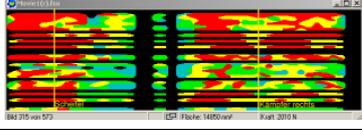
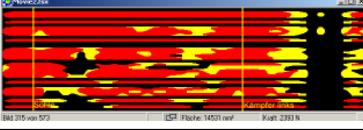
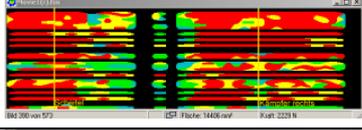
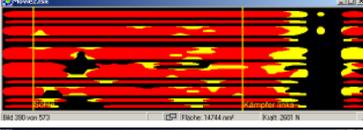
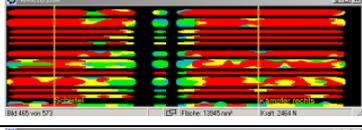
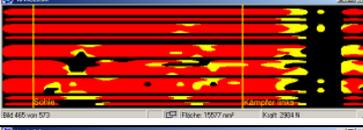
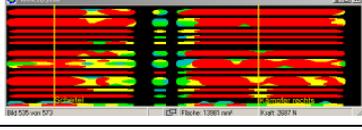
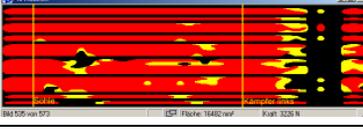
Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
45-105	1115-1166		50	45-105	1542-1571	
125-185	1448-1505		100	125-185	1843-1892	
205-265	1752-1796		150	205-265	2116-2163	
285-345	1986-2036		200	285-345	2355-2402	
360-420	2213-2257		250	360-420	2579-2626	
435-495	2428-2471		300	435-495	2879-2932	
510-Ende	2666-2705		350	510-Ende	3192-3246	

Bild 6.139: Versuch 6: Druckverteilung im Rohrumfang, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN

6.3.6.5 Verdichtungskontrolle

Die Bestimmung der Dichte erfolgte mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]. Es wurden insgesamt 15 Proben an den am MVS definierten und eingezeichneten Positionen 1 / 3 / 5 / 7 / 9 im Bereich der linken und rechten Seitenverfüllung sowie 30 cm oberhalb des Rohrscheitels in der Abdeckung entnommen (s. Bild 6.36 A). Untersucht wurde der Versuchssand 0/2.

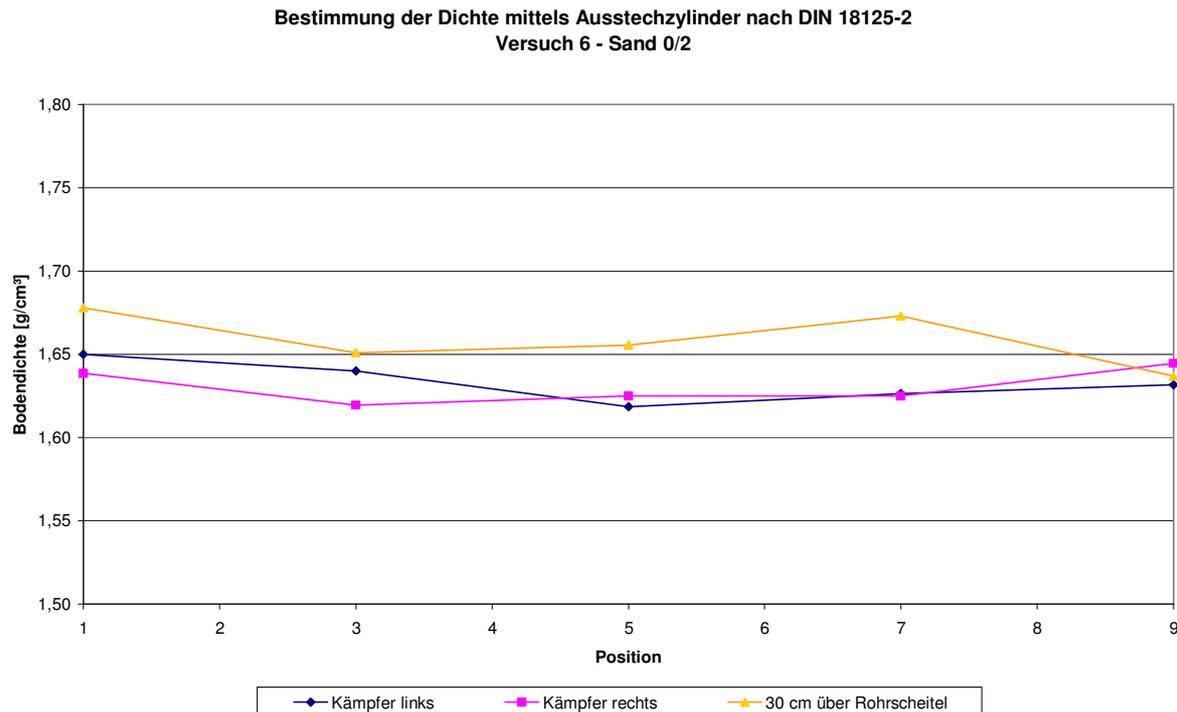


Bild 6.140: Versuch 6: Trockendichte des Sandes 0/2, ermittelt mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.7 Versuch 7

Für Versuch 7 wurde die 15 cm dicke untere Bettungsschicht aus dem Versuchssand 0/2 nicht verdichtet, sondern nur lose geschüttet und anschließend zum Einbau des Rohres glatt gezogen. Das Rohr wurde dann bis ca. 30 cm über Rohrscheitel mit dem gleichen Sand überschüttet. Dieser wurde anschließend mit dem Innenverdichter verdichtet. Nach dem Durchziehen des Innenverdichters durch das Rohr in einer Zeitspanne von 2:30 Minuten wurde der Rohrgraben bis zur Oberkante mit dem Versuchssand 0/2 verfüllt und dieser mit dem leichten Verdichtungsgerät verdichtet. Zum Abschluss dieses Versuches wurde dann die erhöhte Erdlast mittels Hydraulikzylinder bis zu einer Last von 350 kN aufgebracht. Zwischen allen Versuchsschritten wurden die in Tabelle 6.11 aufgeführten Messungen durchgeführt.

Tabelle 6.11: Versuch 7: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Rammson- dierung
Einbau der 15 cm dicken unteren Bet- tungsschicht ohne Verdichtung				
Rohreinbau	X (Nullmessung)			
Einbau Sand 0/2 bis 30 cm über Rohr- scheitel	X	X (Nullmessung)		
Innenverdichter*	X	X		
Auffüllung Sand 0/2 bis OK Rohrgraben	X			
Leichtes Verdichtungsgerät	X			
Bis Maximallast 350 kN	X		X	
Entlastung	X			X
* Der Innenverdichter wurde in einer Zeitspanne von 2 min 30 Sek durch das Rohr gezogen				

6.3.7.1 Lageänderung des Rohrstranges

Bild 6.141 und Bild 6.142 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstrangs nach jedem Arbeitsschritt.

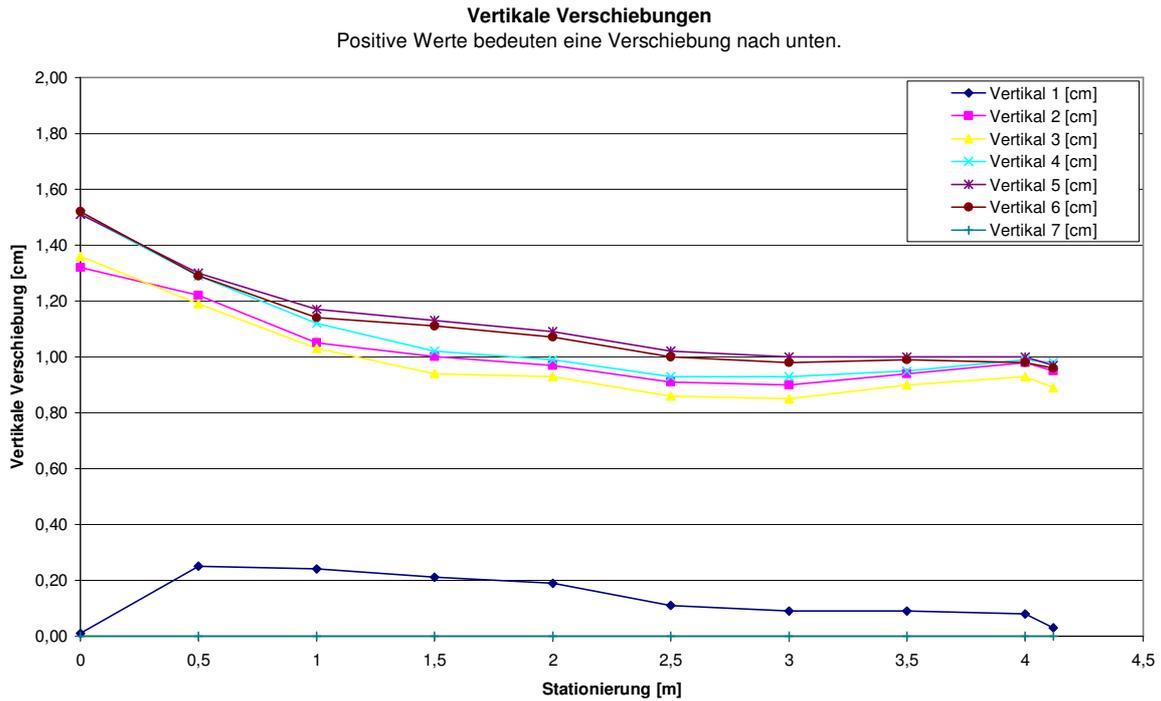


Bild 6.141: Versuch 7: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

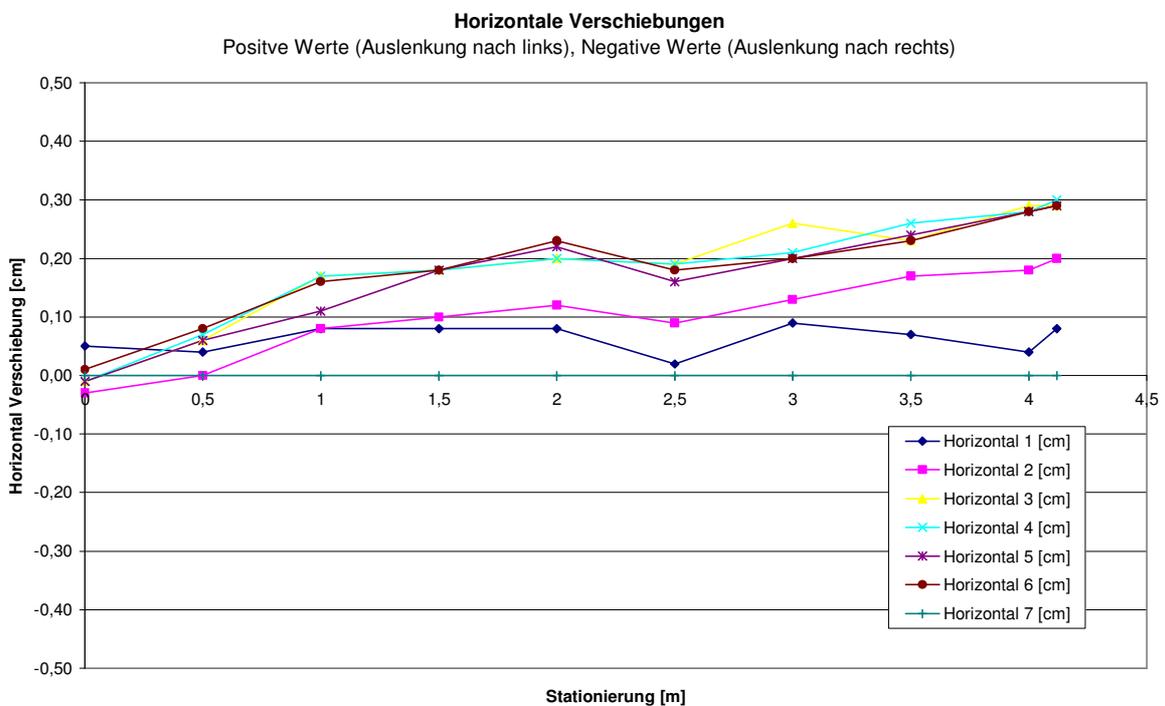


Bild 6.142: Versuch 7: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.7.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen in der Leitungszone nach Einsatz des Innenverdichters dargestellt. Die ursprüngliche Einbauhöhe des Verfüllmaterials betrug bei Durchführung der Nullmessung ca. 30 cm über Rohrscheitel.

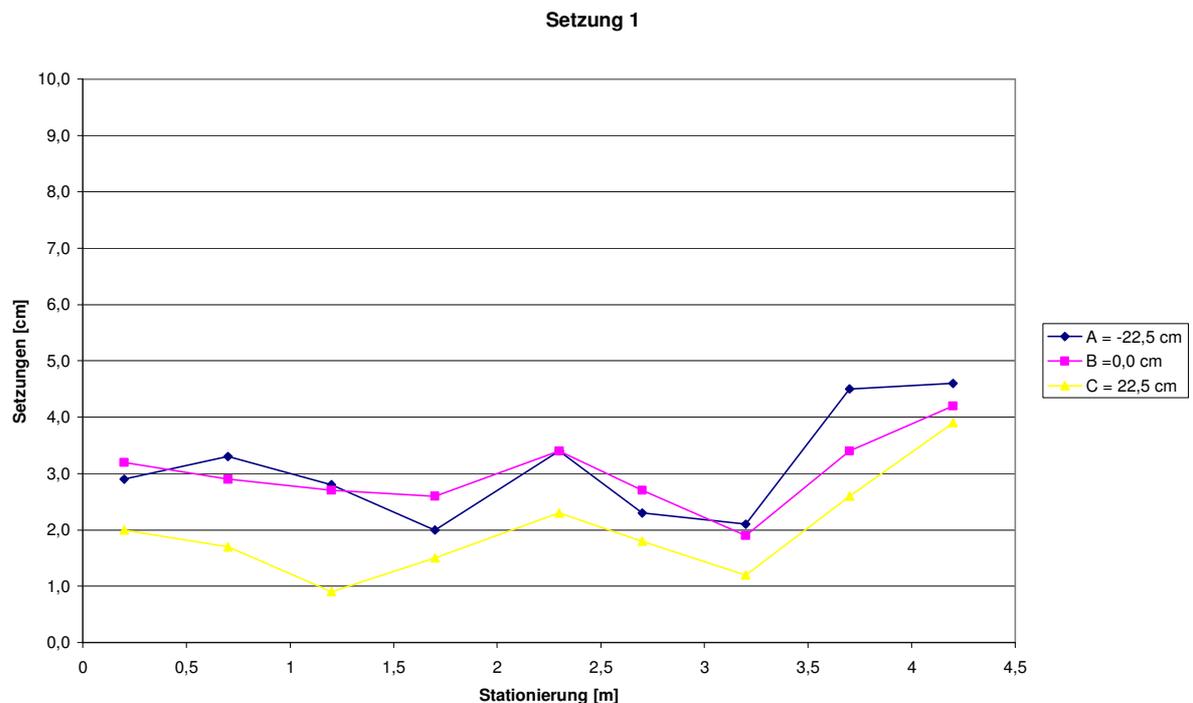


Bild 6.143: Versuch 7: Setzungen nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1)

6.3.7.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden. Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass die Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den verfestigten Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.7.4 Druckfolienmessungen

In Bild 6.152 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzelaufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit einem hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten.

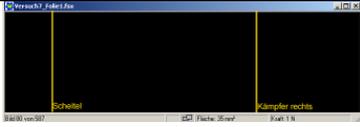
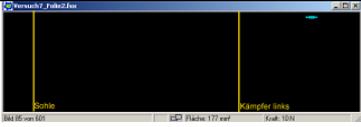
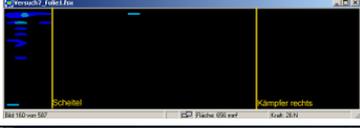
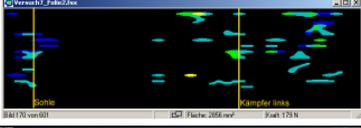
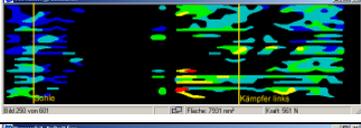
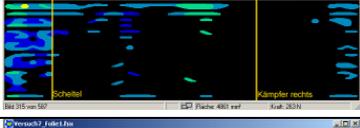
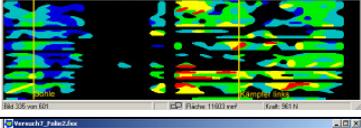
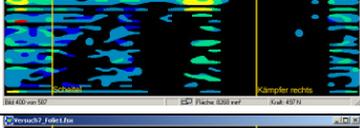
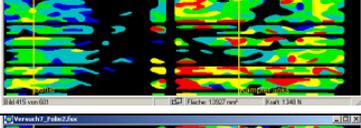
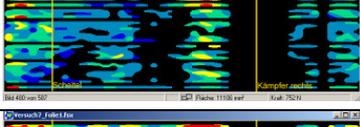
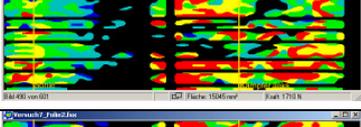
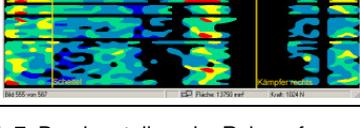
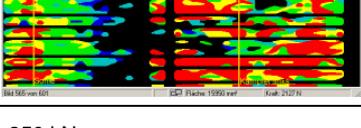
Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
50-110	1-3		50	55-115	7-9	
130-190	20-32		100	140-200	158-176	
205-265	105-126		150	220-275	518-572	
285-345	246-270		200	305-365	939-965	
370-430	470-522		250	384-444	1302-1366	
445-505	714-763		300	460-520	1673-1741	
525-585	983-1030		350	535-600	2077-2144	

Bild 6.152: Versuch 7: Druckverteilung im Rohrumfang, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN

6.3.7.5 Verdichtungskontrolle

Die Bestimmung der Dichte erfolgte mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]. Es wurden insgesamt 15 Proben an den am MVS definierten und eingezeichneten Positionen 1 / 3 / 5 / 7 / 9 im Bereich der linken und rechten Seitenverfüllung sowie der Abdeckung entnommen (s. Bild 6.36 A). Untersucht wurde der Versuchssand 0/2.

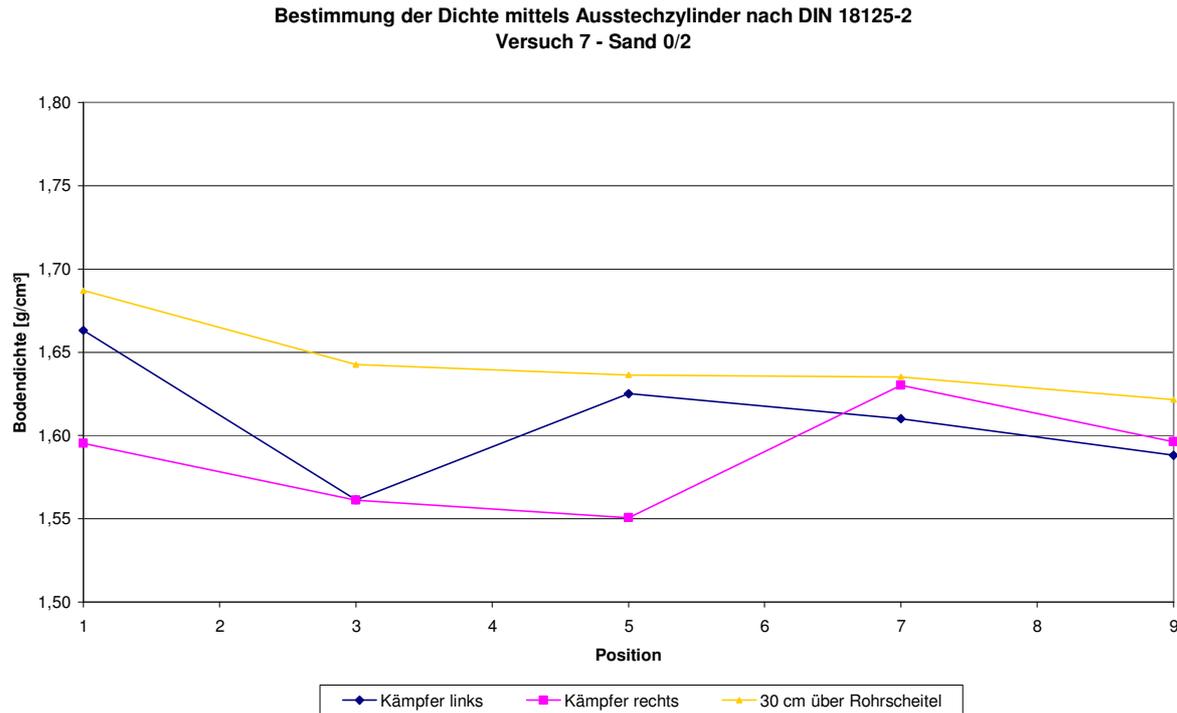


Bild 6.153: Versuch 7: Trockendichte des Sandes 0/2, ermittelt mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.8 Versuch 8

Für Versuch 8 wurde die 15 cm dicke untere Bettungsschicht aus dem Versuchssand 0/2 nicht verdichtet, sondern nur lose geschüttet und anschließend zum Einbau des Rohres glatt gezogen. Das Rohr wurde dann bis ca. 30 cm über Rohrscheitel mit dem gleichen Sand überschüttet und der Innenverdichter eingesetzt. Im Gegensatz zum Versuch 7 wurde der Innenverdichter nun in einer Zeitspanne von 6:00 Minuten durch das Rohr gezogen. Der Rohrgraben wurde dann bis zur Oberkante mit dem Versuchssand aufgefüllt und dieser mit dem leichten Verdichtungsgerät verdichtet. Abschließend wurde die erhöhte Erdlast mittels Hydraulikzylinder bis zu einer Last von 350 kN aufgebracht. Zwischen allen Versuchsschritten wurden die in Tabelle 6.12 aufgeführten Messungen durchgeführt.

Tabelle 6.12: Versuch 8: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Rammson- dierung
Einbau der 15 cm dicken unteren Bet- tungsschicht ohne Verdichtung				
Rohreinbau	X (Nullmessung)			
Einbau Sand 0/2 bis 30 cm über Rohr- scheitel	X	X (Nullmessung)		
Innenverdichter*	X	X		
Auffüllung Sand 0/2 bis OK Rohrgraben	X			
Leichtes Verdichtungsgerät	X			
Bis Maximallast 350 kN	X		X	
Entlastung	X			X
* Der Innenverdichter wurde in einer Zeitspanne von ca. 6 Minuten durch das Rohr gezogen				

6.3.8.1 Lageänderung des Rohrstranges

Bild 6.154 und Bild 6.155 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstrangs nach jedem Arbeitsschritt.

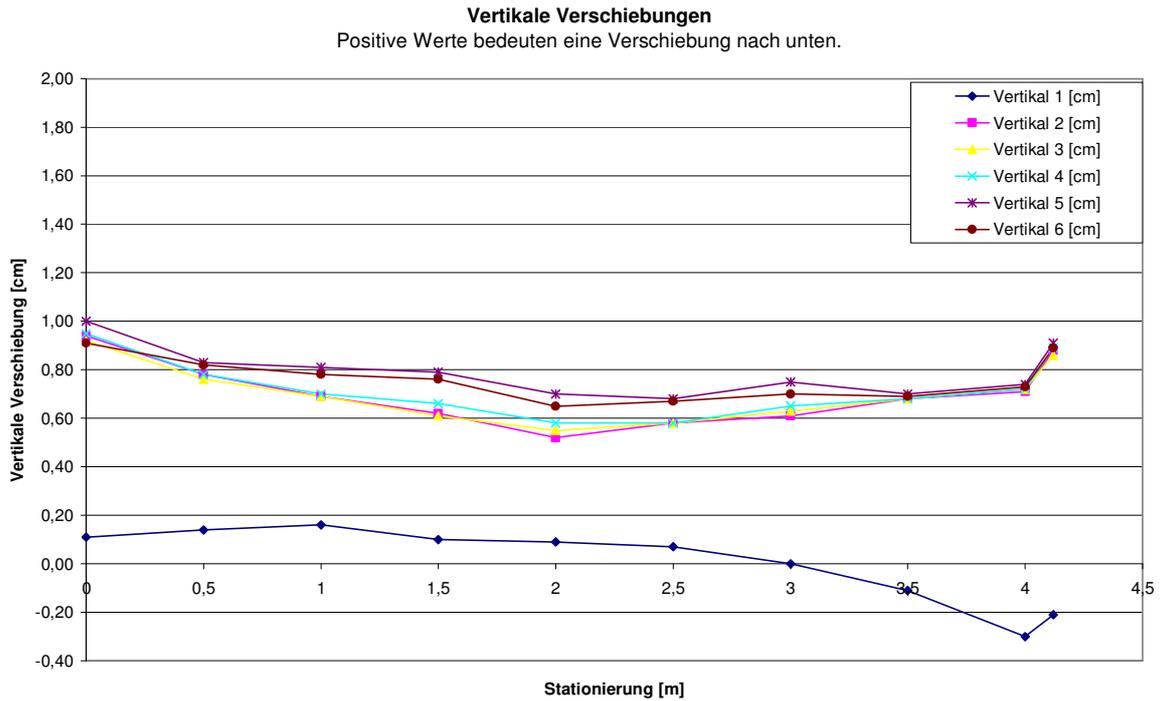


Bild 6.154: Versuch 8: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

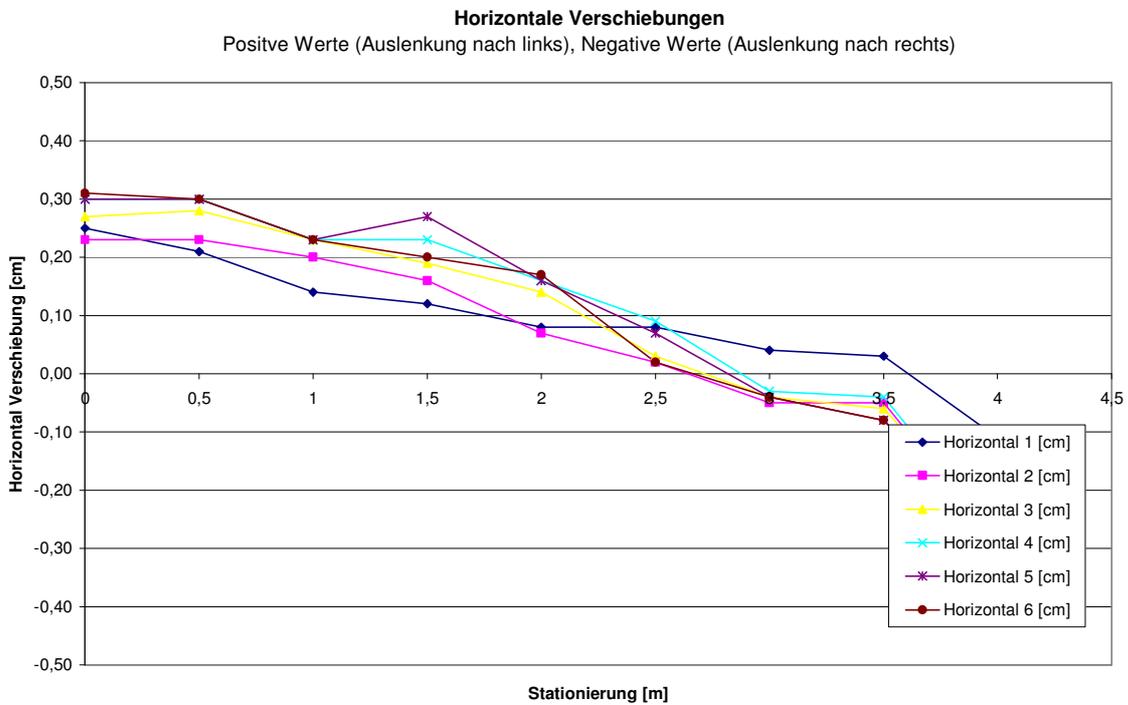


Bild 6.155: Versuch 8: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.8.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen in der Leitungszone nach Einsatz des Innenverdichters dargestellt. Die ursprüngliche Einbauhöhe des Verfüllmaterials betrug bei Durchführung der Nullmessung ca. 30 cm über Rohrscheitel.

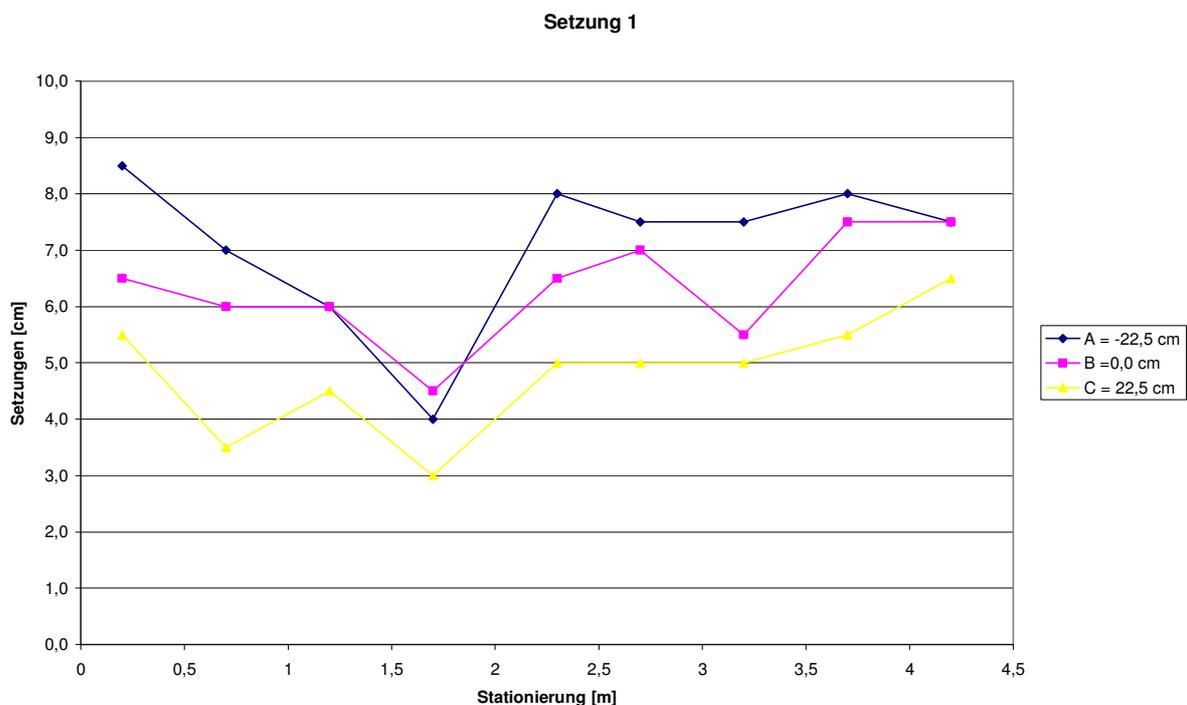


Bild 6.156: Versuch 8: Setzungen nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1)

6.3.8.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden. Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass die Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den verfestigten Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.8.4 Druckfolienmessungen

In Bild 6.171 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzel-

aufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit einem hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten.

Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
1-30	1-2		50	55-115	52-91	
35-65	2-3		100	130-190	319-508	
75-125	24-41		150	205-255	1033-1264	
140-180	176-220		200	270-310	1860-2027	
200-240	526-615		250	325-370	2650-2851	
255-300	999-1123		300	385-430	3454-3608	
325-385	1572-1736		350	450-510	4217-4278	

Bild 6.171: Versuch 8: Druckverteilung im Rohrfang, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN

6.3.8.5 Verdichtungskontrolle

Die Bestimmung der Dichte erfolgte mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]. Es wurden insgesamt 14 Proben an den am MVS definierten und ein-gezeichneten Positionen 1 / 3 / 5 / 7 / 9 im Bereich der linken und rechten Seitenverfüllung sowie der Abdeckung entnommen (s. Bild 6.36 A). Die Probe, die an Pos. 9, Kämpfer links, genommen wurde, konnte durch eine Beschädigung bei der Lagerung nicht ausgewertet werden. Untersucht wurde der Versuchssand 0/2.

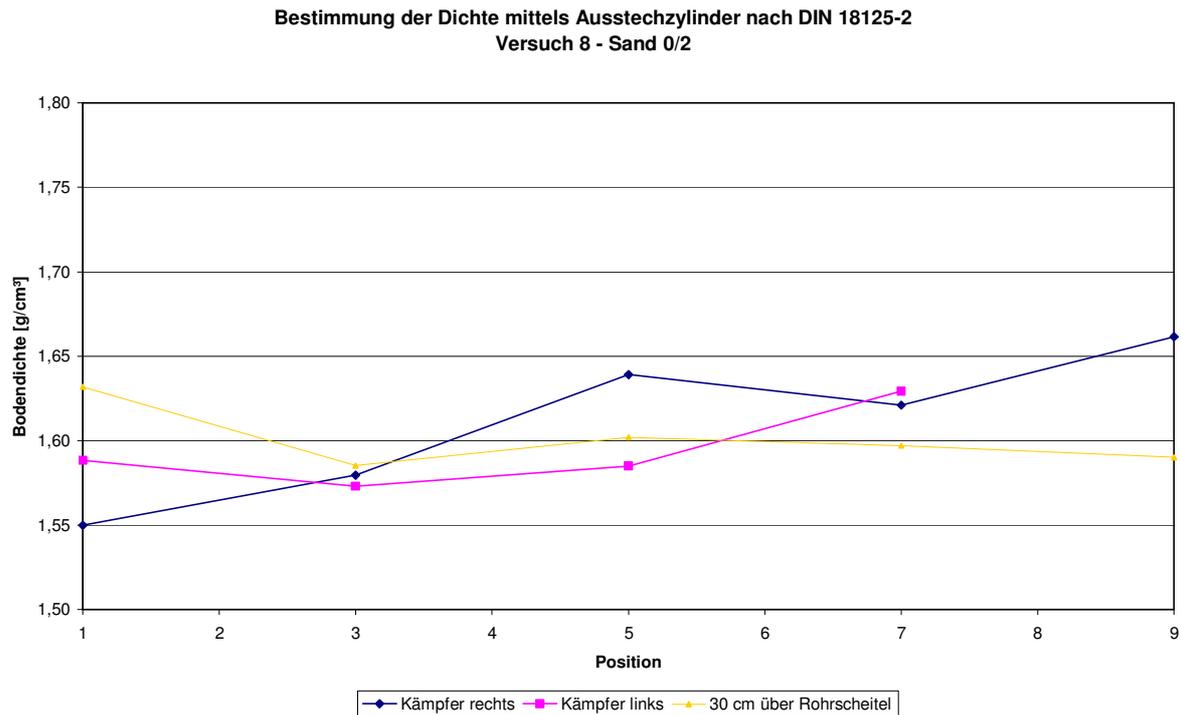


Bild 6.172: Versuch 8: Trockendichte des Sandes 0/2, ermittelt mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.9 Versuch 9

Versuch 9 wurde identisch zu Versuch 8 durchgeführt. Zusätzlich wurde bei dem mit Druckluft betriebenen Innenverdichter eine Messung der zugeführten Luftmenge und des anstehenden Luftdrucks vorgenommen. Im Gegensatz zu allen anderen Versuchen, bei denen das IKT-interne Druckluftsystem verwendet wurde, kam hier ein Baukompressor zum Einsatz. Die einzelnen Versuchsschritte und die durchgeführten Messungen sind in Tabelle 6.13 aufgelistet.

Tabelle 6.13: Versuch 9: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Luftmenge	Rammson- dierung
Einbau der 15 cm dicken unteren Bettungsschicht aus Sand 0/2 ohne Verdichtung					
Rohreinbau	X (Nullmessung)				
Einbau Sand 0/2 bis 30 cm über Rohrscheitel	X	X (Nullmessung)			
Innenverdichter*	X	X		X	
Auffüllung Sand 0/2 bis OK Rohrgraben	X				
Leichtes Verdichtungsgerät	X				
Bis Maximallast 350 kN	X		X		
Entlastung	X				X
* Der Innenverdichter wurde in der Zeit von ca. 6 Minuten. durch das Rohr gezogen.					

6.3.9.1 Lageänderung des Rohrstranges

Bild 6.173 und Bild 6.174 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstrangs nach jedem Arbeitsschritt.

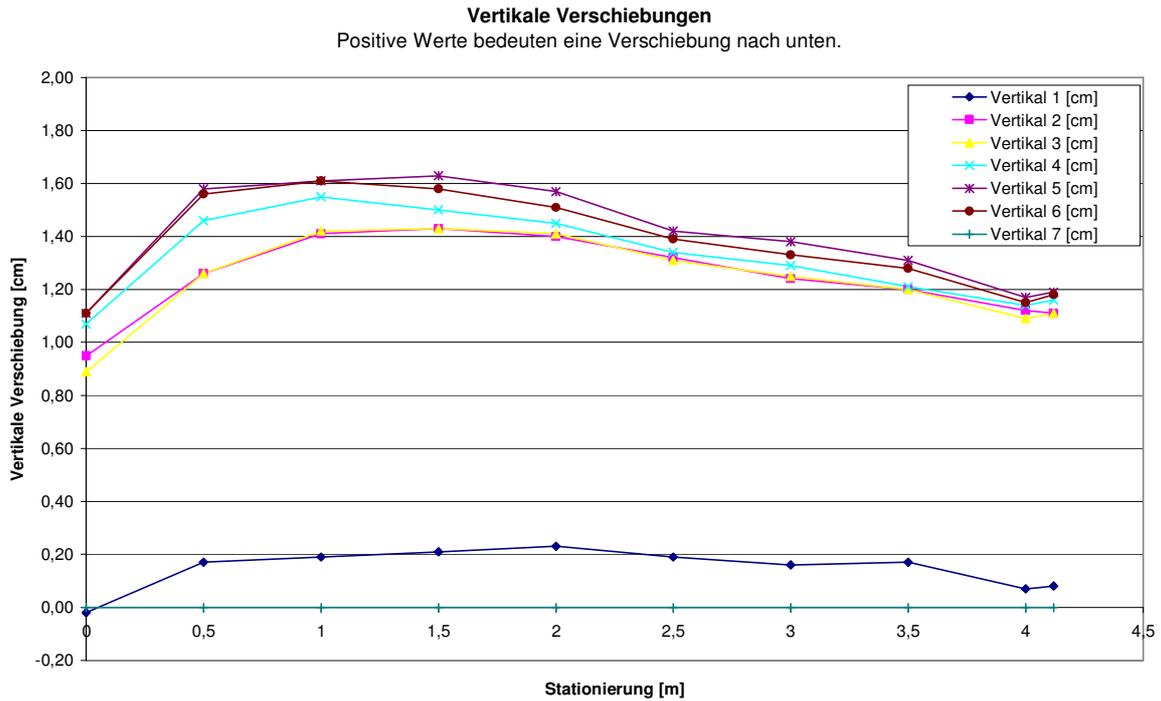


Bild 6.173: Versuch 9: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

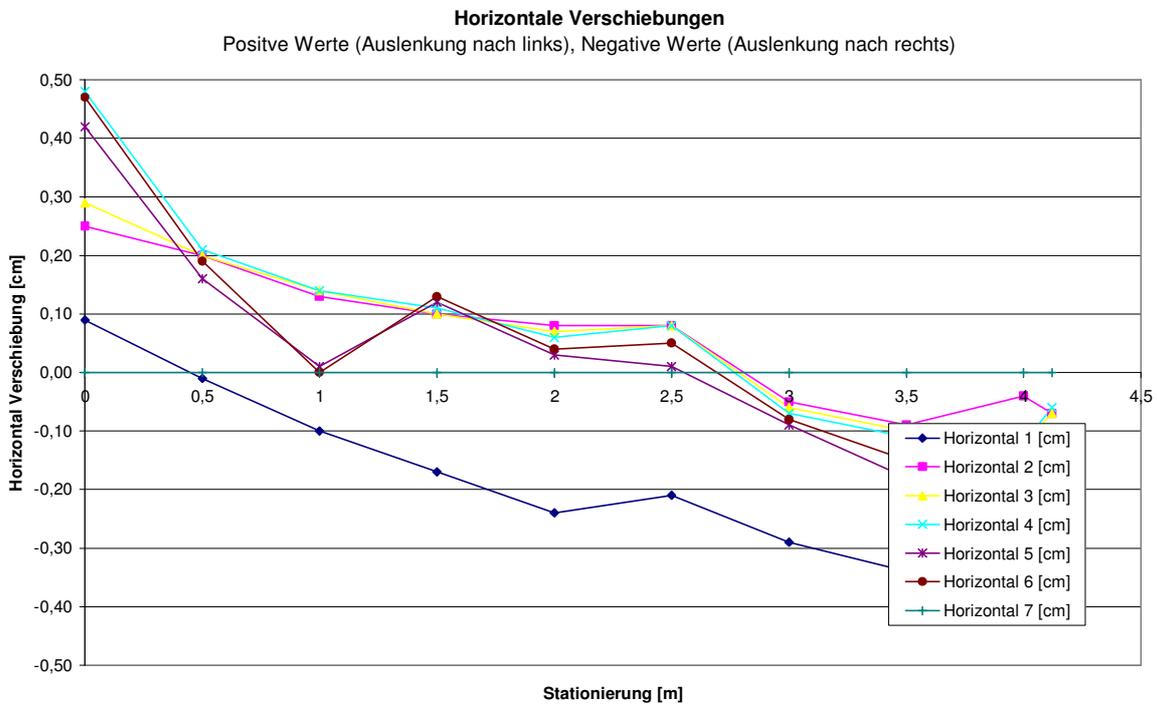


Bild 6.174: Versuch 9: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.9.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen in der Leitungszone nach Einsatz des Innenverdichters dargestellt. Die ursprüngliche Einbauhöhe des Verfüllmaterials betrug bei Durchführung der Nullmessung ca. 30 cm über Rohrscheitel.

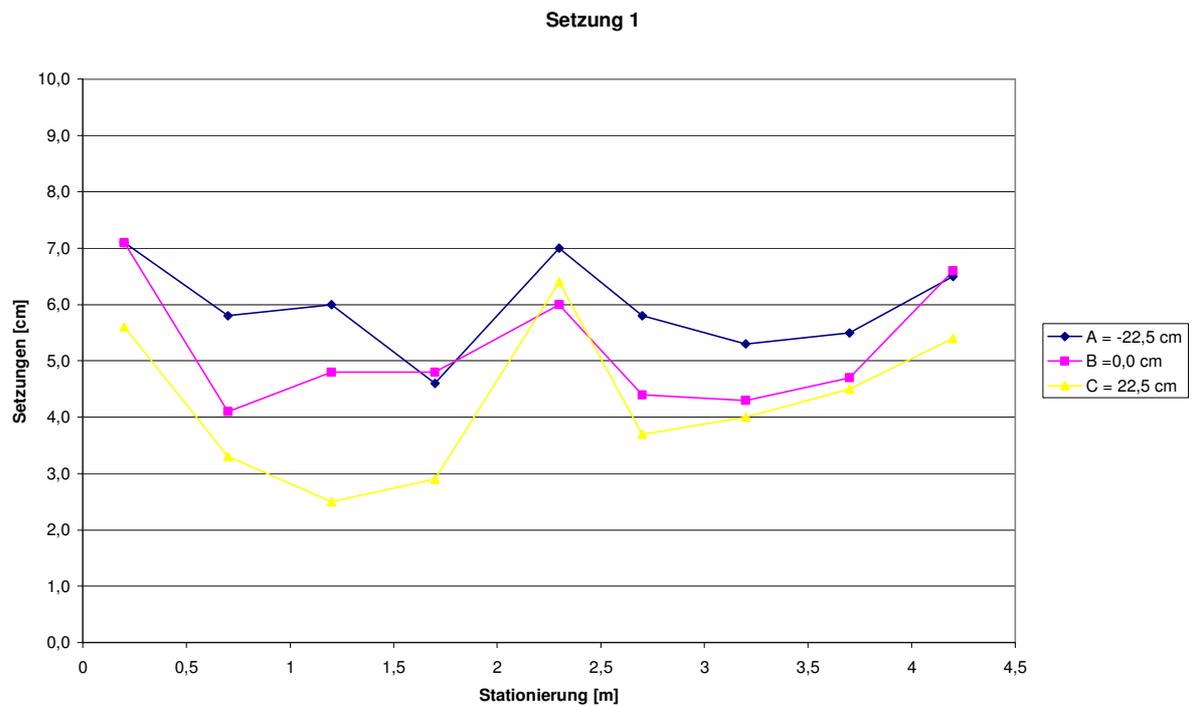


Bild 6.175: Versuch 9: Setzungen nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1)

6.3.9.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden. Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass die Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den verfestigten Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.9.4 Druckfolienmessungen

In Bild 6.184 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzelaufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit einem hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten. Eine Messung der Druckverteilung im Sohlbereich war nicht möglich, da die applizierte Druckfolie im Laufe des Versuchs keine Messdaten an den Messrechner übermittelte.

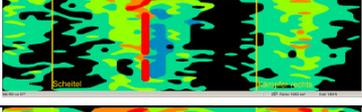
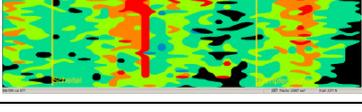
Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
120-200	160-168		50			keine Messung möglich
215-260	353-371		100			
280-325	653-698		150			
340-395	979-1068		200			
410-470	1402-1501		250			
490-525	1842-1910		300			
540-605	2263-2370		350			

Bild 6.184: Versuch 9: Druckverteilung im Rohrumfang, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN

6.3.9.5 Verdichtungskontrolle

Die Bestimmung der Dichte erfolgte mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]. Es wurden insgesamt 15 Proben an den am MVS definierten und eingezeichneten Positionen 1 / 3 / 5 / 7 / 9 im Bereich der linken und rechten Seitenverfüllung sowie der Abdeckung entnommen (s. Bild 6.36 A). Untersucht wurde der Versuchssand 0/2.

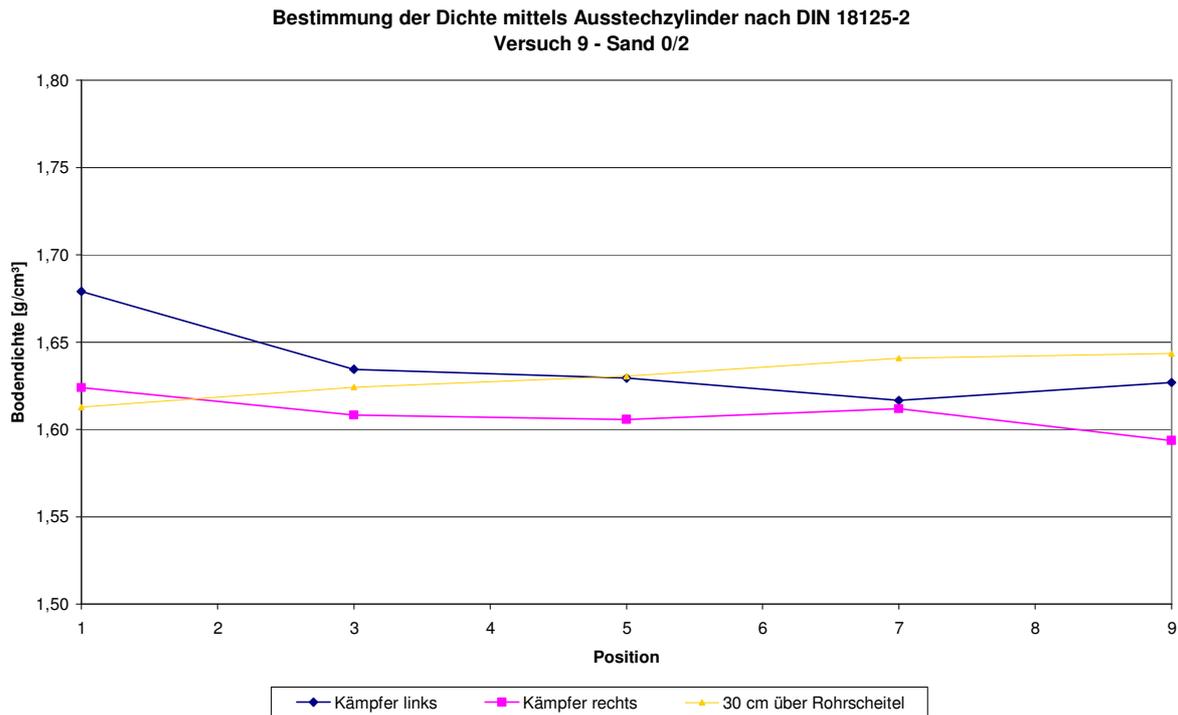


Bild 6.185: Versuch 9: Trockendichte des Sandes 0/2, ermittelt mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.9.6 Luftdruck- und Luftmengenmessung

Während des Einsatzes des Innenverdichters wurden über die komplette Zeitspanne von 6 Minuten sowohl der aufgebrachte Luftdruck als auch die durchfließende Luftmenge gemessen. Der Luftdruck wurde dabei über einen Drucksensor aufgenommen und die Daten konnten anschließend am Messrechner ausgelesen werden. Am Luftmengenmessgerät wurde die durchfließende Luftmenge im Abstand von 30 Sekunden abgelesen und aufgezeichnet. Bild 6.186 zeigt die Anordnung des Druckmessensors und des Luftmengenmessgeräts. In den Bildern 6.187 und 6.188 sind der Verlauf der durchgeflossenen Luftmenge und des aufgebrachten Luftdrucks dargestellt.

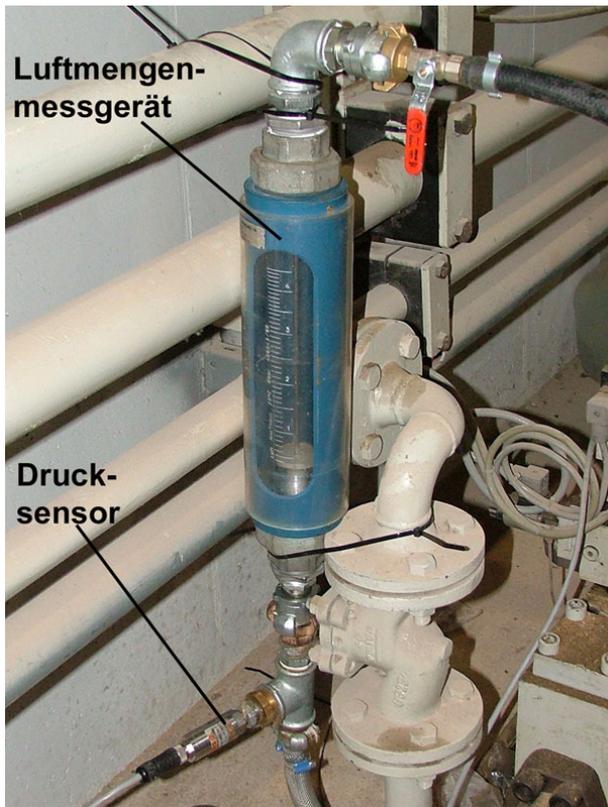


Bild 6.186: Versuch 9: Anordnung des Drucksensors und des Luftmengenmessgeräts

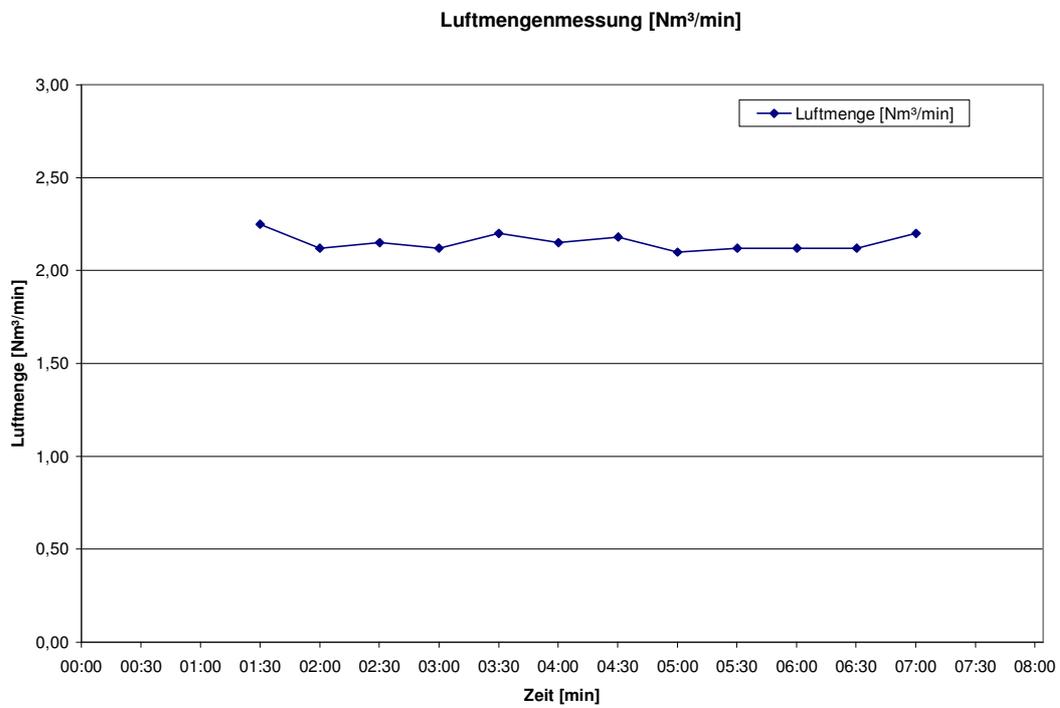


Bild 6.187: Versuch 9: Darstellung der zugeführten Luftmenge [Nm³/min]

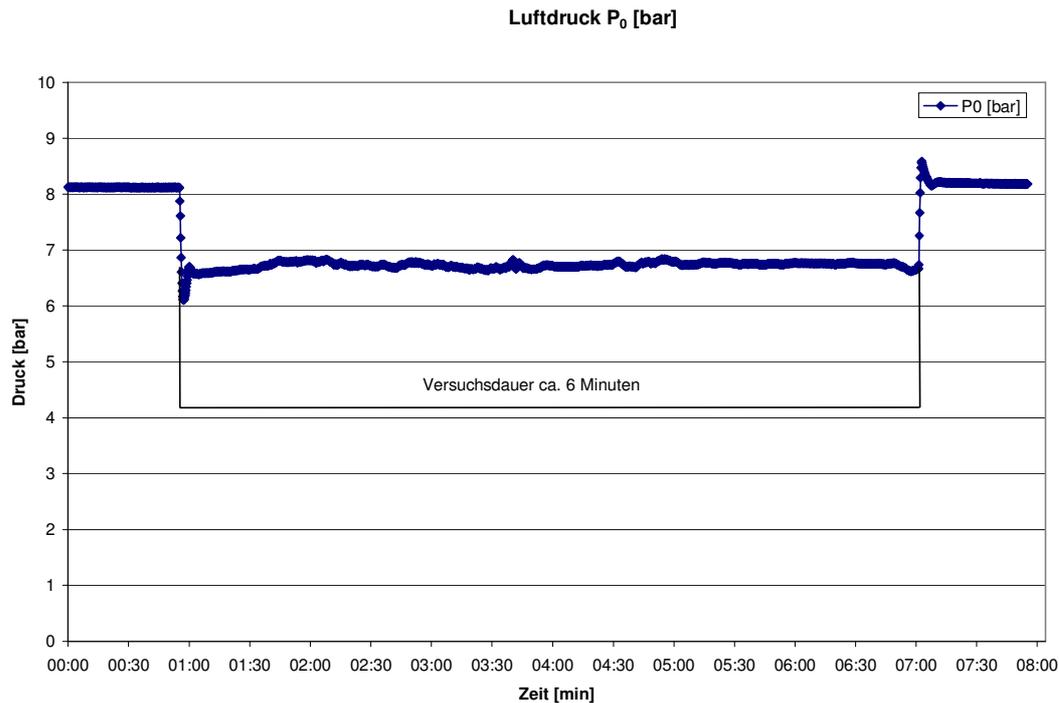


Bild 6.188: Versuch 9: Darstellung des aufgebrachtten Luftdrucks [bar]

6.3.10 Versuch 10

Die 15 cm dicke untere Bettungsschicht aus dem Versuchssand 0/2 wurde nicht verdichtet, sondern nur lose geschüttet und glatt gezogen und nach Einbau des Versuchsrohres bis ca. 30 cm über Rohrscheitel überschüttet. Anschließend wurde die komplette Leitungszone zunächst mit dem Innenverdichter über einen Zeitraum von 6 Minuten und anschließend mit dem leichten Verdichtungsgerät verdichtet. Der Rohrgraben wurde bis zur Oberkante mit dem Versuchssand 0/2 verfüllt und noch einmal mit dem leichten Verdichtungsgerät verdichtet. Zum Abschluss des Versuches wurde wiederum zur Simulation erhöhter Erdlasten mit dem hydraulischen Druckzylinder eine Maximallast von 350 kN aufgebracht, die, beginnend mit 50 kN, um jeweils 50 kN bis zum Erreichen der Maximallast gesteigert wurde. Jede Laststufe wurde ca. eine Minute gehalten.

Zwischen allen Versuchsschritten wurden die in Tabelle 6.14 aufgeführten Messungen durchgeführt.

Tabelle 6.14: Versuch 10: Auflistung der während des Versuches durchgeführten Messungen

	Lage- änderung	Setzung	Druckfolie	Luftmenge	Rammson- dierung
Einbau der 15 cm dicken unteren Bettungsschicht aus Sand 0/2 ohne Verdichtung					
Rohreinbau	X (Nullmessung)				
Einbau Sand 0/2 bis 30 cm über Rohrscheitel	X	X (Nullmessung)			
Innenverdichter*	X	X		X	
Leichtes Verdichtungsgerät	X				
Auffüllung mit Sand 0/2 bis OK Rohrgraben	X				
Leichtes Verdichtungsgerät	X				
Bis Maximallast 350 kN	X		X		
Entlastung	X				X
* Der Innenverdichter wurde in einer Zeitspanne von ca. 6 Minuten durch das Rohr gezogen					

6.3.10.1 Lageänderung des Rohrstranges

Bild 6.189 und Bild 6.190 zeigen die mittels Nivelliergerät gemessenen Verschiebungen des eingebauten Rohrstranges nach jedem Arbeitsschritt.

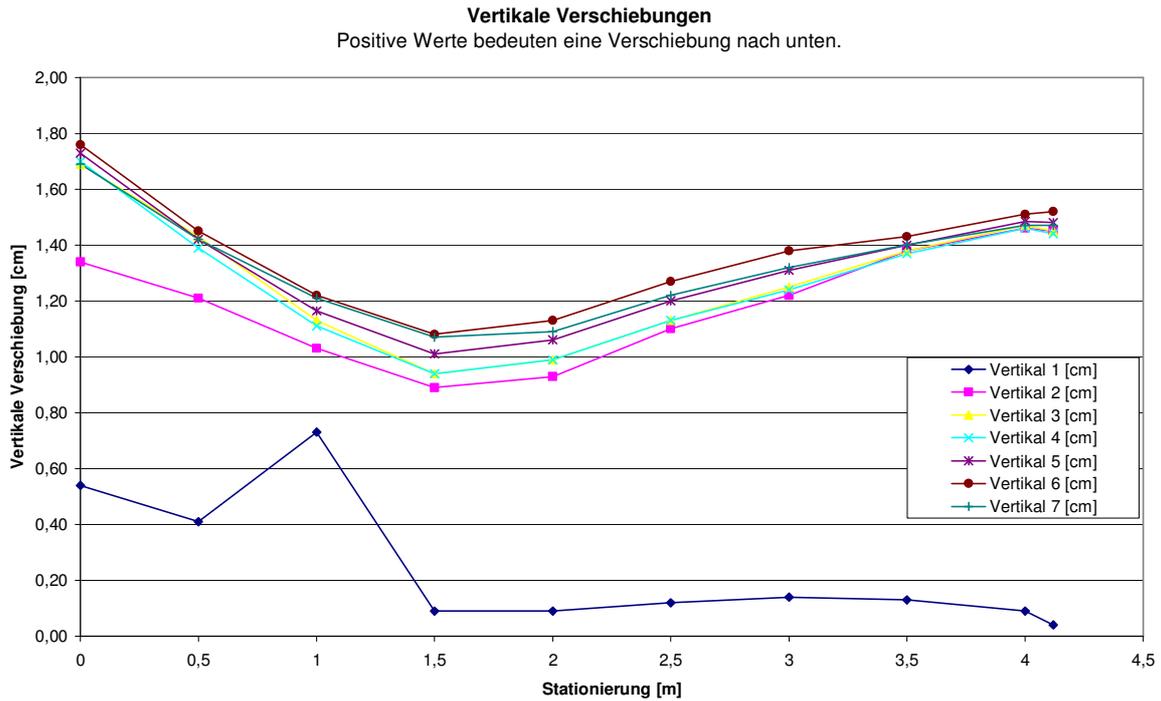


Bild 6.189: Versuch 10: Vertikale Verschiebungen des Rohrstranges

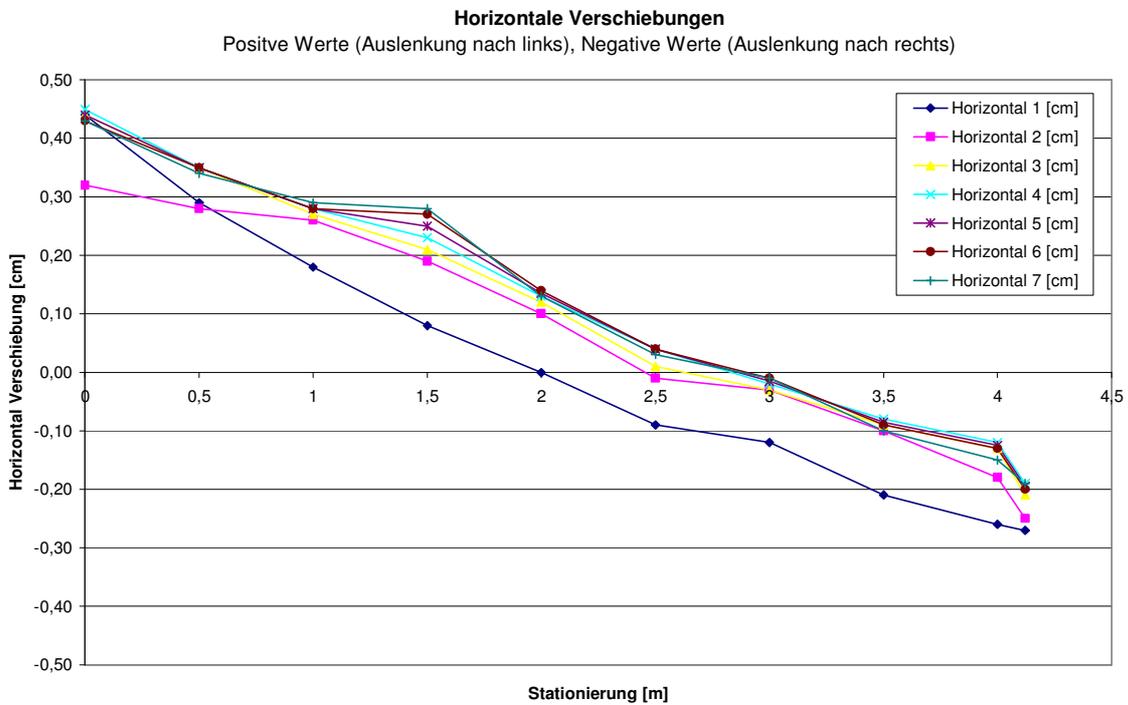


Bild 6.190: Versuch 10: Horizontale Verschiebungen des Rohrstranges

6.3.10.2 Setzungsmessungen

Im Folgenden sind die gemessenen Setzungen in der Leitungszone nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1) und des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2) dargestellt. Die ursprüngliche Einbauhöhe des Verfüllmaterials betrug bei Durchführung der Nullmessung ca. 30 cm über Rohrscheitel.

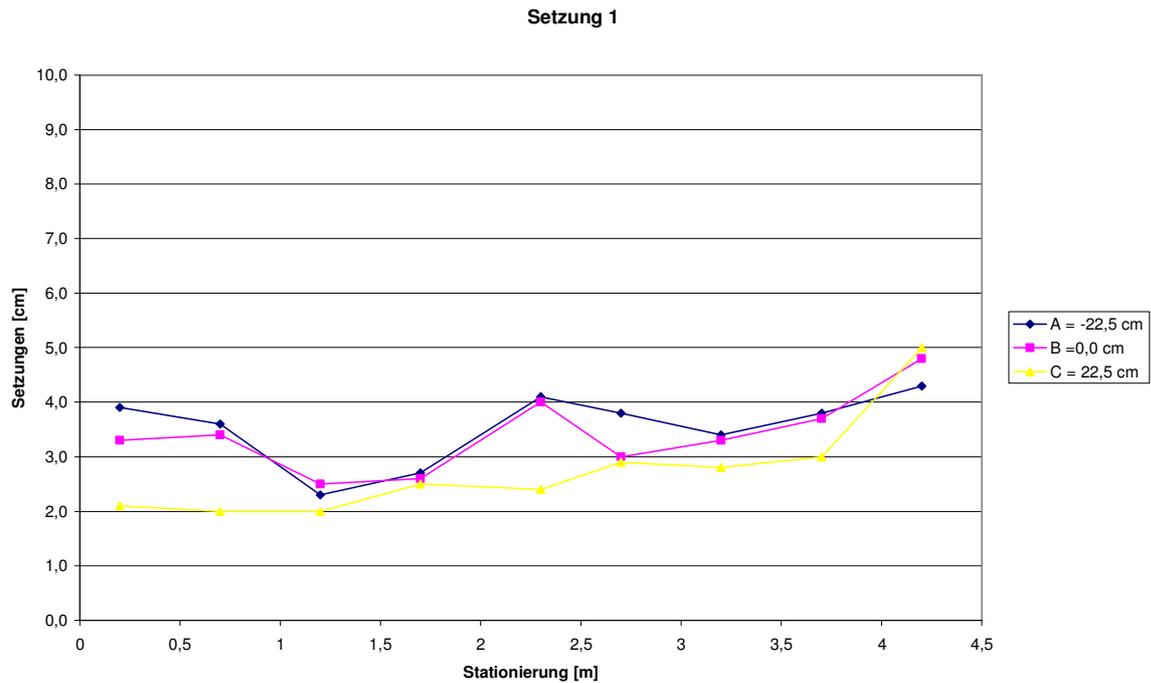


Bild 6.191: Versuch 10: Setzungen nach Einsatz des Innenverdichters (Setzung 1)

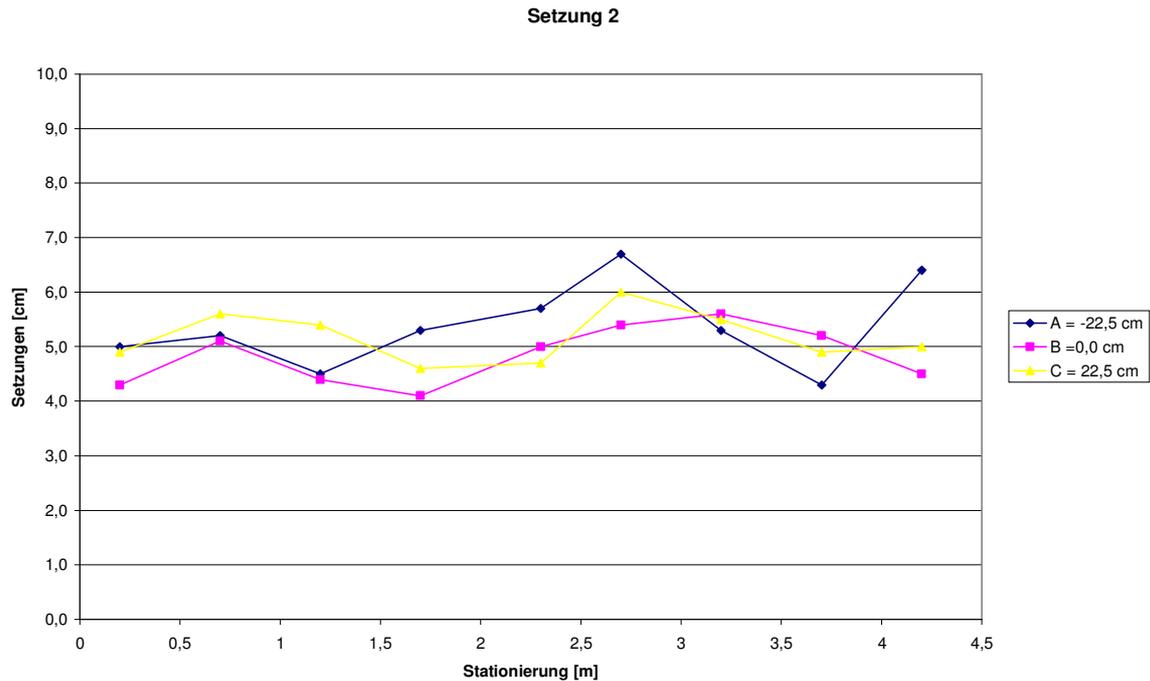


Bild 6.192: Versuch 10: Setzungen nach Einsatz des leichten Verdichtungsgerätes (Setzung 2)

6.3.10.3 Rammsondierungen

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind in der Anlage 2 in den Bildern 1 bis 94 dargestellt. Die Lage der Punkte für die Rammsondierungen kann Bild 6.36 A, Abschnitt 6.2.4.8 entnommen werden. Durch ihr Eigengewicht sank die Rammsonde bereits in den verdichteten Boden ein, so dass die Schlagzahlen N_{10} erst ab dieser Tiefe aufgeführt sind. Die erhöhten Werte ab einer Tiefe von 10 dm sind darauf zurückzuführen, dass die Rammsonde hier auf den verfestigten Flüssigboden gestoßen ist und somit einen größeren Widerstand überwinden musste.

6.3.10.4 Druckfolienmessungen

In Bild 6.201 ist der mittels der angebrachten Druckfolien gemessene Druck am Rohr sowohl im Sohl- als auch im Scheitelbereich dargestellt. Die Abbildung zeigt Einzelaufnahmen für die Laststufen 50 bis 350 kN, aufgebracht mit einem hydraulischen Druckzylinder. Gesteigert wurde die Last in 50 kN Schritten.

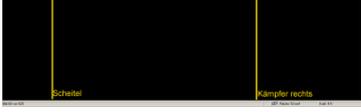
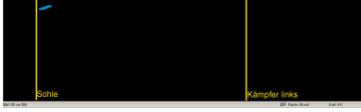
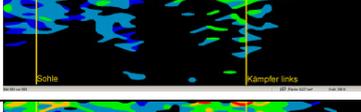
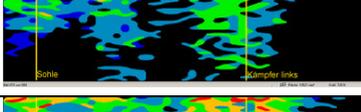
Frame	F [N] links	Scheitel	eingel. Last [kN]	Frame	F [N] rechts	Sohle
20-80	3-4		50	80-140	4-5	
95-155	17-29		100	150-210	15-17	
165-225	64-80		150	220-280	51-66	
240-300	159-186		200	295-355	139-166	
310-370	285-303		250	365-425	357-406	
385-440	393-408		300	440-495	685-751	
460-520	518-530		350	515-575	1081-1153	

Bild 6.201: Versuch 10: Druckverteilung im Rohrumfang, mit Belastung in Laststufen 50 bis 350 kN

6.3.10.5 Verdichtungskontrolle

Die Bestimmung der Dichte erfolgte mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]. Es wurden insgesamt 15 Proben an den am MVS definierten und eingezeichneten Positionen 1 / 3 / 5 / 7 / 9 im Bereich der linken und rechten Seitenverfüllung sowie der Abdeckung entnommen (s. Bild 6.36 A). Untersucht wurde der Versuchssand 0/2.

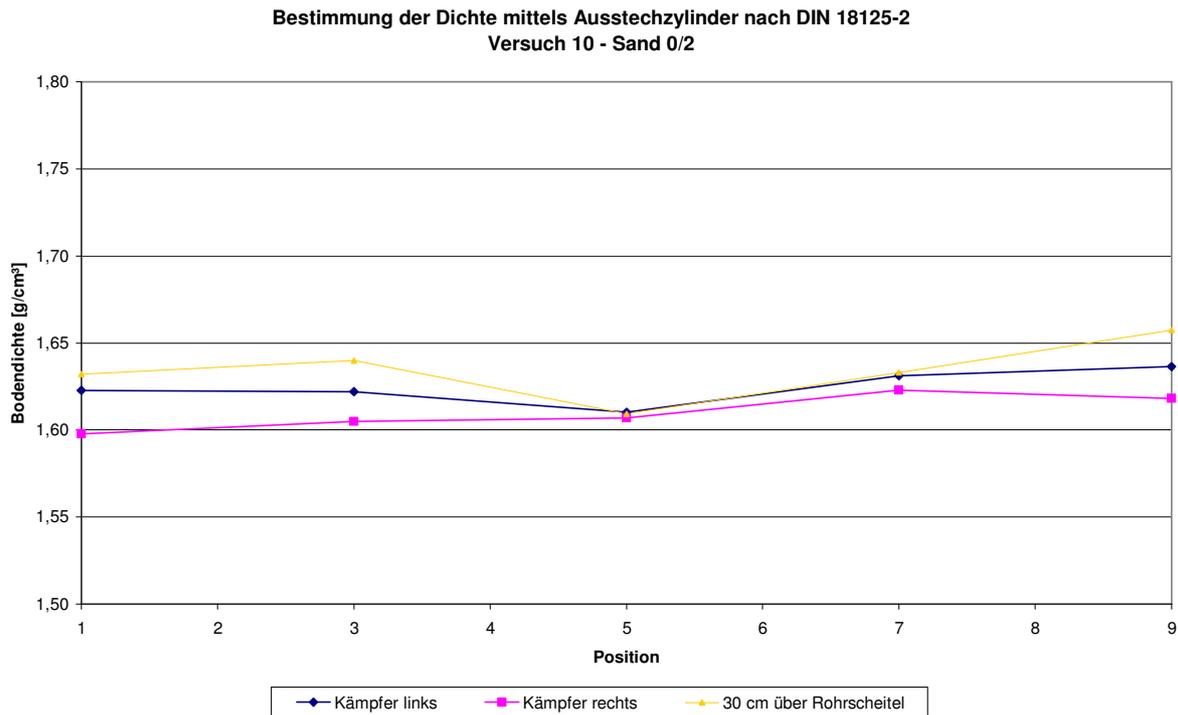


Bild 6.202: Versuch 10: Trockendichte des Sandes 0/2, ermittelt mit dem Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125-2 [45]

6.3.10.6 Luftdruck- und Luftmengenmessung

Während des Einsatzes des Innenverdichters wurden über die komplette Zeitspanne von 6 Minuten sowohl der aufgebrachte Luftdruck als auch die durchfließende Luftmenge gemessen. Der Luftdruck wurde dabei über einen Drucksensor aufgenommen und die Daten konnten anschließend am Messrechner ausgelesen werden. Am Luftmengenmessgerät wurde die durchfließende Luftmenge im Abstand von 30 Sekunden abgelesen und aufgezeichnet (s. Bild 6.186). In den Bildern 6.203 und 6.204 sind der Verlauf des aufgebrachten Luftdrucks und der durchgeflossenen Luftmenge dargestellt.

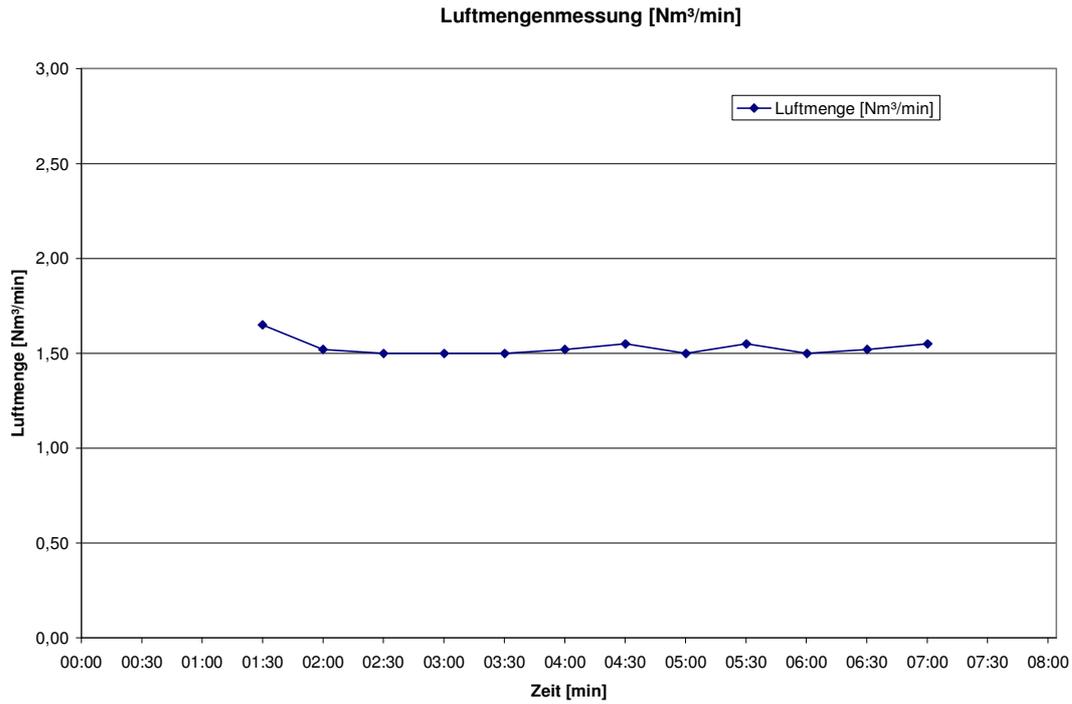


Bild 6.203: Versuch 10: Darstellung der zugeführten Luftmenge [Nm³/min]

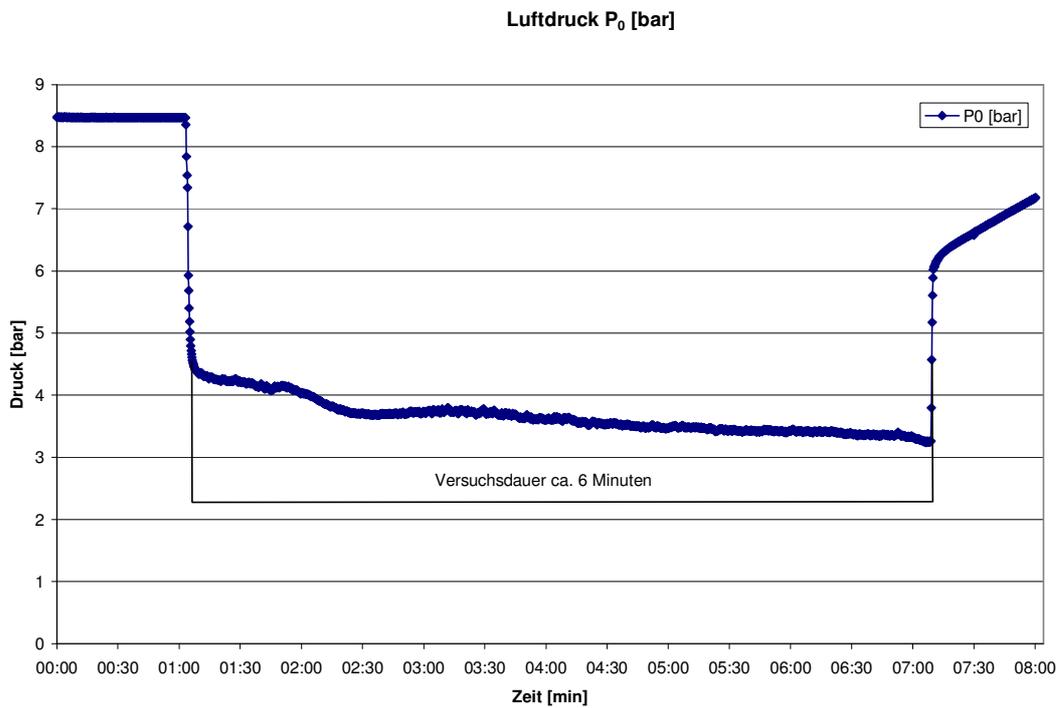


Bild 6.204: Versuch 10: Darstellung des aufgebracht Luftdrucks [bar]

6.4 Zusammenfassung der Versuchsergebnisse

Der Vergleich der dargestellten Versuchsergebnisse der 10 Einzelversuche erfolgt nachfolgend in zwei Abschnitten. In der Versuchsreihe A, Versuche 1 bis 5, wurden unterschiedliche Bettungs- bzw. Verfüllmaterialien, Rohrwerkstoffe und Rohrgeometrien untersucht. Diese werden, beziehungsweise auf den „Referenzversuch“ Versuch 6 nach DIN EN 1610 [7], untereinander verglichen. Im Vordergrund stehen dabei die durch Setzungsmessungen, Rammsondierungen, Druckfolienmessungen und Verdichtungskontrollen gewonnenen Erkenntnisse zum Verdichtungserfolg durch den Einsatz des Innenverdichters. Gleiches erfolgt mit den in der Versuchsreihe B durchgeführten Versuchen 7 bis 10. Diese sind bzgl. der verwendeten Verfüllmaterialien, Rohrwerkstoffe und Rohrgeometrien untereinander identisch. Versuchs-Variationen betreffen die Veränderung der Einsatzparameter des Innenverdichters, bspw. die Dauer beim Durchziehen durch den Rohrstrang und die Häufigkeit des Einsatzes des leichten Verdichtungsgeräts. Versuch 6 dient hier ebenfalls als Referenzversuch.

6.4.1 Versuchsreihe A

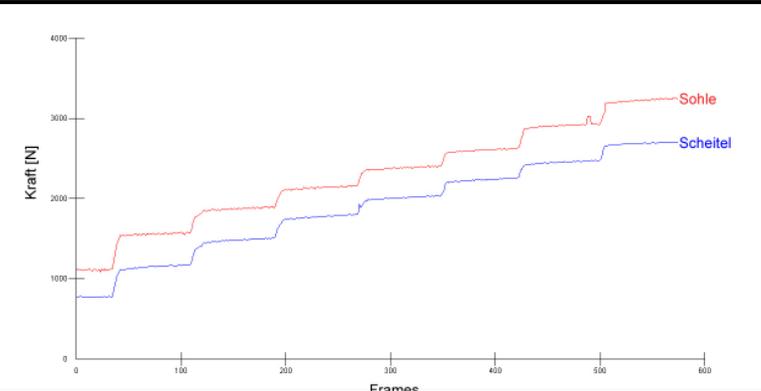
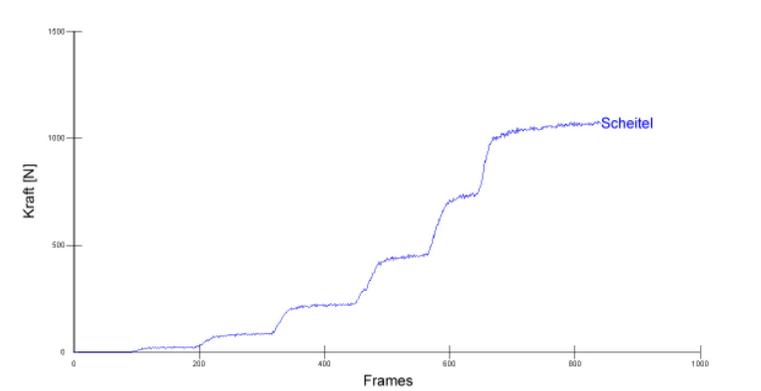
Versuch 2, Versuch 4 und Versuch 5 sind bis auf den verwendeten Rohrwerkstoff und die Rohrgeometrie nahezu identisch durchgeführt worden. Es wurde jeweils eine ca. 15 cm dicke untere Bettungsschicht eingebracht, die mit dem leichten Verdichtungsgerät in drei Verdichtungsgängen verdichtet wurde. Auf dieser Schicht wurde der Rohrstrang aufgelagert und anschließend ca. 30 cm über Rohrscheitel überschüttet, bevor der Innenverdichter zum Einsatz kam. Die so verdichtete Leitungszone wurde dann mit dem leichten Verdichtungsgerät in drei Verdichtungsgängen nachverdichtet. Beendet wurden die Versuche mit dem Einbau der Hauptverfüllung bis Oberkante Rohrgraben und einer erneuten Verdichtung mit dem leichten Verdichtungsgerät in drei Verdichtungsdurchgängen. Als Verfüllmaterial wurde wie beim Referenzversuch 6 ein Sand 0/2 verwendet. Lediglich beim Versuch 2 wurde als Hauptverfüllung ein Sand 0/8 eingesetzt.

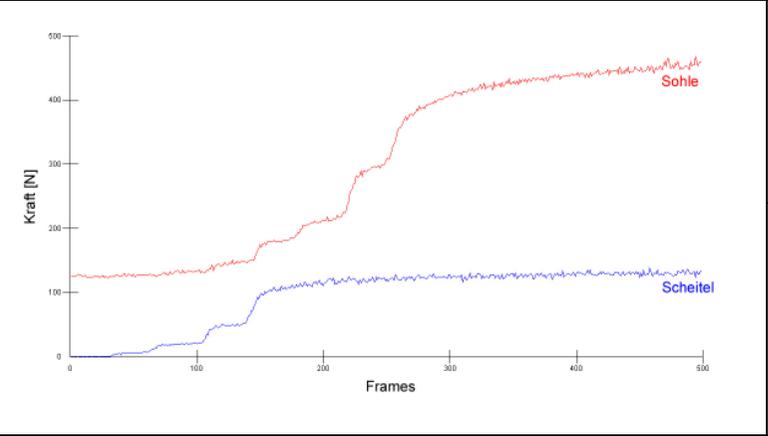
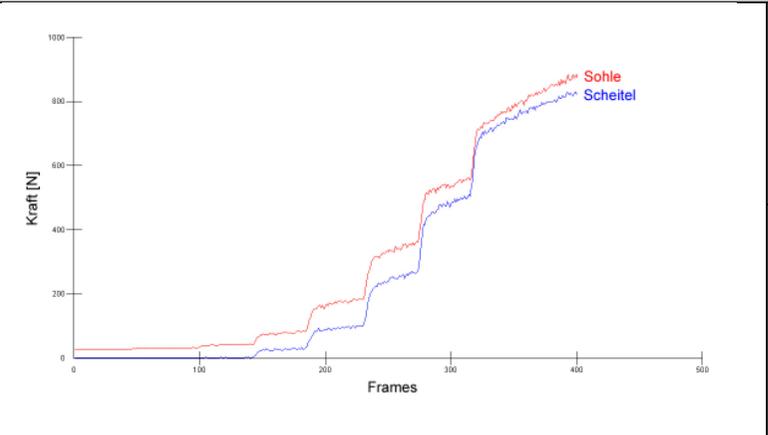
Sowohl beim Versuch 2 als auch beim Versuch 4 wurde ein PE-Rohr DA 225 verwendet. Unterschieden haben sich die beiden Rohrstränge, indem im Versuch 4 ein Sattelstück und ein 45° Abzweig in den Rohrstrang eingebaut und verschweißt wurden. Beim Versuch 5 wurde hingegen ein Rohrstrang aus fünf PVC-Einzelrohren DN

250 eingesetzt. Die wesentlichen Versuchsergebnisse sind in Tabelle 6.15 dargestellt.

Ausgeklammert werden nachfolgend für den Vergleich mit dem Referenzversuch die Versuche 1 und 3. Versuch 1 wurde zum Einen mit einem anderen Boden, Splitt 2/8, zur Herstellung der Leitungszone und der Hauptverfüllung bis OK Rohrgraben durchgeführt. Zum Anderen wurde hier der Innenverdichter zweimal eingesetzt. Im Versuch 3 wurde der Versuchssand 0/2 nach Einbau und Ausrichtung des Rohres bis Oberkante Rohrgraben aufgeschüttet. Erst dann kamen der Innenverdichter und das leichte Verdichtungsgerät zum Einsatz. Die wesentlichen Versuchsergebnisse sind in der Tabelle 6.16 dargestellt.

Tabelle 6.15: Vergleich der Versuche 2, 4 und 5 mit dem Referenzversuch 6

	Verdichtungskontrolle mittels Ausstechzylinder (Mittelwert) [g/cm ³]			Setzungsmessung (Mittelwert) [cm] ca. 30 cm über Rohrscheitel nach Einsatz		Entwicklung des Gesamt-Bettungsreaktionsdrucks [N] bei zunehmender Laststufe, sowohl für die Scheitelfolie (blau) als auch für die Sohlfolie (rot), mit Angabe des gemessenen Maximaldrucks [N]
	Scheitel	Kämpfer links	Kämpfer rechts	Innenverdichter	leichtes Verdichtungsgerät	
Versuch 6 (DIN EN 1610)	1,66	1,63	1,63	-	4,8	 <p>3246 N</p> <p>2705 N</p>
Versuch 2	-	1,58	1,59	3,7	6,8	 <p>1045</p>

	Verdichtungskontrolle mittels Ausstechzylinder (Mittelwert) [g/cm ³]			Setzungsmessung (Mittelwert) [cm] ca. 30 cm über Rohrscheitel nach Einsatz		Entwicklung des Gesamt-Bettungsreaktionsdrucks [N] bei zunehmender Laststufe, sowohl für die Scheitelfolie (blau) als auch für die Sohlfolie (rot), mit Angabe des gemessenen Maximaldrucks [N]
	Scheitel	Kämpfer links	Kämpfer rechts	Innenverdichter	leichtes Verdichtungsgerät	
Versuch 4	1,71	1,66	1,66	3,5	6,4	
Versuch 5	1,74	1,72	1,70	3,2	7,0	

Bei der Messung des **Bettungsreaktionsdrucks** mittels der am Rohrstrang applizierten Druckfolien wurden für den Referenzversuch 6 bei Belastung durch den eingebauten Boden Bettungsreaktionsdrücke von ca. 1000 N sowohl für die Scheitel- als auch für die Sohlfolie gemessen. In der Auswertung war eine relativ gleichmäßige Steigerung der Laststufen und des gemessenen Druckes zu erkennen.

Im Gegensatz dazu zeigte sich bei den Vergleichsversuchen 2, 4 und 5 der Versuchsreihe A kein so klar abgegrenztes Bild bei der Messung des Bettungsreaktionsdrucks. Der Ausgangsdruck am Rohr, hervorgerufen durch die Erdlast des eingebauten Bodens, bewegte sich zwischen 0 N und 130 N. Die Steigerung der Laststufen war nicht so eindeutig erkennbar. Im Versuch 2 vergrößerte sich die Zunahme des gemessenen Drucks mit der Erhöhung der Laststufe. Die absoluten Werte nahmen bei höherer Laststufe stärker zu als bei den Anfangslaststufen. Im Diagramm für Versuch 4 sind kaum noch einzelne Laststufen auszumachen. Dies könnte an der ungleichmäßigeren Verteilung des Drucks über den gesamten Rohrstrang gelegen haben, da bei diesem Versuch das eingebaute Rohr mit einem 45°-Abzweig und einem Sattelstück versehen war. Der Maximalwert, der nach Aufbringen der Laststufe 350 kN gemessen wurde, betrug für diesen Versuch im Scheitelbereich ca. 130 N und im Sohlbereich 460 N. Dies sind die niedrigsten gemessenen Werte für alle 10 Einzelversuche. In Versuchsreihe A waren bei allen Vergleichsversuchen die gemessenen Bettungsreaktionsdrücke wesentlich niedriger als beim Referenzversuch. Der Unterschied bei maximaler Laststufe betrug hier lediglich 43 N im Vergleich zu 541 N beim Referenzversuch.

Auffallend ist generell, dass bei allen Versuchen der gemessene Druck im Sohlbereich des Rohrstrangs größer war als im Scheitelbereich. Dabei war für den Versuch 5 die mit Abstand geringste Differenz der gemessenen Drücke für den Sohl- und den Scheitelbereich zu verzeichnen.

Für den Referenzversuch wurden mittels Ausstechzylindern **Trockendichten** ermittelt, aus denen ein mittlerer Verdichtungsgrad von 94 % D_{Pr} abgeleitet werden konnte. Für die Versuche 4 und 5 ergaben sich höhere Werte der Trockendichte als beim Referenzversuch, die mit Verdichtungsgraden von i.M. 96 % D_{Pr} bzw. 98 % D_{Pr} korrespondieren. Lediglich bei Versuch 2 war eine um ca. 0,05 g/cm³ niedrigere Trockendichte und damit ein Verdichtungsgrad von 91 % D_{Pr} ermittelt worden. Sofern bestimmt, war bei allen Versuchen die Trockendichte und damit der Verdichtungs-

grad im Bereich der Abdeckung größer als Trockendichte/Verdichtungsgrad im Kämpferbereich.

Hinsichtlich der vertikalen **Verschiebungen** des Rohrstrangs ist festzuhalten, dass diese beim Referenzversuch geringer ausfielen (max. rd. 0,6 cm) und der größte Verschiebungsbetrag (rd. 0,4 cm) durch den Einbau der Hauptverfüllung hervorgerufen wurde. Bei den Versuchen 2, 4 und 5 wurde in vertikaler Richtung eine maximale Gesamtverschiebung von etwa 1 cm gemessen, die im Wesentlichen durch den Innenverdichter verursacht wurde. Der Einbau der Hauptverfüllung hatte in diesem Fall keine wesentlichen Einwirkungen mehr. In Summe waren die vertikalen Verschiebungen des Rohrstrangs bei allen Versuchen nach unten gerichtet. Bezüglich der horizontalen Verschiebungen unterschieden sich die Vergleichsversuche – abgesehen von einer größeren Streuung der Einzelwerte – vom Referenzversuch praktisch nicht. Die überwiegend nach links gerichteten horizontalen Verschiebungen wurden im Wesentlichen durch den Einbau des Verfüllmaterials in die Leitungszone bzw. den Einsatz des Innenverdichters verursacht und wiesen einen Maximalwert von insgesamt i.M. rd. 0,4 cm auf.

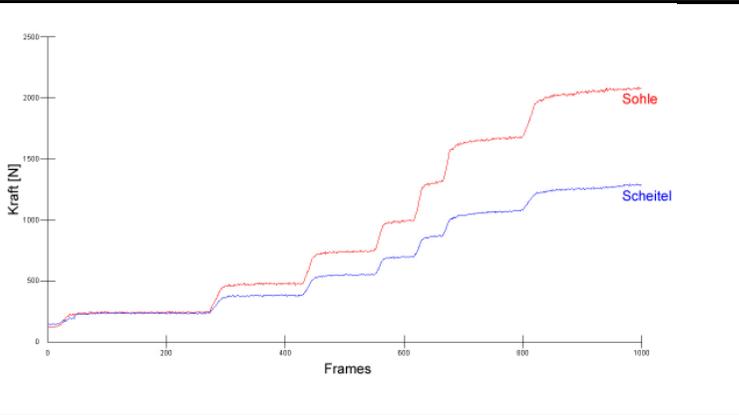
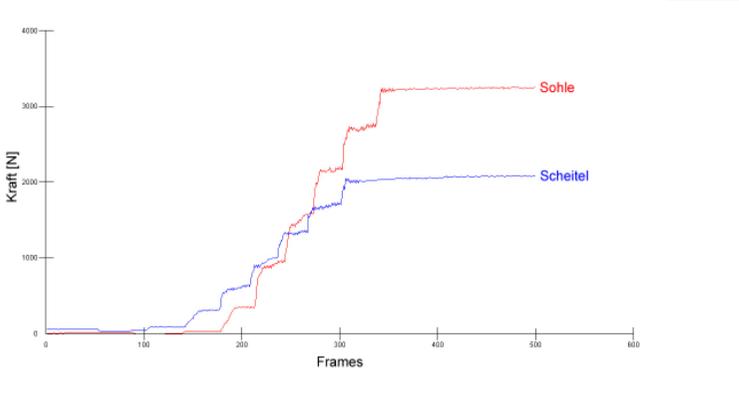
Die nahezu identischen **Setzungen**, hervorgerufen nur durch den Einsatz des Innenverdichters, waren mindestens 1 cm kleiner als die beim Referenzversuch durch das leichte Verdichtungsgerät bewirkten Setzungen. Qualitativ kann davon ausgegangen werden, dass entsprechend im Bereich der Abdeckung bei einer Verdichtung nur mittels Innenverdichter eine geringere Verdichtung erzielt wird und oberflächennah lockerere Bereiche verbleiben. Hierfür spricht auch, dass bei Nachverdichtung mit dem leichten Verdichtungsgerät insgesamt um bis zu ca. 2 cm größere Setzungen aufgezeichnet wurden.

Die **Rammsondierungen** ergaben bei den Versuchen 2, 4 und 5 ähnliche Ergebnisse. Bis zum Erreichen des Rohrscheitels wurde bei i.A. zunehmenden Schlagzahlen N_{10} eine lockere bis mitteldichte Lagerungsdichte belegt. Auf Rohrniveau nahmen die Schlagzahlen N_{10} z.T. geringfügig wieder ab, aufgrund der ermittelten Schlagzahlen N_{10} kann dennoch von einer mitteldichten Lagerungsdichte ausgegangen werden. Auf Grundlage empirisch ermittelter Ansätze (s. Tabelle 6.4) kann für das verwendete Verfüllmaterial bei einer mitteldichten Lagerungsdichte von einem Verdichtungsgrad von $\geq 95\%$ D_{Pr} ausgegangen werden. Damit werden die über die Dichtebestimmungen ermittelten Verdichtungsgrade dem Grunde nach bestätigt. Unmittelbar

unter Niveau Rohrsohle wurde bei deutlich erhöhten Schlagzahlen N_{10} eine mitteldichte bis dichte Lagerungsdichte der unteren Bettungsschicht festgestellt, was einem Verdichtungsgrad von $\geq 95 \% D_{Pr}$ bis $\geq 98 \% D_{Pr}$ entspricht. Die Ergebnisse der Rammsondierungen ähneln den Ergebnissen für den Referenzversuch, jedoch liegt beim Referenzversuch unmittelbar unter Rohrsohle bereits eine dichte Lagerungsdichte vor.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass die Unterschiede im Versuchsaufbau nur einen geringen Einfluss auf die Ergebnisse der Versuche 2, 4 und 5 hatten. Die Ergebnisse des Bettungsreaktionsdrucks unterschieden sich hingegen wesentlich bei allen Versuchen, die zuvor beschrieben wurden.

Tabelle 6.16: Darstellung der Versuche 1 und 3 aus Versuchsreihe A

	Verdichtungskontrolle mittels Ausstechzylinder (Mittelwert) [g/cm ³] und dem Ballonverfahren für Versuch 1			Setzungsmessung (Mittelwert) [cm] ca. 30 cm über Rohrscheitel nach Einsatz		Entwicklung des Gesamt-Bettungsreaktionsdrucks [N] bei zunehmender Laststufe, sowohl für die Scheitelfolie (blau) als auch für die Sohlfolie (rot), mit Angabe des gemessenen Maximaldrucks [N]
	Scheitel	Kämpfer links	Kämpfer rechts	Innenverdichter	leichtes Verdichtungsgerät	
Versuch 1	1,69	-	-	1. Einsatz	2. Einsatz	
				1,5	1,8	
Versuch 3	1,65	1,60	1,61	5,5	10,0	

Der Ausgangsdruck am Rohr, hervorgerufen durch die Erdlast des eingebauten Bodens, bewegte sich zwischen 0 N und 150 N. Die gemessenen **Bettungsreaktionsdrücke** ergaben für die Versuche 1 und 3 in der Versuchsreihe A die höchsten Werte. Der maximale Sohlwert bei Versuch 3 betrug 3240 N und war vergleichbar mit dem maximalen Wert des Referenzversuchs. Bedingt durch die Verfüllung des Leitungsgabens in einem Zuge waren die gemessenen Scheitelwerte zunächst höher als die Sohlwerte und erst ab der Laststufe 200 kN wurde der Umkehrpunkt erreicht. Die Zunahme der gemessenen Drücke war in diesem Versuch regelmäßig, nur die Steigerung der Drücke im Sohlbereich war für die einzelnen Laststufen höher als im Scheitelbereich. Auch beim Versuch 1 war die Steigung der Kurven für Sohle und Scheitel unterschiedlich. Die Maximalwerte für diesen mit Splitt 2/8 als Verfüllmaterial in der Leitungszone durchgeführten Versuch betragen in der Sohle rd. 1250 N und im Scheitel rd. 2050 N und waren größer als bei den Vergleichsversuchen 2, 4 und 5 der Versuchsreihe A.

Wie bei den anderen Versuchen der Versuchsreihe A war bei beiden Versuchen der gemessene Druck im Sohlbereich des Rohrstrangs größer als im Scheitelbereich.

Die beim Versuch 3 ermittelte mittlere **Trockendichte** entsprach in etwa den Werten aus den vorherigen Versuchen und korrespondiert mit einem Verdichtungsgrad von 93 % D_{Pr} . Auch bei Versuch 3 war die Trockendichte und damit der Verdichtungsgrad im Bereich der Abdeckung größer als Trockendichte/Verdichtungsgrad im Kämpferbereich. Mit der in der Abdeckung ermittelten Trockendichte des Splitts 2/8 aus Versuch 1 von 1,69 g/cm³ ergab sich ein Verdichtungsgrad von 106 % D_{Pr} . Dabei ist zu berücksichtigen, dass die im MVS für den Splitt ermittelten Trockendichten aufgrund der Ungenauigkeiten, mit der das Ballonverfahren nach DIN 18125-2 [45] in diesem Material behaftet ist, ebenfalls mit einer gewissen Ungenauigkeit behaftet sind.

Die in Summe nach unten gerichteten vertikalen Verschiebungen fielen bei Versuch 1 (max. rd. 1,4 cm) und Versuch 3 (max. rd. 1,1 cm) ebenfalls größer aus als beim Referenzversuch. Der größte Verschiebungsbetrag wurde durch den (ersten) Durchgang des Innenverdichters hervorgerufen. Die weiteren Arbeitsschritte hatten diesbezüglich insbesondere bei Versuch 3 nur untergeordnete Auswirkungen. Bezüglich der horizontalen Verschiebungen unterschieden sich die Vergleichsversuche vom Referenzversuch praktisch nicht. Die horizontalen Verschiebungen wurden im Wesentlichen durch den Einbau des Verfüllmaterials in die Leitungszone, den (ersten)

Durchgang des Innenverdichters und bei Versuch 1 vor allem durch die zusätzliche Auflast verursacht und wiesen einen Maximalwert von i.M. rd. 0,4 cm auf.

Auffällig sind bei Versuch 1 und 3 die Unterschiede bei den Ergebnissen der Setzungsmessung. Die **Setzungen**, hervorgerufen nur durch den Einsatz des Innenverdichters, waren bei Versuch 1 ca. 3 cm kleiner als die beim Referenzversuch nur durch das leichte Verdichtungsgerät bewirkten Setzungen. Der zweite Durchgang des Innenverdichters trug nur zu einem geringen Teil zu diesen Setzungen bei. Die Gesamtsetzung nach Nachverdichtung mit dem leichten Verdichtungsgerät betrug beim Versuch 1 ca. 3,1 cm im Vergleich zu 4,8 cm, die während des Referenzversuchs gemessen wurden. Während bei Versuch 1 der Verdichtungseffekt in dem grobkörnigeren, gebrochenen Verfüllmaterial sowohl beim Einsatz des Innenverdichters als auch des leichten Verdichtungsgeräts wesentlich geringer als bei den mit dem Versuchssand 0/2 durchgeführten Versuchen war, wies Versuch 3 die größten gemessenen Setzungen innerhalb der Versuchsreihe auf. Allein durch den Einsatz des Innenverdichters setzte sich der Boden an der Oberkante Rohrgraben um 5,5 cm und damit um 0,7 cm mehr als beim Referenzversuch mit dem leichten Verdichtungsgerät. Mit der Nachverdichtung durch das leichte Verdichtungsgerät setzte sich der Boden dann um insgesamt 10,0 cm.

Die **Rammsondierungen** ergaben bei den Versuchen 1 und 3 unterschiedliche Ergebnisse. Bis zum Erreichen des Rohrscheitels wurde bei Versuch 1 eine lockere bis mitteldichte Lagerungsdichte festgestellt, wobei die Schlagzahlen N_{10} bei diesem Versuch als einzigem Versuch bereits über Rohrscheitel wieder abnahmen. Auf Rohrniveau war bei Versuch 1 durch die Schlagzahlen N_{10} lediglich eine lockere bis mitteldichte Lagerungsdichte (Verdichtungsgrad nach Tabelle 6.4 in einer Größenordnung von bis zu 95 % D_{Pr}) belegt, während die untere Bettungsschicht von einer überwiegend mitteldichten Lagerungsdichte schnell in eine dichte Lagerungsdichte (Verdichtungsgrad nach Tabelle 6.4 von ≥ 95 % D_{Pr} bis ≥ 98 % D_{Pr}) übergeht.

Bei Versuch 3 wurde eine erste Reihe von Rammsondierungen durchgeführt, nachdem der Innenverdichter im bis zur OK aufgefüllten Rohrgraben eingesetzt wurde. Eine zweite Reihe von Rammsondierungen wurde nach Durchführung des gesamten Versuchs und Wiederausbau der Hauptverfüllung durchgeführt. Nach Einsatz des Innenverdichters wurde dabei bis zum Erreichen des Rohrscheitels überwiegend eine nur sehr lockere-, untergeordnet eine lockere Lagerungsdichte festgestellt. Auf

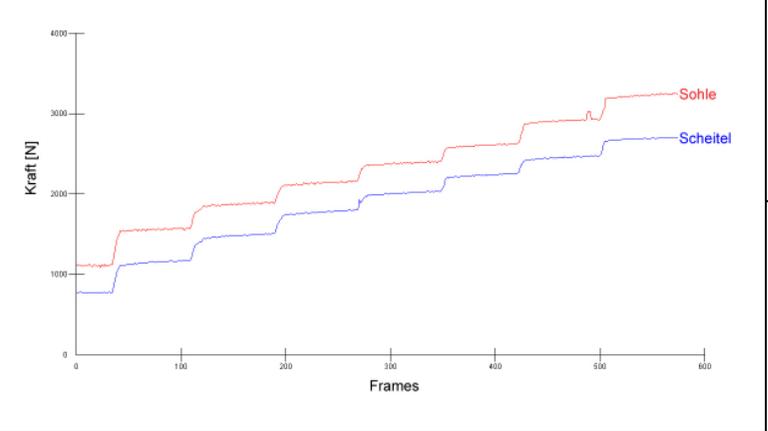
Rohrniveau wurde bei starker Streuung der Schlagzahlen N_{10} eine sehr lockere bis mitteldichte, i.M. lockere Lagerungsdichte ermittelt. Unmittelbar unter Rohrsohle ging ausweislich der Schlagzahlen N_{10} die Lagerungsdichte in der unteren Bettungsschicht zumeist von einer überwiegend mitteldichten Lagerungsdichte schnell in eine dichte Lagerungsdichte (Verdichtungsgrad von $\geq 95\% D_{Pr}$ bis $\geq 98\% D_{Pr}$ nach Tabelle 6.4) über. Nach Wiederausbau der Hauptverfüllung wurde bei geringfügig erhöhten Schlagzahlen N_{10} bis zum Erreichen des Rohrscheitels überwiegend eine lockere-, untergeordnet eine sehr lockere oder auch mitteldichte Lagerungsdichte festgestellt. Auf Rohrniveau wurde bei starker Streuung der Schlagzahlen N_{10} eine überwiegend lockere, z.T. aber auch mitteldichte Lagerungsdichte ermittelt. Unmittelbar unter Rohrsohle geht ausweislich der Schlagzahlen N_{10} die Lagerungsdichte in der unteren Bettungsschicht von einer zuerst überwiegend lockeren- über eine mitteldichte Lagerungsdichte in eine dichte Lagerungsdichte (Verdichtungsgrad von $\geq 95\% D_{Pr}$ bis $\geq 98\% D_{Pr}$ nach Tabelle 6.4) über. Obwohl durch den Einbau der Hauptverfüllung und die Verdichtung mit dem leichten Verdichtungsgerät eine Nachverdichtung erreicht wurde, wurde der angestrebte Verdichtungsgrad von $95\% D_{Pr}$ in Versuch 3 nur lokal erreicht. Während für Versuch 1 mit den Rammsondierungen nur geringfügig geringere Lagerungsdichten als im Referenzversuch ermittelt wurden, waren die im Versuch 3 ermittelten Lagerungsdichten deutlich geringer.

6.4.2 Versuchsreihe B

In der Versuchsreihe B wurden ausschließlich die Einsatzparameter des Innenverdichters geändert. Für die Vergleichsversuche 7 bis 10 galten die gleichen Einbaubedingungen. Zunächst wurde eine ca. 15 cm dicke untere Bettungsschicht aus dem Versuchssand 0/2 hergestellt, die nicht verdichtet, sondern nur plan eingebaut wurde. Darauf wurde der wie in den vorherigen Versuchen mit Druckmessfolien versehene Rohrstrang aus PE gelagert und anschließend mit dem gleichen Versuchssand bis ca. 30 cm über Rohrscheitel überdeckt. Nach dem Einbau der Abdeckung kam der Innenverdichter zum Einsatz und wurde mit unterschiedlichen Ziehgeschwindigkeiten und damit auch unterschiedlichen Einsatzzeiten durch den Rohrstrang gezogen. Bei Versuch 7 wurde er in einer Zeitspanne von 2:30 Minuten durch den Rohrstrang gezogen, während der Versuche 8 bis 10 betrug die Dauer des Innenverdichtereinsatzes 6:00 Minuten. Während des Versuches 10 wurde nach der Verdichtung

mit dem Innenverdichter der Boden zusätzlich mit dem leichten Verdichtungsgerät einmal nachverdichtet. Anschließend wurde der Rohrgraben bis zur Oberkante mit dem Versuchssand 0/2 aufgefüllt und glatt abgezogen. Zum Abschluss jedes Versuchs wurden auch in dieser Versuchreihe mit dem Aufbringen einer zusätzlichen Last mittels eines hydraulischen Druckzylinders eine erhöhte Erdlast hergestellt und die Druckwerte über die am Rohr applizierten Druckmessfolien erfasst. Während und nach den einzelnen Versuchen wurden wie vorher alle Messungen wie Lageänderung des Rohrstrangs, Setzungsmessungen, Rammsondierungen und Verdichtungskontrolle durchgeführt. Zusätzlich wurde bei den Versuchen 9 und 10 eine Luftdruck- und Luftmengenmessung während des Einsatzes des mit Druckluft betriebenen Innenverdichters absolviert. Als Referenzversuch für die Auswertung und den Vergleich der einzelnen Versuchsergebnisse wurde wiederum der Versuch 6 nach DIN EN 1610 [7] herangezogen. Die Messergebnisse der Druckfolienmessungen und hinsichtlich der Verdichtung des eingebauten Bodens sind in Tabelle 6.17 dargestellt und werden anschließend beschrieben.

Tabelle 6.17: Vergleich der Versuche 7 bis 10 aus Versuchsreihe B mit dem Referenzversuch 6

	Verdichtungskontrolle mittels Ausstechzylinder (Mittelwert) [g/cm ³]			Setzungsmessung (Mittelwert) [cm] ca. 30 cm über Rohrscheitel nach Einsatz		Entwicklung des Gesamt-Bettungsreaktionsdrucks [N] bei zunehmender Laststufe, sowohl für die Scheitelfolie (blau) als auch für die Sohlfolie (rot), mit Angabe des gemessenen Maximaldrucks [N]
	Scheitel	Kämpfer links	Kämpfer rechts	Innenverdichter	leichtes Verdichtungsgerät	
Versuch 6 (DIN EN 1610)	1,66	1,63	1,63	-	4,8	
Versuch 7	1,64	1,61	1,59	2,7	-	

	Verdichtungskontrolle mittels Ausstechzylinder (Mittelwert) [g/cm ³]			Setzungsmessung (Mittelwert) [cm] ca. 30 cm über Rohrscheitel nach Einsatz		Entwicklung des Gesamt-Bettungsreaktionsdrucks [N] bei zunehmender Laststufe, sowohl für die Scheitelfolie (blau) als auch für die Sohlfolie (rot), mit Angabe des gemessenen Maximaldrucks [N]	
	Scheitel	Kämpfer links	Kämpfer rechts	Innenverdichter	leichtes Verdichtungsgerät		
							1030
Versuch 8	1,60	1,59	1,61	6,1	-		4278 1736
Versuch 9	1,63	1,64	1,61	5,1	-		

Generell sind die gemessenen **Bettungsreaktionsdrücke** in Versuchsreihe B untereinander besser vergleichbar als bei der Versuchsreihe A, da sich die Einbaubedingungen der Vergleichsversuche 7 bis 10 kaum unterschieden. Die Ausgangsdrücke ohne Erhöhung der Erdlast mittels hydraulischen Druckzylinders lagen im Gegensatz zum Referenzversuch bei nahezu allen Versuchen bei 0 N (Versuch 9: rd. 100 N). Die Messung des Bettungsreaktionsdrucks mit Hilfe der angebrachten Druckmessfolien war also erst möglich, nachdem eine zusätzliche Last aufgebracht wurde. Auffällig ist wiederum, dass die Messkurven für Scheitel und Sohle mit zunehmender Laststufe unterschiedliche Steigungen aufwiesen. Während des Referenzversuchs wurden auch hier die höchsten Maximalwerte gemessen. Lediglich für Versuch 8 ergab sich mit rd. 4300 N ein höherer Wert an der Sohlfolie als bei Versuch 6. Der Wert, der an der Scheitelfolie gemessen wurde (rd. 1740 N), war dagegen niedriger als beim Referenzversuch. Bei allen anderen Vergleichsversuchen dieser Versuchsreihe waren die gemessenen Bettungsreaktionsdrücke z.T. deutlich niedriger als beim Referenzversuch. Wie bei den Versuchen der Versuchsreihe A war bei diesen Versuchen der gemessene Druck im Sohlbereich des Rohrstrangs größer als im Scheitelbereich. Dabei war für den Versuch 10 die mit Abstand geringste Differenz der gemessenen Drücke für den Sohl- und den Scheitelbereich zu verzeichnen.

Die **Trockendichte**, ermittelt mit Ausstechzylindern nach DIN 18125-2 [45], und damit der mittlere Verdichtungsgrad des eingebauten Versuchssandes 0/2 war mit 94 % D_{Pr} beim Referenzversuch 6 größer als bei den Versuchen 7 bis 10 mit 91 bis 93 % D_{Pr} . Innerhalb der Vergleichsversuche waren nur geringe Unterschiede der Trockendichte und des daraus ermittelten Verdichtungsgrades vorhanden, welche bei den Versuchen 9 und 10 am geringsten variierten.

Hinsichtlich der vertikalen **Verschiebungen** des Rohrstrangs ist festzuhalten, dass diese mit rd. 1,0 cm (Versuch 8) bis rd. 1,75 cm (Versuch 10) größer ausfielen als beim Referenzversuch (max. rd. 0,6 cm). Der jeweils größte Verschiebungsbetrag wurde durch den Durchgang des Innenverdichters hervorgerufen, weitere nennenswerte Vertikalverschiebungen wurden vorab durch die Verfüllung der Leitungszone verursacht. In Summe waren die vertikalen Verschiebungen des Rohrstrangs auch bei Versuchsreihe B bei allen Versuchen nach unten gerichtet. Bezüglich der horizontalen Verschiebungen unterschieden sich die Vergleichsversuche – abgesehen von einer größeren Streuung der Einzelwerte – vom Referenzversuch praktisch nicht.

Die horizontalen Verschiebungen wurden im Wesentlichen durch den Einbau des Verfüllmaterials in die Leitungszone bzw. auch durch den Einsatz des Innenverdichters (Versuch 9) verursacht und wiesen einen Maximalwert von insgesamt i.M. rd. 0,5 cm auf. Durch die horizontalen Verschiebungen wurde der Rohrstrang – abgesehen von Versuch 7, bei dem die horizontalen Verschiebungen nach links gerichtet waren – geringfügig verdreht.

Größere Unterschiede ergaben sich bei der Messung der **Setzung** nach Einsatz des Innenverdichters bei einer Einbauhöhe von ca. 30 cm über Rohrscheitel. Bei dem Referenzversuch, bei dem nur das leichte Verdichtungsgerät Anwendung fand, betrug die vergleichbare Setzung 4,8 cm. Im Vergleich dazu ergab sich bei Versuch 7, mit einer Einsatzdauer des Innenverdichters von 2:30 Minuten, eine Setzung von nur 2,7 cm und für Versuch 8, mit einer Einsatzdauer von 6:00 Minuten, eine Setzung von 6,1 cm. Unter Berücksichtigung dessen, dass die untere Bettungsschicht nicht vorverdichtet war, wurde durch die mehr als doppelt so lange Einsatzzeit des Innenverdichters das Verdichtungspotential besser ausgenutzt und somit eine wesentlich größere Setzung des eingebauten Bodens erzielt. Die geringeren Setzungen bei den Versuchen 9 (5,1 cm) und 10 (3,2 cm) bei gleicher Einsatzzeit des Innenverdichters können sowohl mit Unterschieden des (nicht ermittelten) Wassergehalts des eingebauten Versuchssandes 0/2 zusammenhängen als auch mit der Menge und dem Druck der zum Betrieb des Innenverdichters zugeführten Luft. Bei beiden Versuchen wurden Luftdruck und Luftmenge aufgezeichnet und Unterschiede festgestellt (vgl. Abschnitt 6.3.9.6 und 6.3.10.6). Der aufgebrauchte Luftdruck betrug bspw. beim Versuch 9 im Mittel ca. 6,8 bar und beim Versuch 10 ca. 3,5 bar.

Die **Rammsondierungen** ergaben bei den Versuchen 7 bis 10 ähnliche, wenn auch graduell differenzierte Ergebnisse.

Für Versuch 7 wurde oberhalb des Rohrscheitels eine lockere, z.T. aber auch sehr lockere Lagerungsdichte, nachgewiesen. Auf Rohrniveau lag eine lockere, lokal auch mitteldichte Lagerungsdichte vor. Unmittelbar unter Rohrsohle wies die untere Bettungsschicht eine mitteldichte Lagerungsdichte auf, die schnell in eine dichte Lagerungsdichte überging. Für Versuch 8 wurde oberhalb des Rohrscheitels eine sehr lockere bis lockere Lagerungsdichte bestimmt. Auf Rohrniveau lag eine sehr lockere bis mitteldichte, i.M. lockere Lagerungsdichte vor. Unter Rohrsohle ging die Lagerungsdichte in der unteren Bettungsschicht nach 20 cm von einer mitteldichten in

eine dichte Lagerungsdichte über. Für Versuch 9 wurde oberhalb des Rohrscheitels i.A. eine lockere Lagerungsdichte belegt, während auf Rohrniveau eine überwiegend mitteldichte-, z.T. aber auch lockere Lagerungsdichte vorlag. Unmittelbar unter Rohrsohle wies die untere Bettungsschicht eine mitteldichte Lagerungsdichte auf, die schnell in eine dichte Lagerungsdichte überging. Über Rohrscheitel wurde für Versuch 10 i.A. ein kontinuierlicher Übergang von der lockeren zur mitteldichten Lagerungsdichte beobachtet. Auf Rohrniveau wurde bei Abnahme der Schlagzahlen N_{10} durchgängig eine mitteldichte Lagerungsdichte festgestellt. Unmittelbar unter Rohrsohle wies die untere Bettungsschicht eine mitteldichte Lagerungsdichte auf, die schnell in eine dichte Lagerungsdichte überging.

Nur bei Versuch 10 mit zusätzlicher Nachverdichtung der Leitungszone wurde der gewünschte Verdichtungsgrad von 95 % D_{Pr} in der gesamten Leitungszone erreicht. Bei Versuch 9 konnte der Verdichtungsgrad von 95 % D_{Pr} in der Seitenverfüllung nicht vollumfänglich erreicht werden. Bei diesen und allen anderen Versuche wurde aber unmittelbar unter Niveau Rohrsohle bei deutlich erhöhten Schlagzahlen N_{10} eine mitteldichte (auf 10 bis 20 cm Tiefe) bis dichte Lagerungsdichte der unteren Bettungsschicht festgestellt, was nach Tabelle 6.4 einem Verdichtungsgrad von ≥ 95 % D_{Pr} bis ≥ 98 % D_{Pr} entspricht. Ausweislich der Rammsondierungen wurde mit dem Innenverdichter also in der nicht vorverdichteten unteren Bettungsschicht der gewünschte Verdichtungsgrad erreicht. Grundsätzlich waren die Schlagzahlen N_{10} bei den Versuchen 7 bis 9 aber niedriger als bei den Versuchen der Versuchsreihe A, bei denen die verschiedenen Leitungszonen mit dem leichten Verdichtungsgerät zusätzlich verdichtet wurden. Bezogen auf die Ergebnisse der Rammsondierungen wurde nur für die Versuche 9 und 10 eine mit dem Referenzversuch vergleichbare Verdichtung erreicht.

Zusammenfassend lässt sich festhalten, dass hinsichtlich des Verdichtungsgrades bei den Versuchen 9 und 10 die besten Ergebnisse in dieser Versuchsreihe erzielt wurden. Diese wurden bei Versuch 10 durch die zusätzliche Nachverdichtung der Abdeckung mit leichtem Verdichtungsgerät begünstigt.

7 Erprobung des Innenverdichters auf Pilotbaustellen

7.1 Allgemeines

Um die praktische Funktionstüchtigkeit des Innenverdichters zur Verbesserung der Bettungseigenschaften von Kunststoffrohrleitungen unter Baustellenbedingungen zu erproben, war im Rahmen des Forschungsvorhabens dessen Einsatz auf Pilotbaustellen, bei denen Abwasserkanäle geeigneter Nennweite in offener Bauweise (konventionelle Verlegung im Rohrgraben) verlegt werden, vorgesehen.

Da der im Forschungsantrag benannte Forschungspartner – das Tiefbauamt der Stadt Meinerzhagen – zur Durchführung dieses Arbeitspaketes entgegen früherer Zusagen nicht in der Lage war, die entsprechenden Pilotbaustellen zur Verfügung zu stellen, wurde als neuer Partner die Gemeinde Möhnesee, Fachbereich Entwicklung-Bau-Umwelt gewonnen. Dieser Partnerwechsel war mit Ursache für die erforderliche zeitliche Verlängerung des Forschungsvorhabens.

Im Rahmen der Pilotbaustellenversuche wurden insgesamt sechs Versuchsabschnitte auf den Pilotbaustellen „Linkstraße“ und „Griesenbrink“ untersucht.

Die Einbaubedingungen und insbesondere auch das Körnungsspektrum des als Verfüllmaterial für die Leitungszone zu verwendenden Sandes wurden analog zu den Laborversuchen (s. Abschn. 6) festgelegt. Zur Berücksichtigung der zu erwartenden Setzungen wurde die Abdeckung gegenüber den Laborversuchen um 10 cm überhöht.

Das baubegleitende Messprogramm beinhaltete:

- Bestimmung der Höhenlage der verlegten Rohrleitung vor und nach der Verdichtung,
- Bestimmung des Verdichtungsgrades von Leitungszone und Hauptverfüllung durch
 - Laborversuche,
 - Feldversuche,
- Abnahme der Bauleistungen durch Inneninspektion und Dichtheitsprüfung.

Die notwendigen Tiefbauarbeiten für das Forschungsprojekt wurden durch die Gemeinde Möhnesee als Auftraggeber beschränkt ausgeschrieben und realisiert.

7.2 Pilotbaustelle „Linkstraße“

Die Pilotbaustelle „Linkstraße“ im Ortsteil Delecke erstreckte sich auf den Bereich von Schacht 04S0010740 nach Schacht 04S0010750G. In diesem Bereich musste ein im Jahre 1961 verlegter Abwasserkanal aus Steinzeug DN 250 erneuert werden, der in einer Wiese liegt, die als Spielfläche und Abstellplatz für Boote genutzt wird.

Diese äußeren Randbedingungen waren maßgebend für die Auswahl des Versuchstandortes, da etwaige Setzungen der Geländeoberfläche, verursacht durch eine mögliche unzureichende Verdichtung der Leitungszone, relativ unschädlich sind.

Die ca. 26,0 m lange Haltung wurde im Rahmen der Ersterfassung gem. SÜwVKan am 20.09.2000 untersucht. Dabei wurden erhebliche Schäden festgestellt, die eine Sanierung der Leitung erforderlich machten. Die Schäden bestanden im wesentlichen aus Riss- und Scherbenbildungen mit z.T. fehlenden Rohrstücken (s. Bild 7.1) und aus einem Unterbogen von rd. 3 cm zwischen den Stationen 15,6 und 25,5 m. Die Überdeckung des Kanals betrug nur rund 1,00 m.



Bild 7.1: Risse und Scherbenbildung bei Station 13,2 m in der Haltung 740 nach 750

Zum Einsatz kamen Rohre der Nennweite DN/OD 225 aus PE-HD, PE 80, SDR 17,8 nach DIN 19537 der Fa. Egeplast. Die 6,0 m langen Rohrschüsse wurden von der Firma Friatec durch Heizmuffenschweißen zu einem Rohrstrang zusammengefügt

7.2.1 Vergabe der Bauleistungen

Für die Ausschreibung der Maßnahme wurde durch die Gemeinde Möhnesee ein Leistungsverzeichnis erstellt, bei dem die forschungsspezifischen Vorgaben berücksichtigt wurden.

Der Arbeitsablauf ist im Leistungsverzeichnis detailliert beschrieben und umfasste die Verlegung, Verdichtung und anschließende Verfüllung einer Kanalhaltung gem. DIN EN 1610 [7] und ATV DVWK-A 139 [8].

Auftragnehmer war die Fa. Grasbeinter Tiefbau GmbH, Warstein.

7.2.2 Durchführung der Baumaßnahme

Baubeginn der Maßnahme war der 03.11.2006 mit der Einrichtung der Baustelle. Nach Schaffung einer entsprechenden Vorflutsicherung wurde am 06.11.2006 die vorhandene Haltung 04S0010740 aufgenommen und der Rohrgraben erstellt. Am 07.11.2006 erfolgte die Vorbereitung der vorhandenen Schächte für den Einbau der Gelenkstücke.

Im Leitungsgraben wurde zunächst zur Verstärkung des Auflagers Schotter 0/45 in einer Schichtdicke von 30 cm eingebaut und mit einer Vibrationsplatte verdichtet. Anschließend erfolgten der Einbau und die Verdichtung von Sand 0/2 mit einer Schichtdicke von 15 cm zur Herstellung der unteren Bettungsschicht.

Der zwischenzeitlich am Rand des Leitungsgrabens vorbereitete und durch Heizmuffenschweißen verbundene Rohrstrang wurde am 12.11.2006 mit Hilfe eines Baggers in den Graben abgesenkt und unter Einsatz eines Baulasers in die vorgegebene Lage gebracht

Diese Lage entsprach der Solllage mit einem Gefälle von 3,0 Promille plus einer Überhöhung von einem Zentimeter. Diese Überhöhung wurde vorgesehen, um die

bei den Laborversuchen und der mathematischen Modellierung festgestellte, verdichtungsbedingte Absenkung des Rohrstranges zu eliminieren.

Nach der Ausrichtung des Rohrstranges wurde analog zu den Laborversuchen Sand gleicher Körnung 0/2 als Seitenverfüllung und Abdeckung bis 40 cm über Rohrscheitel lose über die gesamte Grabenlänge eingebracht.

Um die Ergebnisse der Verdichtung mit dem Innenverdichter mit denen der konventionellen Verdichtungsmethode vergleichen zu können, wurden im Rahmen der Baumaßnahme zwei Versuchsabschnitte vorgesehen und untersucht.

7.2.2.1 Verdichtung der Leitungszone mittels Vibrations-Stampfer (Versuchsabschnitt 1)

Die Wahl des Verdichtungsgerätes, die Zahl der Verdichtungsübergänge und die zu verdichtende Schichtdicke wurden vom Bauunternehmer entsprechend DIN EN 1610 [7] auf das zu verdichtende Material und die einzubauende Rohrleitung abgestimmt.

Die konventionelle Verdichtung der Leitungszone erfolgte mittels eines Vibrations-Stampfers auf den ersten 4 m der Pilotbaustelle, ausgehend vom Schacht 04S001740. Zunächst wurde die Seitenverfüllung (siehe Bild 7.2) und danach die in einer Schichtdicke von 40 cm über dem Rohrscheitel eingebrachte Abdeckung verdichtet.



Bild 7.2: Versuchsabschnitt 1: Konventionelle Verdichtung der Seitenverfüllung mittels Vibrations-Stampfer

7.2.2.2 Verdichtung der Leitungszone mittels Innenverdichter (Versuchsabschnitt 2)

Bei der Verdichtung der Leitungszone im Versuchsabschnitt 2, dessen Länge ca. 21 m betrug, kam in Anpassung an die Nennweite des verlegten PE-HD-Rohrstranges DN/OD 225 der Innenverdichter mit kleinem Klemmbackensatz und dem Außenrotor mit kleiner Masse (0,87 kg) zum Einsatz (siehe Bild 7.3). Zunächst wurde das Stahlseil einer Kabelziehwinde mit Hilfe eines Schiebekabels (Haspel) durch den Rohrstrang geschoben und im Schacht 04S0010750G, dem Tiefpunkt der Haltung, mit dem Innenverdichter verbunden.

Nach Einsetzen und Verspannen des Innenverdichters im Rohr wurde dieser mit Hilfe der am oberhalb liegenden Schacht positionierten Kabelziehwinde durch den im Versuchsabschnitt 2 befindlichen Rohrstrangabschnitt gezogen. Die Zugkraft konnte über einen Steuerhebel an der Winde bis zu einem Maximalwert von 30 kN variiert und gesteuert werden (s. Bild 7.5). Sie wurde über einen mechanischen Schreiber aufgezeichnet.

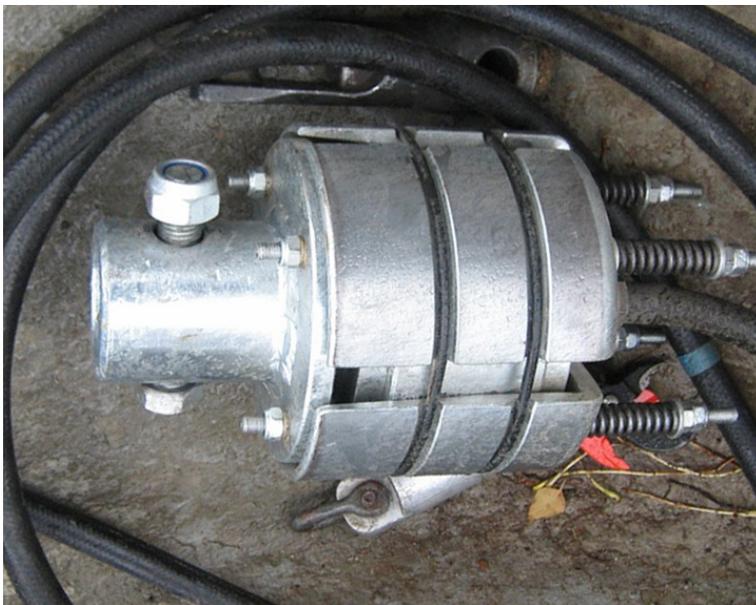


Bild 7.3: Innenverdichter mit kleinem Klemmbackensatz



Bild 7.4: Einsetzen und Verspannen des Innenverdichters



Bild 7.5: Kabelziehwinde zum Durchziehen des Innenverdichters

Zum Start des Verdichtungsvorganges wurde der am Innenverdichter angeschlossene Baukompressor, der eine Maximalleistung von $4 \text{ m}^3/\text{min}$ bei einem Druck von 7 bar aufwies, angelassen und gleichzeitig die Kabelziehwinde eingeschaltet. Als Ziehgeschwindigkeit wurde die mit diesem Gerät erreichbare niedrigste Geschwindigkeit von rd. $1,33 \text{ m}/\text{min}$ gewählt. Dieser Wert entsprach annähernd der im Labor realisierten Ziehgeschwindigkeit von $1,0 \text{ m}/\text{min}$ bei der ein besserer Verdichtungserfolg erzielt wurde als bei der ebenfalls realisierten niedrigeren Ziehgeschwindigkeit von $0,4 \text{ m}/\text{min}$.

Während des Verdichtungsvorgangs war es möglich, den Lauf des Verdichtungsgerätes in der Rohrleitung sowohl akustisch als auch optisch durch den sich setzenden Sand und die Bildung von Rissen in der Sandverfüllung im Randbereich des Grabens zu verfolgen (s. Bild 7.6).

Die zum Durchziehen des Innenverdichters erforderliche Zugkraft war im Mittel sehr gering. Teilweise wurde der Innenverdichter durch die Vibration selbst angetrieben und lief dementsprechend sogar schneller durch das Rohr als vom Zugseil gesteuert.

An insgesamt vier Stellen, und zwar im Bereich der durch Heizmuffenschweißung hergestellten Rohrverbindungen, musste die Zugkraft auf bis zu 10 kN erhöht werden. Dies lag mit großer Wahrscheinlichkeit daran, dass sich der Innenverdichter im dort vorhandenen Fugenspalt leicht verkantet hatte.

Während des Betriebes konnte, wie auch schon bei den Vorversuchen, beobachtet werden, dass sich der Innenverdichter stetig und gleichmäßig um die eigene Achse drehte. Dies führte dazu, dass der nachgeführte Druckluftschlauch ständig entwirrt werden musste. Zweimal musste der Verdichtungsvorgang sogar abgebrochen werden, um den Druckluftschlauch zum Entwirren ganz vom Kompressor abkoppeln zu können.

Beim Erreichen des Versuchsabschnittes 1 wurde der Kompressor abgeschaltet und der Innenverdichter ohne Vibration durch diesen Rohrabschnitt gezogen, um die Versuchsergebnisse mit der konventionellen Verdichtung nicht zu beeinflussen.



Bild 7.6: Rissbildungen im Sand im Randbereich des Grabens während des Verdichtungsvorganges mit dem Innenverdichter

7.2.3 Baubegleitendes Messprogramm

7.2.3.1 Bestimmung der Höhenlage der verlegten Rohrleitung

Um die Höhenlage des Rohrstranges vor und nach dem Verdichtungsvorgangs überprüfen zu können, wurden im Abstand von rd. 5 m vier KG-Rohre nach dem Einbau der 40,0 cm dicken Abdeckung senkrecht auf den Rohrscheitel aufgestellt. So war es möglich, mit Hilfe des Baulasers, der am Haltungsende parallel zur Solllage mit einem Gefälle von 3,0 Promille ausgerichtet wurde (Bild 7.7 links), die Lage des Rohrstranges vor und nach dem Verdichtungsvorgang mittels eines Zollstockes zu erfassen (Bild 7.7 recht). Die Differenzen der Messungen ergaben dabei jeweils die vertikale Änderung der Höhenlage. Anhand dieses Wertes ließ sich beurteilen, ob es durch den Innenverdichter zu verdichtungsbedingten Höhenlageabweichungen nach oben oder unten gekommen war. Die gemessenen Werte sind in der Tabelle 7.1 aufgeführt.



Bild 7.7: Messung der Höhenlage der Rohrleitung vor und nach dem Verdichtungsvorgang (links: Baulaser, rechts: Messung des auf dem Rohrscheitel aufsitzenden KG-Rohres)

Tabelle 7.1: Vermessung der Höhenlage des Rohrstranges

	Stationierung gegen Fließrichtung	Nullmessung	Messung nach dem Verdichtungsvorgang mittels Innenverdichter	vertikale Verschiebung des Rohres nach Einsatz des Innenverdichters
	[m]	[cm]	[cm]	[cm]
Schacht 04S0010750G	0,00			
	3,30	44,0	45,0	1,0
	9,60	44,8	46,2	1,4
	18,60	44,0	44,5	0,5
	21,90	44,0	44,8	0,8
Schacht 04S0010740	25,25			

Aus den Messergebnissen kann abgeleitet werden, dass sich im Versuchsabschnitt 2 nicht einheitliche vertikalen Verschiebungen einstellten. Die vom Innenverdichter verursachte maximale vertikale Verschiebung nach unten betrug 1,4 cm, die minimale 0,5 cm. Der Mittelwert aller Verschiebungsmessungen betrug 0,9 cm. Dieses Ergebnis entspricht in etwa den bei den Laborversuchen ermittelten Verschiebungen (s. Abschnitt 6).

7.2.3.2 Bestimmung der Bodeneigenschaften und des Verdichtungsgrades

Nach DIN EN 1610 [7] ist bei allen Rohrleitungsbaumaßnahmen der Grad der Verdichtung der Leitungszone und der Hauptverfüllung zu prüfen oder, falls erforderlich, durch Messung nachzuweisen. Im vorliegenden Anwendungsfall wurden in den Versuchsabschnitten Labor- und Feldversuche zur Bestimmung der Bodeneigenschaften und des Verdichtungsgrades durchgeführt.

Laborversuche

Für die Verfüllung der Leitungszone ist, wie bereits erwähnt, auf der Pilotbaustelle „Linkstraße“ ein Sand der Körnung 0 / 2 eingesetzt worden. Im Rahmen der Laborversuche wurden vom Ingenieurbüro Halbach und Lange GmbH, Sprockhövel dafür folgende Materialeigenschaften ermittelt:

- Korngrößenverteilung,
- Proctordichte,
- Scherfestigkeit,
- Steifemodul.

Um die **Korngrößenverteilung** des Bettungsmaterials zu überprüfen, wurde zunächst die Körnungslinie durch Siebanalyse nach DIN 18123 [40] bestimmt. Diese ergab, dass es sich um einen enggestuften Sand (Bodengruppe SE) handelt (s. Anlage 3), der nach Kommentar zur ZTVE-StB 94, Fassung 1997 in die Verdichtbarkeitsklasse V1 – nicht bindige bis schwach bindige, grobkörnige und gemischt-körnige Böden – einzuordnen ist.

Hinsichtlich der Beurteilung der Verdichtung von Böden kann der **Proctorversuch** nach DIN 18127 [41] verwendet werden. Die im Labor ermittelte Proctordichte ρ_{Pr} wird als Bezugsgröße für die Beurteilung der durch die Verdichtung auf der Baustelle tatsächlich erreichten, mittels Ausstechzylinderverfahrens festgestellten Trockendichte ρ_d (s. Abschn. 1.2.6.) verwendet ($D_{Pr} = \rho_d / \rho_{Pr}$). Im vorliegenden Fall, ermittelt im kleinen Proctortopf mit $d = 100$ mm, betrug diese $\rho_{Pr} = 1,75$ t/m³ bei einem optimalen Wassergehalt von $\omega_{Pr} = 8$ % bis 10 % (s. Anlage 3).

Um die **Scherparameter** des Sandes zu bestimmen, ist mit einer Mischprobe ein direkter Scherversuch im Rahmenschergerät nach DIN 18137-3 [43] von der Universität Duisburg / Essen ausgeführt worden. Die Versuchsdaten und Diagramme befinden sich in Anlage 3. Der Versuch wurde mit Normalspannungen von 50, 100 sowie 150 kN/m² ausgeführt und ergab einen Reibungswinkel von $\varphi' = 36^\circ$ bei einer Kohäsion von $c' = 0$ N/mm²

Zur Bestimmung des **Steifemoduls** wurde mit einer Probe ein Kompressionsversuch nach DIN 18135 [42] durchgeführt. Die für den Normalspannungsbereich bis $\sigma = 162,63$ kN/m² ermittelte Setzungslinie geht aus der Anlage 3 hervor. Es ergab sich ein größter Steifemodul von $E_s = 30,8$ MN/m².

Feldversuche

Die bodenmechanischen Feldversuche auf der Pilotbaustelle Linkstraße in Möhnesee-Deleke wurden an insgesamt vier Untersuchungsprofilen in den Versuchsabschnitten 1 und 2 durchgeführt (s. Bild 7.8). Sie beinhalteten:

- Ausstechzylinder-Verfahren,
- Dynamischer Plattendruckversuch,
- Rammsondierung.

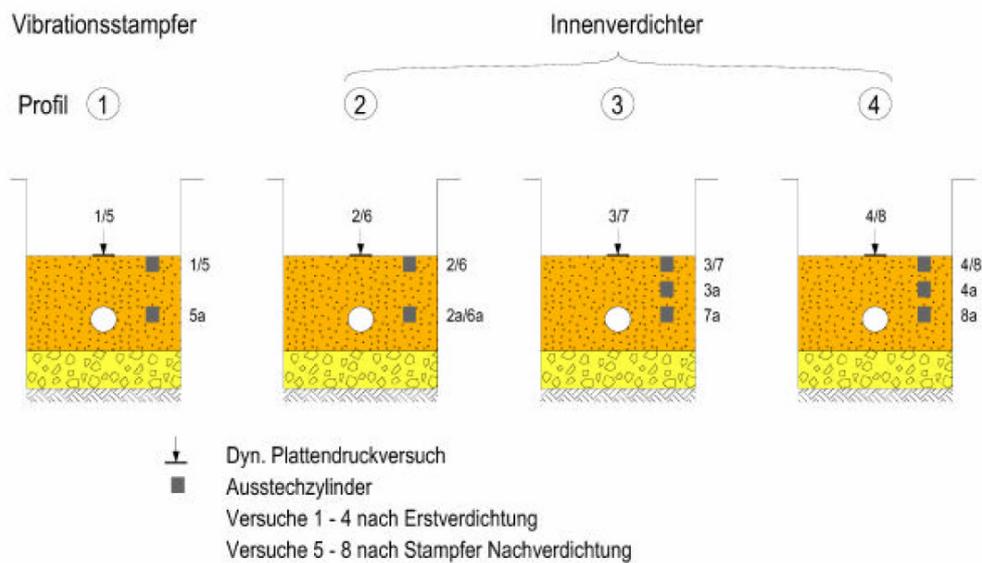


Bild 7.8: Darstellung der Untersuchungsprofile und der Probenentnahmestellen

Das Profil 1 befand sich im Versuchsabschnitt 1 und diente als Referenzprofil, bei dem ausschließlich mit einem konventionellen Vibrationsstamper verdichtet wurde.

Die Profile 2 bis 4 waren im Versuchsabschnitt 2 angeordnet. Dabei lagen die Profile 2 und 3 etwa im Mittelbereich der Haltung, während das Profil 4 im Nahbereich des anschließenden Schachtes lag, um den eventuellen Einfluss eines Festpunktes zu erfassen.

In welcher Tiefenlage und zu welchem Zeitpunkt die Untersuchungen stattgefunden haben, ist ebenfalls dem Bild 7.8 zu entnehmen. Dabei wird unterschieden zwischen der Erstverdichtung der Versuchsabschnitte 1 und 2 sowie der Nachverdichtung der Abdeckung mittels Vibrations-Stamper.

Ausstechzylinder-Verfahren

Das Ausstechzylinderverfahren nach DIN 18125 [22] fand auch hier Anwendung zur Bestimmung der Feucht- und Trockendichte des Verfüllmaterials.

Für die Bewertung der erreichten Verdichtungsgrade ist im vorliegenden Anwendungsfall für nichtbindige und schwachbindige Böden heranzuziehen. Der nach ATV-DVWK-A 139 [8] geforderte Verdichtungsgrad $D_{Pr} = 95\%$ wurde nur im Referenzprofil 1 im Versuchsabschnitt 1 mit konventioneller Verdichtung überschritten. Die Profile

2, 3 und 4 (Einsatz des Innenverdichters) wiesen mehr oder weniger große Unterschreitungen dieses empfohlenen Wertes auf (s. Tabelle 7.2). Die konventionelle Nachverdichtung der Abdeckung verbesserte lediglich die obere Zone. In den tieferen Versuchsebenen zeigte sich auch anschließend keine Verbesserung der Verdichtung (Versuche 6a, 7a und 8a). Der Verdichtungsgrad lag in der Versuchsebene – 0,40 m zwischen $D_{Pr} = 90,9 \%$ und $D_{Pr} = 93,7 \%$.

Tabelle 7.2: Ergebnisse der Labor- und Feldversuche „Linkstraße“

Versuchsabschnitt	Versuchs-Nr.	Verdichtungsart ²⁾	Versuchsebene ¹⁾ [m]	Feuchtdichte [t/m ³]	Wassergehalt [%]	Trockendichte [t/m ³]	Verdichtungsgrad bezogen auf $\rho_{PR} = 1,75 \text{ t/m}^3$ [%]	E_{vd} [MN/m ²]
1	1	a	0,00	1,94	11,95	1,73	98,9	41,7
2	2	b	0,00	1,86	10,77	1,68	96,0	19,6
	2a	b	-0,40	1,69	9,53	1,54	88,0	-
	3	b	0,00	1,82	10,69	1,64	93,7	27,1
	3a	b	-0,25	1,88	13,69	1,65	94,3	-
	4	b	0,00	1,85	13,21	1,63	93,1	17,7
	4a	b	-0,20	1,80	12,56	1,60	91,4	-
1	5	c	0,00	1,82	7,74	1,69	96,6	45,9
	5a	c	-0,40	1,92	14,04	1,68	96,0	-
2	6	d	0,00	1,83	8,44	1,69	96,6	33,1
	6a	d	-0,40	1,86	14,78	1,62	92,6	-
	7	d	0,00	1,80	6,52	1,69	96,6	50,0
	7a	d	-0,40	1,89	15,49	1,64	93,7	-
	8	d	0,00	1,82	8,12	1,68	96,0	37,5
	8a	d	-0,40	1,75	9,90	1,59	90,9	-

¹⁾ 0,00m = OK Versuchsebene

²⁾ a: Stampfer, b: Innenverdichter

c: Stampfer + Nachverdichtung an der Oberfläche

d: Innenverdichter + Nachverdichtung an der Oberfläche

Dynamischer Plattendruckversuch

Beim dynamischen Plattendruckversuch wird eine runde, starre Stahl - Lastplatte mit einem Durchmesser von 300 mm durch gedämpfte, elastische Stöße eines 10 kg schweren Fallgewichtes belastet, welches auf einer Führungsstange angebracht ist. Das Fallgewicht wird ausgeklinkt und über ein am unteren Ende der Führungsstange sitzendes Federpaket auf die Lastplatte fallen gelassen. Über die Lastplatte wird der Stoß in den Boden eingeleitet, das Fallgewicht wird nach oben katapultiert und wieder eingeklinkt. Die maximale Kraft $F_{max} = 7,07 \text{ N}$ wird bei Kalibrierung des Gerätes

über Federelemente und Fallhöhe so eingerichtet, dass die Normalspannung σ_{\max} unter der Lastplatte beim Versuch im Mittel $0,1 \text{ MN/m}^2$ beträgt.



Bild 7.9: Durchführung des dynamischen Plattendruckversuches

Neben der Lastplatte und der zuvor beschriebenen Belastungsvorrichtung gehört zum dynamischen Plattendruckgerät eine Setzungsmesseinrichtung, bestehend aus Sensor (z.B. Beschleunigungsaufnehmer) und Setzungsmessgerät, welche mittig und senkrecht zur belasteten Oberfläche auf der Lastplatte angeordnet ist. Gemessen wird die unter der definierten stoßartigen Belastung auftretende Gesamtsetzung des Bodens. Der zugehörige dynamische Verformungsmodul ist ein Maß für die Verformbarkeit des Bodens darunter. Er erlaubt indirekt Rückschlüsse auf den Verdichtungsgrad D_{Pr} und ersatzweise auf den statischen Verformungsmodul E_{V2} der Abdeckung und somit auf die Einhaltung der Anforderungswerte.

Die an der Oberfläche der Abdeckung durchgeführten dynamischen Plattendruckversuche zeigten nach der Erstverdichtung erhebliche Streuungen, wobei die ermittelten E_{vd} -Werte im Referenzprofil 1 erwartungsgemäß mit rd. 45 MN/m^2 höher lagen als die Werte in den Profilen 2 bis 4 des Versuchsabschnittes 2 in Höhe von 18 MN/m^2 bis 27 MN/m^2 . Die Nachverdichtung ergab dann speziell in den Profilen 2 bis 4, auch hier wiederum erwartungsgemäß, eine deutliche Verbesserung der E_{vd} -Werte, wäh-

rend im Referenzprofil 1 nur noch eine geringfügige Steigerung auftrat. Insgesamt streuten die Werte im Versuchsabschnitt 2 nach der Nachverdichtung zwischen $E_{vd} = 33,1 \text{ MN/m}^2$ bis $50,0 \text{ MN/m}^2$. Der Mittelwert erreichte die Größenordnung des E_{vd} -Wertes im Referenzprofil 1.

Rammsondierungen

Rammsondierungen dienen dazu, eine qualitative Aussage zur Lagerungsdichte des Bodens in unterschiedlichen Tiefenlagen zu treffen (s. Abschnitt 6.2.4.8). Im vorliegenden Anwendungsfall kam die leichte Rammsonde „DPL-5“ nach DIN 4094 [21] zum Einsatz (s. Bild 7.10). Sondiert wurde in ungestörten Bereichen in unmittelbarer Nähe der im Abschnitt 7.2.3.2 beschriebenen Versuchsprofile 1 bis 4 nach vorheriger Einbringung und Verdichtung der Hauptverfüllung. Insgesamt wurden 12 Rammsondierungen beidseitig des Rohrstranges bis Unterkante Bettungsschicht durchgeführt (s. Anlage 3). Als Referenzmessung dienten drei Rammsondierungen im Versuchsabschnitt 1, wobei zum Vergleich insbesondere die im Bereich der Leitungszone (Oberkante Abdeckung – Unterkante Bettungsschicht) ermittelten Werte herangezogen wurden.



Bild 7.10: Einsatz der leichten Rammsonde „DPL-5“

Die Ergebnisse der Rammsondierungen in der Leitungszone betragen:

- Versuchsabschnitt 1 (konventionelle Verdichtung): minimal 4 bis 6 und maximal 20 bis 23 Schläge pro 10 cm Eindringtiefe.
- Versuchsabschnitt 2 (Innenverdichter): minimal 6 bis 8 und maximal 38 bis 48 Schläge pro 10 cm Eindringtiefe.

Mit den zuvor genannten Schlagzahlen N_{10} korrespondiert eine lockere bzw. dichte Lagerungsdichte. Im Bereich der Leitungszone wurden im Versuchsabschnitt 2 höhere Schlagzahlen ermittelt als im Versuchsabschnitt 1, die eine i.A. mindestens mitteldichte Lagerungsdichte nachwiesen. Nach Tabelle 6.4 kann davon ausgegangen werden, dass hier ein Verdichtungsgrad von $\geq 95\%$ D_{Pr} erreicht worden ist, was für Versuchsabschnitt 1 nur mit Einschränkungen gilt. Durch diese Ergebnisse wird qualitativ für Versuchsabschnitt 2 ein höherer Verdichtungsgrad belegt. Die Ergebnisse der Rammsondierungen korrespondieren im vorliegenden Anwendungsfall jedoch nur bedingt mit den labortechnisch bestimmten Verdichtungsgraden.

7.2.3.3 Abnahme der Bauleistungen durch Inneninspektion und Dichtheitsprüfung

Zur Abnahme der Bauleistungen wurden eine TV-Inspektion und eine Dichtheitsprüfung durchgeführt.

Die TV-Abnahmeinspektion erfolgte am 04.12.06, kurz vor der Abnahme der Baumaßnahme, durch die Fa. Kanal Drabe, als gemeindlicher Jahresunternehmer. Die Haltung wurde als optisch einwandfrei eingestuft. Auf der hellen Innenfläche der Rohrleitung waren Riefenbildungen zu erkennen, deren Ausmaß nicht eingeschätzt werden konnte.

Die Dichtheitsprüfung fand unter Verwendung des Prüfmediums Luft nach DIN EN 1610 [7] am 15.11.06 statt (s. Bild 7.11). Durch diese Prüfung wurde die Dichtheit der Rohrleitung nachgewiesen.



Bild 7.11: Dichtheitsprüfung nach DIN EN 1620 in den Versuchsabschnitten 1 und 2

7.3 Pilotbaustelle „Griesenbrink“

Die Pilotbaustelle „Griesenbrink“ wurde im Januar 2007 realisiert. Bei dieser Straße handelt es sich um einen Wirtschaftsweg, der früher den Namen „Grüner Weg“ trug. Die Versuchsabschnitte erstreckten sich zwischen den Schächten 09M0011900G und 09M0011850 und besaßen eine Gesamtlänge von 86 m. Auch in diesem Fall waren Altkanäle aus Steinzeug DN 200, die im Jahre 1971 verlegt worden waren, zu erneuern. Die Überdeckung betrug ca. 1,85 m.

Diese Haltungen waren im Rahmen der Ersterfassung gem. SÜwV Kan am 19.03.2001 untersucht worden. Dabei wurden erhebliche Schäden in Form von Rissen, Scherbenbildungen sowie Lageabweichungen (Versätze) festgestellt (s. Bild 7.12).



Bild 7.12: Risse und Scherbenbildung in der Haltung 09M0011910 und 09M0011900G

Zum Einsatz kamen in diesem Fall Rohre der Nennweite DN/OD 250 aus PVC-U, nach DIN 1986-3 [51] der Funke Rohrgruppe. Die 6,0 m langen Rohrschüsse wurden mit einer außen liegenden Überschiebkupplung verbunden.

7.3.1 Vergabe von Bauleistungen

Die Pilotbaustelle „Kanalerneuerung Griesenbrink“ wurde im Verhandlungsverfahren wiederum an die Fa. Grasbeinter Tiefbau GmbH, Warstein, die Mindestbietender und Auftragnehmer bei der Erneuerung „Linkstraße“ war, vergeben. Das speziell erarbeitete Leistungsverzeichnis entsprach prinzipiell dem der Pilotbaustelle „Linkstraße“ (s. Abschnitt 7.2.1).

7.3.2 Durchführung der Baumaßnahme

Die Pilotbaustelle wurde am 15.01.07 mit der Einrichtung der Baustelle und dem Abbruch des verdeckten Schachtes 09M0011900G eröffnet. Beim Freilegen des zu erneuernden Abwasserkanals wurden eine parallel zu diesem verlaufende Wasserleitung (PVC-Rohre mit Steckmuffen) sowie eine Stromleitung aufgefunden. Aus diesem Grund war eine Umtrassierung des zu erneuernden Kanals (s. Bild 7.13) erforderlich, um diese Leitungen nicht durch den Einsatz des Innenverdichters zu gefährden. Bedingt durch diese Umtrassierung änderte sich nicht nur die Position der Schächte sondern auch das Leitungsgefälle und damit die Tiefenlage des neuen Kanals auf 1,85 m bis 1,25 m.

Zum Schutz der Wasserleitung war in Teilbereichen ihre Umtrassierung und die Sicherung der Rohrverbindungen durch zugfeste Spezialverbindungen erforderlich (s. Bild 7.13).



Bild 7.13: Umtrassierung der parallel zur Haltung verlaufenden Wasserleitung am Schachtbauwerk 09M0011900N

Die Pilotbaustelle wurde in vier Bauabschnitte untergliedert, die identisch mit den Versuchsabschnitten 3 bis 6 waren.

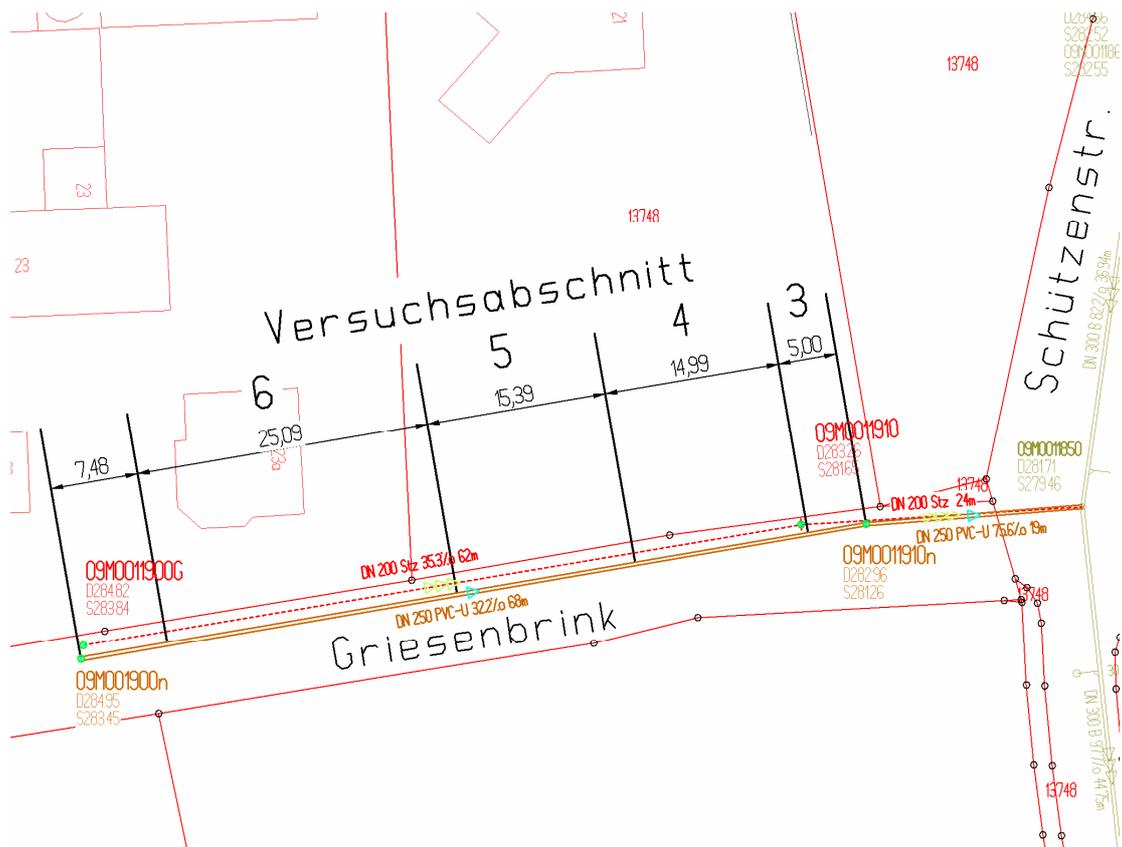


Bild 7.14: Detail des Lageplans mit der neuen und alten Trasse (gestrichelt)

Im Gegensatz zur Pilotbaustelle „Linkstraße“ stand in Sohlenhöhe des Leitungsgrabens Fels an, so dass hier auf die Verstärkung des Auflagers mit Schotter verzichtet werden konnte. Die untere Bettungsschicht wurde aus Sand 0/2 mit einer Schichtdicke von 15 cm hergestellt.

Nach der Ausrichtung des mit einem Zentimeter Überhöhung ausgelegten Rohrstranges wurde wiederum Sand 0/2 als Seitenverfüllung und Abdeckung bis 40 cm über Rohrscheitel lose über die gesamte Grabenlänge eingebracht und verdichtet.

Um die Ergebnisse der Verdichtung mit dem Innenverdichter mit denen der konventionellen Verdichtungsmethode vergleichen zu können, wurde im Rahmen der Pilotbaustelle der Versuchsabschnitt 3 in konventioneller Weise verdichtet.

7.3.3 Einziehtechnik

Zur Vermeidung der bei der Pilotbaustelle Linkstraße festgestellten Drehbewegungen des Innenverdichters innerhalb der Rohrleitung wurden folgende Einziehvarianten untersucht:

- Einsatz des Zuggerätes Grundoburst 200G der Firma Tracto Technik (Versuchsabschnitt 4).
- Einbau jeweils eines Drehgelenkes zwischen Innenverdichter und Zugseil sowie zwischen Innenverdichter und Druckluftschlauch bei Einsatz der Kabelziehwinde (Versuchsabschnitte 5 und 6).

Beim Grundoburst 200G der Firma Tracto Technik (s Bild 7.15) handelte es sich um eine Schub- und Zugeinrichtung mit Gestängeführung. Es besaß eine maximale Schubkraft von 20 kN; die maximalen Zugkraft betrug 192 kN bei einer Ziehgeschwindigkeit von 1 m/min.



Bild 7.15: Zuggerät Grundoburst 200G beim Einsatz im ersten Versuchsabschnitt

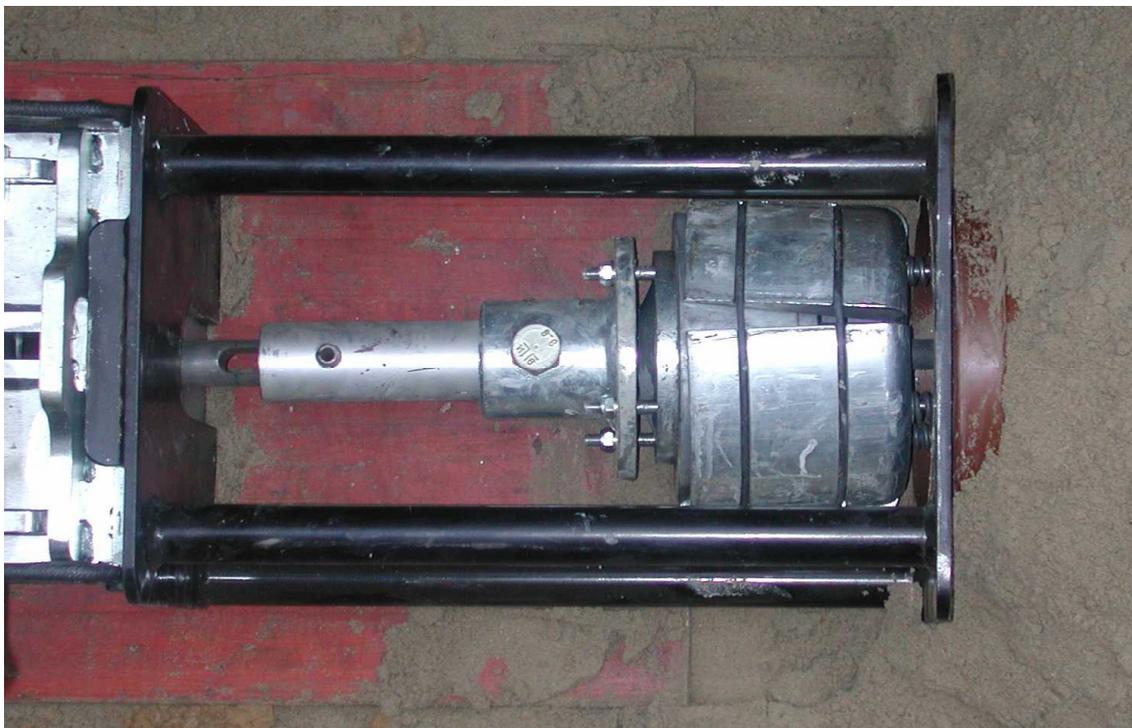


Bild 7.16: Bergung des Innenverdichters im Vorsatzrahmen nach der Verdichtung des ersten Abschnittes

Die Schub- und Zugeinrichtung wurde am Ende der verlegten Rohrleitung (Versuchsabschnitt 4) im Leitungsgaben (Startgrube) montiert und verspannt. Anschließend wurde das schub- und zugfeste Gestänge durch die Rohrleitung bis zum Schacht geschoben und dort mit dem Innenverdichter verbunden. Die Verbindung der leiterartigen Gestängeelemente erfolgte über steckbare Schnellkupplungen, die durch 90° Schwenkung ver- oder entriegelt wurden. Das Zurückziehen des Gestänges in Richtung Startgrube verlief ohne Probleme und Drehbewegungen des Innenverdichters.

Das Einziehen des Innenverdichters mit dem Grundoburst 200G erwies sich als sehr kompliziert, zeitaufwendig und erforderte darüber hinaus viel Platz für die Installation im Leitungsgraben sowie für die Aufstellung der erforderlichen Zusatzgeräte (Hydraulikaggregat, Stromerzeuger, Gestänge) auf der Geländeoberfläche. Aus diesem Grund wurde bei den Versuchsabschnitten 5 und 6 wieder die Kabelziehwinde eingesetzt. Um die in diesem Fall unvermeidlichen Drehbewegungen des Innenverdichters nicht auf das Zugseil bzw. den Druckluftschlauch zu übertragen, wurde je ein Drehgelenk zwischen Innenverdichter und Zugseil sowie zwischen Innenverdichter und Druckluftschlauch angeordnet.

7.3.3.1 Verdichtung der Leitungszone mittels Vibrations-Stampfer (Versuchsabschnitt 3)

Die Verdichtung wurde analog der Baumaßnahme in der Linkstraße (siehe Abschnitt 7.2.2.1) entsprechend DIN EN 1610 [7] ausgeführt.

Die konventionelle Verdichtung der Leitungszone erfolgte auch hier wieder mittels eines Vibrations-Stampfers auf den ersten 5 m der Pilotbaustelle, ausgehend vom Schacht 09110011910n. Zunächst wurde die Seitenverfüllung und danach die in einer Schichtdicke von 40 cm über dem Rohrscheitel eingebrachte Abdeckung verdichtet.

7.3.3.2 Verdichtung der Leitungszone mittels Innenverdichter (Versuchsabschnitte 4 bis 6)

Für die Pilotbaustelle „Griesenkamp“ wurde zur Anpassung an die größere Rohrennenweite DN/OD 250 der Innenverdichter mit großem Klemmbakensatz verwendet (s. Bild 7.17). Darüber hinaus wurde im Versuchsabschnitt 6 der Innenverdichter mit dem Außenrotor mit großer Masse (1,85 kg) ausgerüstet, um den Einfluss der Rotormasse auf den Verdichtungsgrad zu erfassen.



Bild 7.17: Innenverdichter mit großem Innenkern und großem Backensatz

Für die Verdichtung des Versuchsabschnittes 5 wurde die Kabelziehwinde am Schacht 09M0011910 positioniert. Der am Zugseil befestigte Innenverdichter wurde am Ende des Versuchsabschnittes 5 abgeschaltet und in diesem Zustand durch die Versuchsabschnitte 4 und 3 zum Schacht gezogen. Unmittelbar nach dem Ausschalten des Innenverdichters war ein Anstieg der erforderlichen Zugkraft an der Kabelziehwinde bemerkbar. Der Versuch, diesen Widerstand durch erneutes Einschalten des Innenverdichters zu überwinden, scheiterte, da dieser trotz der Zufuhr von Druckluft nicht mehr ansprang. Das Weiterziehen war nur unter Einsatz sehr hoher Zugkräfte (bis zu einer Maximalleistung von 30 kN) möglich. Kurz vor dem Erreichen des Ziehschachtes verkantete der Innenverdichter nochmals, so dass zur Bergung neben der unter Maximalleistung arbeitenden Winde auch Körpereinsatz erforderlich wurde.



Bild 7.18: Ziehen des Innenverdichters mit der Kabelziehwinde, links: Fixierung der Umlenkrolle mittels Bagger, rechts: Blick auf die Umlenkeinrichtung im Schacht



Bild 7.19: Blick auf den Versuchsabschnitt 5: links: Verbaute Leitungsröhre mit offener Rohrleitung am Ende; rechts: Eingebauter Innenverdichter

Der 25 m lange Versuchsabschnitt 6 wurde am 07.02.07 mit dem umgerüsteten Innenverdichter (Außenrotor mit großer Masse) absolviert. Darüber hinaus kam ein Schockventil (s. Bild 7.20) zur Verbesserung des Anlassvorganges des Innenverdichters bei großer Druckluftschlauchlänge zum Einsatz. Das Schockventil wurde im Druckluftschlauch, in der Nähe des Innenverdichters eingebaut. Dieses Ventil verschloss den Druckluftschlauch bis zum Aufbau eines Druckes von 6-7 bar. Danach öffnete es sich schlagartig und ermöglichte so das Wiederanlassen des Innenverdichters auch bei großen Schlauchlängen und einer hohen Erregermasse. Die Funktionsweise des Schockventils wurde vor Einbau des Innenverdichters zunächst außerhalb des Leitungsröhrens getestet.



Bild 7.20: Drehwirbel (links) und Schockventil (rechts) am Druckluftschlauch des Innenverdichters

Der Verdichtungsvorgang im Versuchsabschnitt 6 unterschied sich gegenüber dem in den Versuchsabschnitten 4 und 5 dadurch, dass sich die Frequenz hörbar veränderte und die Bewegung der Erregermasse beinahe zum Stillstand kam. Als Ursache kam die Vereisung des Innenverdichters in Frage, die bei der Bergung des Gerätes festgestellt wurde.

Bei Außentemperaturen $\leq 5^\circ\text{C}$ besteht bei Druckluftwerkzeugen ab einer gewissen Luftfeuchtigkeit die Gefahr des Vereisens. Durch die Bewegungen der Rotoren innerhalb des Druckraumes wird die Druckluft nochmals komprimiert, um anschließend wieder zu expandieren. Bei diesem Vorgang wird das Gerät stark abgekühlt und vereist. Abhilfe kann eine Nebelöler bringen, der das Innere ständig mit Schmierstoffen versorgt, die wasserbindend und vor allem enteisend wirken müssen. Zur Verhinderung der ebenfalls festgestellten äußeren Vereisung hätte ein Druckluftherwärmer eingesetzt werden müssen. Beide Geräte waren jedoch auf der Baustelle nicht vorrätig.

7.3.4 Baubegleitendes Messprogramm

Das baubegleitende Messprogramm war identisch mit dem der Pilotbaustelle „Linkstraße“ (s. Abschnitt 7.2.3). Bei den Laborversuchen wurde lediglich auf die Ermittlung der Scherfestigkeit und des Steifemoduls verzichtet, da das gleiche Verfüllmaterial - Sand 0/2 - verwendet wurde.

7.3.4.1 Bestimmung der Höhenlage der verlegten Rohrleitung

Zur Lagekontrolle der Rohrleitung vor und nach dem Verdichtungsvorgang wurden Messungen am Rohrscheitel durchgeführt. Dazu wurde der Baulaser parallel zur Solllage mit einem Gefälle von 3,7 Promille ausgerichtet und der Abstand zwischen Laserstrahl und Rohrscheitel vor und nach dem Verdichtungsvorgang gemessen.

Die Ergebnisse sind der Tabelle 7.3 zu entnehmen und entsprechen mit einem Maximalwert von 1,0 cm und einem Mittelwert von 0,5 cm den Ergebnissen, die bei den Laborversuchen und in der „Linkstraße“ erzielt wurden. Am Ende des Versuchsabschnittes 6, wo die Abdeckung zum Rohrscheitel auslief, hatte sich das Rohr um 0,5 cm nach oben bewegt.

Tabelle 7.3: Vermessung der vertikalen Lage des Rohrstranges

	Stationierung gegen Fließrichtung	Nullmessung	Messung nach dem Verdichtungsvorgang mittels Innenverdichter	vertikale Verschiebung des Rohres nach Einsatz des Innenverdichters
	[m]	[cm]	[cm]	[cm]
Schacht 09110011910n	0,00			
konventionell verdichtet	5,00			
Abschnitt 1 Länge: 15,0 m	6,30	133,0	133,5	0,5
	13,10	132,0	133,0	1,0
	19,10	133,0	134,0	1,0
	20,00			
Abschnitt 2 Länge: 15,4 m	21,70	213,0	213,4	0,4
	27,40	212,5	213,0	0,5
	33,80	213,0	213,7	0,7
	35,40			
Abschnitt 3 Länge: 25,1 m	36,70	239,0	239,3	0,3
	42,90	239,5	240,5	1,0
	49,60	238,5	238,8	0,3
	55,00	238,0	238,0	0,0
	58,50	239,0	238,5	-0,5
Schacht 0911001900n	60,50			

7.3.4.2 Bestimmung des Verdichtungsgrades

Laborversuche

Die Bestimmung der **Körnungslinie** durch eine Siebanalyse ergab erneut, dass es sich um einen enggestuften Sand (Bodengruppe SE) handelte, der nach Kommentar zur ZTVE-StB 94, Fassung 1997 in die Verdichtbarkeitsklasse V1 einzuordnen ist (s. Anlage 4).

Der **Proctorversuch** ergab eine einfache Proctordichte von $\rho_{Pr} = 1,72 \text{ t/m}^3$ bei einem optimalen Wassergehalt von $w_{Pr} = 6,5 \%$ bis $7,5 \%$ (s. Anlage 4).

Feldversuche

Die bodenmechanischen Feldversuche auf der Pilotbaustelle „Griesenbrink“ wurden an insgesamt 13 Untersuchungsprofilen in den Versuchsabschnitten 3 bis 6 durchgeführt. Die Profile 1 und 2 befanden sich im Versuchsabschnitt 3 und dienten als Referenzprofile, bei denen ausschließlich mit einem konventionellen Vibrationsstamper verdichtet wurde. Die Profile 3 bis 5 waren im Versuchsabschnitt 2, die Profile 6 bis 8 im Versuchsabschnitt 5 und die Profile 9 bis 13 im Versuchsabschnitt 6 angeordnet.

Ausstechzylinder-Verfahren

In den Untersuchungsprofilen wurden Ausstechzylinder von der Oberfläche der Leitungszone sowie aus einem Tiefenbereich von 0,2 m und 0,4 m entnommen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 7.4 aufgeführt. Die Verdichtungsgrade beziehen sich auf die im Labor ermittelte einfache Proctordichte von $\rho_{PR} = 1,72 \text{ t/m}^3$.

Die nach konventioneller Methode verdichteten Untersuchungsprofile wiesen in der Versuchsebene 0,00 m (OK Leitungszone) relativ hohe Verdichtungsgrade von 100,0 % und 97,7 % auf. In den Versuchsebenen $-0,20 \text{ m}$ und $-0,40 \text{ m}$ lag der Verdichtungsgrad lediglich bei 90,7 % und 94,8 %.

Die mit dem Innenverdichter verdichteten Untersuchungsprofile wiesen in der Versuchsebene 0,00 m aufgrund der Auflockerung der oberen Zone der Abdeckung Verdichtungsgrade zwischen 91 % und 94 % auf. In den Versuchsebenen $-0,20 \text{ m}$ und $-0,40 \text{ m}$ lag der Verdichtungsgrad zwischen 89,0 % und 93,6 %, das heißt er entsprach in etwa dem, der beim konventionellen Einbau (Versuchsabschnitt 3) erreicht wurde.

Der nach ATV-DVWK-A 139 [8] geforderte Verdichtungsgrad $D_{Pr} = 95 \%$ wurde nur an der Oberfläche der Referenzprofile 1 und 2 (Versuchsabschnitt 3) mit konventioneller Verdichtung und an der Oberfläche im Versuchsabschnitt 5 erreicht bzw. überschritten. In allen anderen Fällen wurde dieser Wert unabhängig von der Verdichtungsart nicht erreicht. Darüber hinaus konnte auch kein eindeutiger Unterschied zwischen den Verdichtungsgraden in Abhängigkeit der Verdichtungsart festgestellt werden. Der gesamte Untersuchungsbericht vom Ingenieurbüro Halbach und Lange befindet sich in Anlage 4.

Tabelle 7.4: Ergebnisse der Labor- und Feldversuche „Griesenbrink“

Versuchsabschnitt	Profil	Station ¹⁾ [m]	Verdichtungsart ³⁾	Versuchsebene ²⁾ [m]	Feuchtdichte [t/m ³]	Wassergehalt [%]	Trockendichte [t/m ³]	Verdichtungsgrad bezogen auf $\rho_{PR} = 1,72$ t/m ³ [%]	E_{vd} [MN/m ²]	Anzahl der Schläge pro 10 cm Eindringtiefe ab OK Rohrscheitel [-]
3	1	1,7-2,1	a	0,00	1,84	6,41	1,72	100,0	26,5	7
		1,7-2,1	a	-0,20	1,65	5,84	1,56	90,7	-	11
	2	3,6-4,3	a	0,00	1,79	6,80	1,68	97,7	17,0	3
		3,6-4,3	a	-0,25	1,76	76,20	1,63	94,8	-	
4	3	6,4-7,6	b	0,00	1,69	6,16	1,59	92,4	8,9	
		6,4-7,6	b	-0,20	1,71	6,77	1,60	93,0	-	
	4	13,1-14,9	b	0,00	1,70	7,19	1,58	91,9	9,4	
		13,1-14,9	b	-0,20	1,68	6,51	1,58	91,9	-	
	5	18,0-19,8	b	0,00	1,69	6,54	1,58	91,9	9,2	3
			b	-0,20	1,64	6,00	1,55	90,1	-	2
										2
	5	6	21,7-23,2	b	0,00	1,71	6,22	1,61	93,6	10,0
21,7-23,2			b	-0,25	1,71	8,42	1,57	91,3	-	2
										2
										4
7		26,2-27,4	b	0,00	1,70	7,26	1,58	91,9	8,9	5
		26,2-27,4	b	-0,25	1,67	7,33	1,56	91,0	-	6
8		32,8-33,8	b	-0,05	1,81	8,70	1,66	96,5	12,9	3
		32,8-33,8	b	-0,25	1,65	7,82	1,53	89,0	-	5
6	9	38,4-39,4	b	0,00	1,72	7,33	1,60	93,0	12,0	4
		38,4-39,4	b	-0,35	1,71	7,96	1,58	91,9	-	2
	10	44,1-44,9	b	-0,05	1,68	7,70	1,56	90,1	10,4	3
		44,1-44,9	b	-0,40	1,66	7,21	1,58	91,9	-	3
	11	49,6-50,4	b	-0,05	1,71	9,11	1,57	91,3	8,9	2
		49,6-50,4	b	-0,35	1,74	7,98	1,61	93,6	-	2
	12	52,4-53,1	b	-0,05	1,70	8,08	1,57	91,3	18,0	4
		52,4-53,1	b	-0,40	1,64	8,12	1,52	88,4	-	4
	13	56,2-56,8	b	-0,05	1,70	7,77	1,58	91,9	12,6	2
		56,2-56,8	b	-0,35	1,69	8,91	1,55	90,1	-	2

¹⁾ Station 0,0 = Schacht 09M0011910²⁾ 0,00m = OK Versuchsebene³⁾ a: Stampfer, b: Innenverdichter

Dynamischer Plattendruckversuch

Auf der Oberfläche der Leitungszone (Versuchsebene 0,00 m) wurden zusätzlich dynamische Plattendruckversuche mit dem leichten Fallgewicht von 10 kg nach TP-BF-StB 8.3 [46] durchgeführt. Die Versuchsergebnisse enthält die Tabelle 7.4. Da

in diesem Fall noch keine Nachverdichtung stattgefunden hatte, lagen die ermittelten E_{vd} Werte im Referenzprofil erwartungsgemäß mit rd. 26,5 MN/m² bzw. 17,0 MN/m² höher als die Werte der Innenverdichter-Profile mit rd. 9,0 MN/m² bis 12,6 MN/m².

Rammsondierungen

Die Rammsondierungen erfolgten in diesem Fall vor der Nachverdichtung der Abdeckung in den Versuchsabschnitten 4 bis 6 und vor dem Einbau der Hauptverfüllung in den Versuchsabschnitten 3 bis 6. Sie dienten zum qualitativen Vergleich der erzielten Verdichtungen mit den beiden Verdichtungsvarianten. Insgesamt wurden von S & P im Anschluss an die Vermessungsarbeiten 25 Rammsondierungen (DPL 5) in der Leitungszone durchgeführt. Die in den verschiedenen Versuchsebenen ermittelten Schlagzahlen N_{10} sind in der Tabelle 7.4 angegeben.

Die erzielten Schlagzahlen N_{10} im Versuchsabschnitt 3 lagen zwischen 3 und 11 und im Durchschnitt höher als die in den Versuchsabschnitten 4 bis 6 ermittelten Schlagzahlen N_{10} zwischen 2 und 6. Dieser Unterschied dürfte aus der Verdichtung der Abdeckung im Versuchsabschnitt 3 mit Hilfe des Vibrations-Stampfers resultieren. Wie bei den mit dem Ausstechzylinder-Verfahren ermittelten Ergebnissen konnte auch aus den Ergebnisse der Rammsondierungen kein eindeutiger Unterschied zwischen den erzielten Verdichtungen in Abhängigkeit der Verdichtungsart nachgewiesen werden.

7.3.4.3 Abnahme der Bauleistung durch Inneninspektion und Dichtheitsprüfung

Nach Durchführung der Nachverdichtung der Abdeckung in den Versuchsabschnitten 4 bis 6 und dem Einbau und der Verdichtung der Hauptverfüllung wurde die Baustelle am 10.02.07 geräumt. Die Dichtheitsprüfung gem. DIN EN 1610 [7] fand am 12.01.07 erfolgreich statt. Bei der TV-Abnahmeinspektion am 15.02.07 durch die Fa. Kanal Drabe als gemeindlicher Jahresunternehmer wurden Riefenbildungen an der Innenwand der mit einer dunklen Innenoberfläche hergestellten Kunststoffrohre festgestellt. Diese ließen deutlich erkennen, dass die Einleitung der Vibrationen in den Rohrkörper linienförmig in nur vier Umfangspunkten erfolgte (Scheitel, Sohle und Kämpfer). In den Versuchsabschnitten, in denen der Innenverdichter mittels Kabel-

ziehwinde gezogen wurde, verlief die Riefenbildung spiralförmig, d.h. der Innenverdichter hatte sich während des Ziehprozesses um die eigene Achse gedreht (s. Bild 7.21).

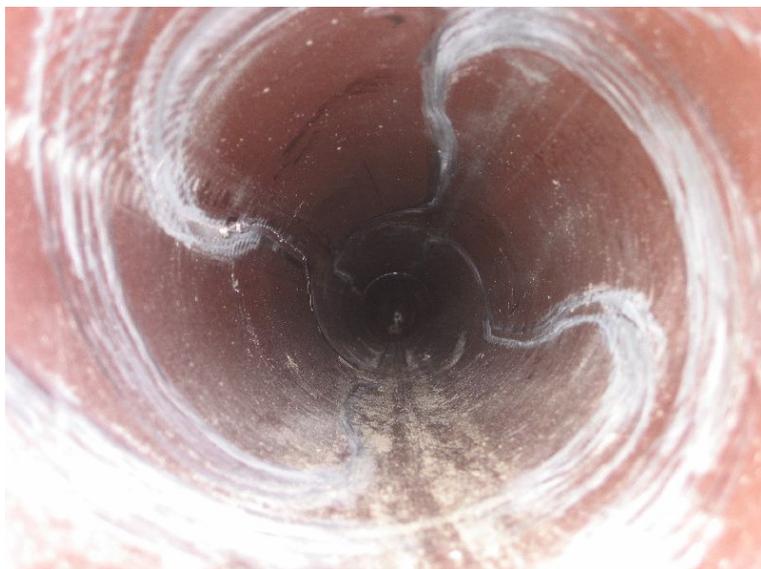


Bild 7.21: Riefenbildung an der Innenwand des Kunststoffrohres durch den Einsatz des Innenverdichters

8 Zusammenfassung

Bei der Verlegung von Abwasserleitungen und –kanälen aus Kunststoff in offener Bauweise ist eine fachgerechte Ausführung der Verlegearbeiten von entscheidender Bedeutung. Um bei Kunststoffrohren die Abtragung der Lasten als Rohr-Boden-System zu sichern, muss die Rohrsteifigkeit zum einen die gleichmäßige Aktivierung des passiven Erddruckes in der Leitungszone und zum anderen eine ausreichende Sicherheit gegen Verformungen und Stabilitätsversagen im Bau- und späteren Betriebszustand gewährleisten. Um die dafür erforderliche Gewölbetragswirkung des Bodens in der Leitungszone zu erreichen, muss dieser entsprechend seiner Beschaffenheit (Kornform, Korngrößenverteilung, Feuchtigkeitsgehalt etc.) verdichtet werden. Insbesondere muss hierbei der Verfüllung und Verdichtung der Leitungszone – d.h. der Bettung, Seitenverfüllung mit Rohrzwickel und Abdeckung – größte Aufmerksamkeit geschenkt werden.

Die bisher praktizierte lagenweise Verfüllung des Leitungsgrabens und äußere Verdichtung mit maschinellen Geräten, wie z.B. Vibrationsstampfer, Flächenrüttler und Vibrationswalze, beinhaltet neben der Gefahr einer nur unzureichenden Verdichtung insbesondere auch die der Verformung bzw. der Zerstörung der Kunststoffrohrleitung durch zu hohe Flächen- oder Punktlasten aus den Verdichtungsgeräten selbst. Darüber hinaus können die leichten Kunststoffrohre durch normgerechte Verfüll- und Verdichtungsarbeiten aus ihrer Solllage gebracht werden, was neben einer Lageänderung auch Hohlräume und eine unzureichende Verdichtung des Bodens unter dem Rohr und seitlich des Rohres verursachen kann, welche wiederum unzulässige Verformungen der Kunststoffrohrleitung hervorrufen.

Ziel des Forschungsvorhabens war es, eine neue Verfahrenstechnik zur optimalen Verdichtung der Leitungszone bei der Neuverlegung von Kunststoffrohren in offener Bauweise zu entwickeln und zu erproben.

Das Lösungskonzept basierte auf einem Verdichtungsgerät in Gestalt eines pneumatisch angetriebenen, zylinderförmigen Vibrationskörpers (Innenverdichter). Dieser wird mit einer bestimmten Vibrationsfrequenz und Ziehgeschwindigkeit sowie eventuell in Kombination mit äußeren Verdichtungsgeräten durch die nach Lage und Höhe ausgerichtete und überschüttete Rohrleitung gezogen. Die erzeugte dynamische Energie wird über einen Verspannmechanismus formschlüssig über die Rohrwan-

dung auf die verfüllte Leitungszone übertragen, wodurch der Boden verflüssigt und durch Kornumlagerung verdichtet wird.

Basierend auf diesem Lösungskonzept wurde von der Tracto Technik GmbH ein Innenverdichter konstruiert, gebaut und Eignungstests unterzogen. Der entsprechend den Ergebnissen der Eignungstests weiterentwickelte Prototyp des Innenverdichters wurde in Labor- und Feldversuchen (Pilotbaustellen) getestet. Die dabei gewonnenen Testergebnisse wurden mit einem eigens entwickelten Berechnungsmodell verifiziert.

Die oben genannten Untersuchungen führten zu folgenden Ergebnissen:

- Der entwickelte Innenverdichter war grundsätzlich zur Verdichtung der Leitungszone und insbesondere der Zwickelbereiche bei der Neuverlegung von Kunststoffrohren geeignet. Sein Wirkungsbereich erstreckte sich über einen Radius von bis zu 0,5 m, dementsprechend sollte die Abdeckung nicht dicker als 40 cm sein
- Durch den Einsatz des Innenverdichters konnte gegenüber der konventionellen Verdichtungsmethode nach DIN EN 1610 und ATV-DVWK-A 139 jedoch keine wesentliche Verbesserung des Verdichtungsgrades der Leitungszone erzielt werden. In den meisten Fällen wurde der im ATV-DVWK-A 139 als charakteristisch für gute Lagerungsbedingungen in der Leitungszone angegebene Verdichtungsgrad $D_{Pr} = 95\%$ für nichtbindige und schwachbindige Böden nicht erreicht. Darüber hinaus konnte sowohl bei den Labor- als auch den Feldversuchen kein eindeutiger Unterschied zwischen den Verdichtungsgraden in Abhängigkeit der Verdichtungsart festgestellt werden
- Während des Ziehens des Innenverdichters bewegte sich die Rohrleitung nach unten in die untere Bettungsschicht, wodurch die vertikale Lagegenauigkeit beeinflusst wurde. Zur Einhaltung der planmäßig geforderten Solllage der Haltung musste der Rohrstrang im Leitungsgraben daher mit einer festzulegenden Überhöhung der Gradienten verlegt werden, um die durch die Arbeitsweise des Innenverdichters unvermeidbaren Setzungen auszugleichen
- Der obere Bereich der Abdeckung wird, wie sowohl die Modelluntersuchungen als auch die Plattendruckversuche und Rammsondierungen bei den Labor-

und Feldversuchen gezeigt haben, durch die Wirkung des Innenverdichters aufgelockert. Dieser negative Effekt muss durch eine direkte Nachverdichtung mit einem Verdichtungsgerät oder im Zuge der Hauptverfüllung durch Aufbringen und Verdichten einer ersten Schichtlage mit geringer Dicke eliminiert werden. Eine weitere Möglichkeit zur Vermeidung dieses Effektes bietet das Mitführen einer Ballastplatte auf der Oberfläche der Abdeckung parallel zum Ziehvorgang des Innenverdichters

- Die Verformung des Rohrquerschnittes war bei allen Labor- und Feldversuchen äußerst gering, was auf eine geringe Biegebeanspruchung der Rohre schließen lässt. Selbst bei hohen Auflasten zeigte das Rohr in den Laborversuchen kaum messbare und in den Berechnungen nur minimale Verformungen
- Die Auswertung der Verteilung der Kontaktdruckspannungen zwischen Rohr und Boden zeigte tendenziell analog zur konventionellen Verlegung im Graben eine Konzentration der Spannungen im Sohlbereich, die hier auf die Vertikalbewegung des Rohres während des Verdichtungsvorganges zurückzuführen ist. Im rechnerischen Modell ergab sich dadurch ein Auflagerwinkel 2α von rd. 120° . Damit ist die Lagerung mit derjenigen eines konventionell verlegten Kunststoffrohres mindestens gleichwertig, so dass hier die Berechnungsvorschriften nach ATV-DVWK-A 127 angewendet werden dürfen, zumal bei den Untersuchungen relativ steife Kunststoffrohre zum Einsatz kamen.
- Die Konstruktion der Klemmbacken erwies sich im Hinblick auf die Einleitung der Vibrationen in die Rohrwandung als nicht optimal. Aus den in den Haltungen der Pilotbaustellen festgestellten Riefenbildungen (in Abhängigkeit des Zuggerätes linien- bzw. spiralförmig) kann abgeleitet werden, dass der Innenverdichter nicht die Anforderung des formschlüssigen Kontaktes mit der Rohrwandung erfüllte
- Das Einziehen des Innenverdichters mit einer Kabelziehwinde ist dem Einziehen mit dem Zuggerät Grundoburst vorzuziehen. Zur Verhinderung der Übertragung der unvermeidlichen Drehbewegung des Innenverdichters auf den Druckluftschlauch und das Ziehkabel mussten jedoch Drehwirbel in den entsprechenden Verbindungen angeordnet werden. Das Zuggerät Grundoburst

200G erwies sich demgegenüber als sehr kompliziert, zeitaufwendig und erforderte darüber hinaus viel Platz für die Installation im Leitungsgraben sowie für die Aufstellung der erforderlichen Zusatzgeräte (Hydraulikaggregat, Stromerzeuger, Gestänge) an der Geländeoberfläche

- Bei Außentemperaturen $\leq 5^\circ\text{C}$ besteht beim Innenverdichter ab einer gewissen Luftfeuchtigkeit die Gefahr des inneren/äußeren Vereisens. Zur Vermeidung sind ein Nebelöler, der das Innere ständig mit Schmierstoffen versorgt, und ein Druckluftherwärmer einzusetzen
- Die Verdichtung mittels Innenverdichter erfordert gegenüber der konventionellen offenen Grabenverlegung zusätzliche Einrichtungen und Geräte (Innenverdichter, Kabelziehwinde/Grundoburst 200G und Kompressor), die auf der Baustelle vorgehalten und gelagert werden müssen. Im Gegensatz zur herkömmlichen Taktbaustelle über ca. 2 Rohrlängen à 3,00 m muss beim Einsatz des Innenverdichters die Verlegung der Leitung über die gesamte Haltung vor Einleitung des Verdichtungsprozesses erfolgen. Daraus resultiert ein langer offener Leitungsgraben und das Vorhalten einer Mehrzahl von Verbau- und Sicherungselementen. Im innerstädtischen Bereich werden der Anlieger- und Baustellenverkehr dadurch nachteilig beeinflusst.

Obwohl mit den erläuterten Versuchsprogrammen noch nicht alle Zusammenhänge zwischen den gerätespezifischen Eigenschaften des Innenverdichters wie Konstruktion, Gewicht, Frequenz, Amplitude sowie Ziehgeschwindigkeit und dem Verdichtungserfolg untersucht werden konnten, lassen die Ergebnisse die Schlussfolgerung zu, dass die durch den Innenverdichter erzielbare Verdichtung den zusätzlichen Arbeits-, Zeit- und Kostenaufwand im Praxiseinsatz nicht rechtfertigt.

Andere Anwendungsmöglichkeiten werden jedoch im Bereich der grabenlosen Sanierung verformter Kunststoffrohrleitungen gesehen. In diesem Fall könnte die Bodenumlagerung in der Leitungszone zur Beseitigung der Ovalität der Rohre genutzt werden.

Das hier entwickelte Berechnungsmodell kann sowohl als Grundlage für die Entwicklung eines Regelwerkes für mittels Innenverdichter verlegte Rohre als auch mit entsprechenden Modifikationen für den Sanierungsfall dienen.

9 Literatur

- [1] Berger, C., Lohaus, J.: Zustand der Kanalisation – Ergebnisse der DWA-Umfrage 2004. KA – Abwasser, Abfall (2005), H. 5, S. 528-539.
- [2] Informationen des Kunststoffrohrverbands e.V. (KRV), Bonn
- [3] Stein, D.: Instandhaltung von Kanalisation. 3. Auflage. Verlag Ernst & Sohn, 1999.
- [4] ATV-DVWK: Das Baustellenhandbuch zum Bau von Abwasserleitungen und –kanälen, 1. Aufl., Hennef 2002.
- [5] Stein, D.: Grabenloser Leitungsbau. Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2003.
- [6] ATV-DVWK-M 160: Fräs- und Pflugverfahren für den Einbau von Abwasserleitungen und –kanälen (2003).
- [7] DIN EN 1610: Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und –kanälen (10.1997)
DIN EN 1610 Beiblatt 1: Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und –kanälen – Verzeichnis einschlägiger Normen und Richtlinien (Stand vom Februar 1997). Beuth Verlag, Berlin
- [8] ATV-DVWK-A 139: Einbau und Prüfung von Abwasserleitungen und –kanälen (01.2002).
- [9] ATV-DVWK-A 127: Statische Berechnungen von Abwasserkanälen und –leitungen, 3. Auflage (08.2000).
- [10] Berger, W., Büchner, U.: Verfüllen und Verdichten des Leitungsgrabens – Straßenbelastungen. bbr (2003), Nr. 6, S. 20–27.
- [11] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des Deutschen Institutes für Bautechnik, Berlin: Abwasserrohre aus gefülltem Reaktionsharzformstoff mit der Bezeichnung „Polycrrete PRC“ und Steckkupplungen in den Nennweiten

DN 300 bis DN 1200. Zulassungsnummer Z-42.1-250. Erteilt am 13.12.2002, gültig bis 31.12.2007.

- [12] Funke Kunststoffe GmbH, Sendenhorst (Hrsg.): Verlegeanleitung für FABEKUN[®]-HS-Rohrsystem (Stand 10.2002).
- [13] Uponor Abwassertechnik GmbH, Emstek (Hrsg.): Uponal-KG[®] – Lieferprogramm SN 4 und SN 8 (Stand 10.2001).
- [14] DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen (12.1985).
DIN 1072 Beiblatt 1: Straßen- und Wegbrücken; Lastannahmen; Erläuterungen (05.1988). Beuth Verlag, Berlin
- [15] DIN 1055: Einwirkungen auf Tragwerke – Teil 2: Bodenkenngrößen (Norm-Entwurf 02.2003). Beuth Verlag, Berlin
- [16] Güte- und Prüfbestimmungen der Gütesicherung RAL-GZ 961: Herstellung und Instandhaltung von Abwasserleitungen und –kanälen. Hrsg.: RAL Deutsches Institut für Gütesicherung und Kennzeichnung e.V., Sankt Augustin (04.2002).
- [17] Merkblatt ATV-M 143:
Teil 1: Inspektion, Sanierung und Erneuerung von Entwässerungskanälen und -leitungen – Grundlagen (12.1989).
Teil 2: Inspektion, Instandsetzung, Sanierung und Erneuerung von Abwasserkanälen und -leitungen – Optische Inspektion (04.1999).
- [18] Körkemeyer, K.; Weidemann, S.: Entwicklung eines Verfahrens zur Zustandsbewertung und Beurteilung von Abwasserkanälen aus biegeweichen Rohren. Endbericht zum BMBF-Forschungsvorhaben, unveröffentlicht. (12.03).
- [19] Firmeninformation Uponor Abwassertechnik GmbH, Emstek.

- [20] Ingenieurbüro Prof. Dr.-Ing Stein & Partner GmbH: Beurteilung von Verformungsmessungen an PE-HD-Rohren. Unveröffentlichte gutachtliche Stellungnahme, Bochum 1995.
- [21] DIN 4094: Ramm- und Drucksondiergeräte. Beiblatt 1: Erkundung durch Sondierungen (12.90). Beuth Verlag, Berlin
- [22] DIN 18125: Bestimmung der Dichte des Bodens. Teil 2: Feldversuche (05.86). Beuth Verlag, Berlin
- [23] DIN 18127: Baugrund; Untersuchung von Bodenproben – Proctorversuch (11.97). Beuth Verlag, Berlin
- [24] Testberichte der Tracto-Technik GmbH: Entwicklung und Erprobung eines in der Rohrleitung geführten Verdichtungsgerätes; Projekt 100243; unveröffentlicht, 2004.
- [25] Schalltechnischer Bericht der Firma Draeger Akustik, Meschede, Nr. 04-50; unveröffentlicht, 2004.
- [26] David M. Potts and Lidija Zdravkovic (1999). Finite element analysis in geotechnical engineering. Published by Thomas Telford Ltd., London, U.K. pp. 118.
- [27] Chen, W.F., and Liu, X.L., (1990). Limit Analysis in Soil Mechanics. Vol. 52. Developments in Geotechnical Engineering. Published by Elsevier Science Publishers b.v., Amsterdam, The Netherlands. pp. 83.
- [28] Chen, W.F., and Mizuno, E., (1990). Nonlinear Analysis in Soil Mechanics. Vol. 53. Developments in Geotechnical Engineering. Published by Elsevier Science Publishers b.v., Amsterdam, The Netherlands. pp. 238.
- [29] Hibbitt, Karlsson and Sorensen, (1998). ABAQUS-Theory Manual Version 5.8. Published by Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., U.S.A.

- [30] Roscoe, K.H. and Burland, J.B., (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. In: J. Heyman and F.A. Leckie (Editors), Engineering Plasticity. Cambridge University Press, Cambridge, England, pp. 535-609.
- [31] Brinkgreve R.B.J. (2002). PLAXIS/2D Modelling User's Manual Version 8.0. Published by Balkema Publishers, The Netherlands.
- Internet: <http://www.plaxis.nl/>
- [32] Schanz, T., (1998). Zur Modellierung des Mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien, Habilitation, Stuttgart Universität.
- [33] von Soos, P., (1990) Properties of Soil and Rock (in German). In: Grundbau-taschenbuch Part 4, Edition 4, Ernst & Sohn, Berlin.
- [34] Bediskan, E.,(1993). Effects of Over Consolidation Ratio on Coefficient of Lateral Earth Pressure At-Rest., METU, M.S. in Civil Engineering.
- [35] Head, K.H., (1986). Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 3: Effective Stress Tests. Published by Pentech Press Ltd., London, U.K. pp. 800-804.
- [36] Internet: <http://surken.htmlplanet.com/geotech.htm> (21.02.2006).
- [37] Internet:
<http://www.eng.mcmaster.ca/civil/undergraduate/courses/civeng3b03/labs/Lab2-Vacuum%20Triaxial%20Test.pdf> (21.02.2006).
- [38] Internet:<http://fbe.uwe.ac.uk/public/geocal/simulations/oedometer/lab.htm> (22.02.2006).
- [39] Firmeninformationen der Fa. Tekscan Int. www.tekscan.com
- [40] DIN 18123: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korngrößenverteilung Ausgabe:1996-11, Beuth Verlag, Berlin
- [41] DIN 18127: Baugrund - Untersuchung von Bodenproben – Proctorversuch. Ausgabe: 1997-11, Beuth Verlag, Berlin

- [42] E DIN 18135: Baugrund - Untersuchung von Bodenproben - Eindimensionaler Kompressionsversuch. Ausgabe: 1999-06, Beuth Verlag, Berlin
- [43] DIN 18137-3: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 3: Direkter Scherversuch. Ausgabe: 2002-09, Beuth Verlag, Berlin
- [44] DIN 18126: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung. Ausgabe: 1996-11, Beuth Verlag, Berlin
- [45] DIN 18125-2: Bestimmung der Dichte des Bodens Teil 2: Feldversuche. 08/1999, Beuth Verlag, Berlin
- [46] TP BF – StB B 8.3 2003. Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau - Teil B 8.3: Dynamischer Plattendruckversuch mit Leichtem Fallgewichtsgesät. Ausgabe: 2003
- [47] Prüfprotokolle Ingenieurbüro Halbach + Lange, Ingenieurbüro für Grundbau, Bodenmechanik und Umwelttechnik GmbH
- [48] Auszug aus Prüfprotokoll „Direkter Scherversuch nach DIN 18137-3“. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg – Essen, 2006
- [49] Einführung in die praktische Bodenmechanik, Rizkallah, V. Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) Universität Hannover, 1995
- [50] Technische Universität München, Zentrum Geotechnik: Studienunterlagen Grundbau und Bodenmechanik, Teil E Klassifikation von Boden und Fels Ausgabe 2004
- [51] DIN 1986-3: Entwässerungsanlagen für Gebäude und Grundstücke – Teil 3: Regeln für Betrieb und Wartung. 11/2003, Beuth Verlag, Berlin