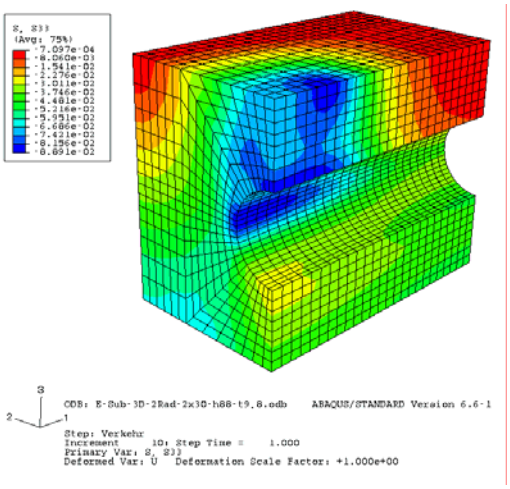
Fachhochschule Münster
Fachbereich Bauingenieuerwesen
Prof. Dr.-Ing. Bernhard Falter
Corrensstraße 25
481419 Münster

MIBAK

Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle



Endbericht

19. Dezember 2008

Endbericht zum Forschungsprojekt

Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle (MIBAK)

AZ: IV-9 – 042 3EI und AZ: IV-7-042 3E1 0010

Auftraggeber:

Ministerium für
Umwelt und Naturschutz,
Landwirtschaft und Verbraucherschutz
des Landes NRW

Auftragnehmer:

Fachhochschule Münster
Fachbereich Bauingenieurwesen
Professor Dr.-Ing. Bernhard Falter
Corrensstraße 25
48149 Münster

Projektpartner:

IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur
Exterbruch 1
45886 Gelsenkirchen

Leibniz-Universität Hannover
Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE)
Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus
Appelstraße 9 A
30167 Hannover

Ruhr-Universität Bochum
Prof. Dr.-Ing. M. Radenberg
Professor für Verkehrswegebau
Universitätsstraße 150
44801 Bochum

Von den Projektpartnern wurden die folgenden Abschnitte beigesteuert:

IKT Abschnitt 3

TUH Abschnitt 5.2

RUB Anhang [U3]

Inhaltsverzeichnis

1 Einleitung ... 5
2 Problemstellung ... 8
2.1 Einführung ... 8
2.2 Weitere Untersuchungsziele ... 8
2.3 Übersicht über Versuche mit erdgebetteten Rohren ... 9
3 Versuche im IKT-Großversuchsstand ... 14
3.1 Randbedingungen ... 14
3.2 Versuchsaufbau im IKT-Großversuchsstand ... 14
3.2.1 Rohrwerkstoffe ... 14
3.2.2 Boden- und Rohreinbau ... 15
3.2.3 Straßenoberbau ... 16
3.3 Messeinrichtung ... 17
3.4 Versuchsdurchführung ... 20
4 Rohrwerkstoffe und Querschnittswerte ... 25
4.1 Betonrohre DN 700 KFW ... 25
4.2 Rohre aus duktilem Gusseisen DN 700 ... 28
4.2.1 Scheiteldruckversuche ... 28
4.2.2 Zugversuche zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls ... 30
4.2.3 Zugversuche zur Ermittlung des Zugfestigkeit ... 31
4.3 PE-Wickelrohre ... 32
4.3.1 Zugversuche an Schulterproben ... 32
4.3.2 Kurzzeit-Scheiteldruckversuche ... 34
4.3.3 24h-Scheiteldruckversuch ... 36
4.3.4 Scheiteldruckversuch mit Teilbelastung ... 37
5 Straßenoberbau und Boden ... 40
5.1 Straßenoberbau ... 40
5.2 Boden (TU Hannover) ... 44
5.2.1 Bestimmung der Bodenparameter ... 44
5.2.2 Bestimmung des Verdichtungsgrads im Großversuchsstand ... 60
6 Auswertung der Versuchsergebnisse ... 68
6.1 Nullversuche (Bodenbelastung ohne Rohr) ... 68
6.2 Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 ... 71
6.2.1 Lastmodell bei 2 Fahrstreifen ... 71
6.2.2 Rohrspannungen infolge unterschiedlicher Laststellungen ... 73

6.2.3 Vergleich der Spannungen im Rohrscheitel und der Sohle ... 74
6.2.4 Lastzyklische Versuche bis N = 10^6 ... 77
6.3 Einfluss des seitlichen Erddrucks aus Verkehr ... 82
6.4 Einfluss der Fahrbahnbefestigung ... 84
6.4.1 Untersuchte Fahrbahnbefestigungen ... 84
6.4.2 Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B ... 90
6.4.3 Straßenoberbau mit Schäden (Kantenpressung) ... 93
6.4.4 Spannungen im Straßenoberbau ... 96
6.5 Längstragwirkung der Rohre ... 99
6.5.1 Messergebnisse ... 99
6.5.2 Berechnungmodell in Rohrlängsrichtung ... 101
6.6 Stoßartige Belastung ... 105
6.7 Belastung geschädigter Rohre ... 110
6.7.1 Allgemeines ... 110
6.7.2 Beispiele für schadhafte Kanäle mit geringen Überdeckungen ... 111
6.7.3 Beispiele für schadhafte Sammler mit geringen Überdeckungen ... 120
7 Kalibrierung von Rechenmodellen ... 123
7.1 Lastverteilungsmodell ... 123
7.2 Kalibrierung des FE-Modells ... 129
7.2.1 FE-Modell ... 129
7.2.2 Geometrie ... 129
7.2.3 Belastung ... 131
7.2.4 Lagerung ... 132
7.2.5 Werkstoffkennwerte ... 133
7.2.6 Vergleich der Ergebnisse der Berechnungen und Versuche ... 135
7.3 Folgerungen für das Rechenmodell des Arbeitsblattes A 127 ... 149
8 Zusammenfassung ... 151
8.1 Forschungsprogramm ... 151
8.2 Ergebnisse ... 151
8.3 Vorschläge und Ausblick ... 153
Literatur ... 155

Verwendete Formelzeichen

Zeichen	Einheit	Bedeutung	Abschn./Anhang
ν	-	Querdehnzahl des Bodens	5.2
Δd_v	mm	Durchmesseränderung des Rohres	C
σ_i, σ_a	N/mm²	Rohrspannungen in Umfangsrichtung, innen, außen	4.1
σ_x	N/mm²	Rohrspannungen in Längsrichtung	7
σ_x, σ_y, σ_z	N/mm²	Spannungen im FE-Modell	7
A	mm^2/mm	Querschnittsfläche der Rohre	4.1/E
a, a_x, a_y	m	Lasteinleitungsfläche, Seitenlängen in x- und y-Richtung	7.1
BK	-	Bauklasse Asphaltoberbau	5.1 / C
d	m	Durchmesser der kreisförmigen Lasteinleitungsfläche	C
d_m	mm	Mittlerer Rohrdurchmesser (Schwerachse)	E
d_m	mm	mittlerer Durchmesser der Rohre	4
E	N/mm²	Elastizitätsmodul, Boden, Rohr	5.1/E
E_B, E_2	N/mm²	Verformungsmodul des Bodens, in der Leitungszone	5.1
e_x, e_y	m	Radabstand in x- und y-Richtung	7.1
F_1	kN	Radlast / Zylinderlast	6
F_N	kN	Scheiteldruckkraft	4
G	N/mm^2	Schubmodul	7.2.5.2
h	m	Überdeckungshöhe	7.1
h_F	m	Höhe der Fahrbahnbefestigung (Asphaltschicht)	7.1
h_K	m	Höhe Bodenschicht bis Kämpferebene	6.3
h_P, e_P	mm	Profilhöhe des PE-Wickelrohres	E
h_S	m	Höhe der Bodenschicht (Sand)	7.1
I	mm^4/mm	Flächenmoment 2. Grades (Profilierung PE-Rohr)	4
I_P	mm^4/mm	Flächenmoment 2. Grades des PE-Wickelrohres	E
K_2	-	Erddruckverhältnis	6.3
L	m	Rohrlänge	4
l_m, b_m	m	Mittragende Rohrlänge, Lastbreite	7.1
m	-	Biegemomentenbeiwert	6.7
M	Nmm/mm	Biegemoment	6.7
n	-	Normalkraftbeiwert	6.7
N	N/mm	Normalkraft	6.7
N	-	Zahl der Lastzyklen	6.2.4
p, p_V, p_t	kN/m²	Vertikale Bodenspannung aus Verkehrslast im Scheitel	Bild 7-3ff
p_E	kN/m²	Bodenspannung aus Erdlast	
p_K	kN/m²	Konzentrierte Flächenlast in Rohrscheitelebene	Bild 7-3ff
q_h	kN/m²	horizontale Bodenspannung am Rohrkämpfer	6.3
q_h*	kN/m²	Horizontaler Bettungsreaktionsdruck am Rohrkämpfer	
q_v	kN/m²	gesamte vertikale Bodenspannung	
r_m	mm	mittlerer Radius der Rohre	4

Zeichen	Einheit	Bedeutung	Abschn./Anhang
R_m	N/mm^2	Zugfestigkeit von Gussrohren	4
s	mm	Rohrwanddicke	E
S	N/mm^2	Rohrsteifigkeit	4
s_1, s_2, s_3	mm	Wanddicken beim Betonrohr (Kämpfer, Scheitel, Sohle)	E
$s_{äq}$	mm	äquivalente Rohrwanddicke	6.7
st_B	-	Steigung der Lastausbreitung im Boden (z. B. 2:1)	7.1
st_F	-	Steigung der Lastausbreitung in der Fahrbahn (z. B. 1:1)	7.1
st_R	-	Steigung der Lastausbreitung im Rohr (z. B. 1:1,5)	7.1
t	mm	Stahlplattendicke	C
t	s	Versuchsdauer	B
v_x , v_y, v_z	mm/s	Schwinggeschwindigkeit des Bodens	6.6
w_o	mm	Verschiebung des Rohrscheitels	C
W_{Pi}, W_{Pa}	mm^3/mm	Widerstandsmomente des PE-Wickelrohres	6.7
w_u	mm	Verschiebung der Rohrsohle	C
α_{ki}, α_{ka}	-	Korrekturfaktor für die Krümmung (innen, außen)	4
δ_v	%	Ovalisierung	C
ε_φ, ε_x	$\mu m/m$	Dehnungen im Rohr (Radial- / Längsdehnung)	6
γ_R	kN/m^3	Rohrwichte	6.7
λ_R, λ_B	-	Konzentrationfaktor des Bodens (über / neben Rohr)	6.4.2

1 Einleitung

Die statische Berechnung von erdgebetteten Abwasserleitungen und -kanälen erfolgt in Deutschland seit 1984 nach dem Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1]. Im Rahmen der CEN/TC165/WG12 wurden zwar zwei Optionen für eine „europäische Rohrstatik“ erarbeitet, es konnte jedoch keine Einigkeit auf ein gemeinsames Verfahren erzielt werden. Die Ergebnisse werden daher lediglich in Form eines Technischen Berichtes TR 1295-3 [V4] veröffentlicht. Zur Berücksichtigung von Weiterentwicklungen bei der Rohrherstellung und beim Rohreinbau sowie der Notwendigkeit einer Anpassung an europäisch übliche Regelungen zur Standsicherheit wird daher in der DWA-Arbeitsgruppe ES 5.4 eine 4. Auflage des Arbeitsblattes A 127 vorbereitet. Dabei können auch neuere Erkenntnisse bezüglich der Tragwirkung des Rohr-Boden-Systems einbezogen werden.

Flache Überdeckungen sind für die Praxis von besonderer Bedeutung, da solche Anwendungen einerseits zunehmen, andererseits auf die Rohrleitungen hohe Bodenspannungen aus Verkehrslasten einwirken, vgl. Bild 1-1.

Bild 1-1 Beispiele für flach überdeckte Rohre und / oder hohe Belastungen: Durchlass, Containerterminal, Baufahrzeug über GFK-Rohr, Betonrohre unter Eisenbahnverkehrslasten

Im Rahmen eines durch das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes NRW unterstützten Forschungsvorhabens, an dem die FH Münster, das IKT Gelsenkirchen, die Leibniz Universität Hannover und die Ruhr-Universität Bochum beteiligt sind, sollen mit Hilfe von Versuchen im Maßstab 1:1 und Finite Element-Simulationen eine Reihe von Fragen geklärt werden, die bei der Dimensionierung von Rohren mit flacher Überdeckung auftreten. Die Untersuchungen sollen außerdem Aussagen über die Reststandsicherheit von geschädigten Rohren und die Berechnung von Sanierungssystemen bei nicht mehr allein tragfähigen Altkanälen liefern.

2 Problemstellung

2.1 Einführung

Typische Belastungen flach überdeckter Kanäle sind vertikale Scheitelbelastungen bei gleichzeitig geringem horizontalem Erddruck, der von der Nennweite abhängt, vgl. Bild 2.1.

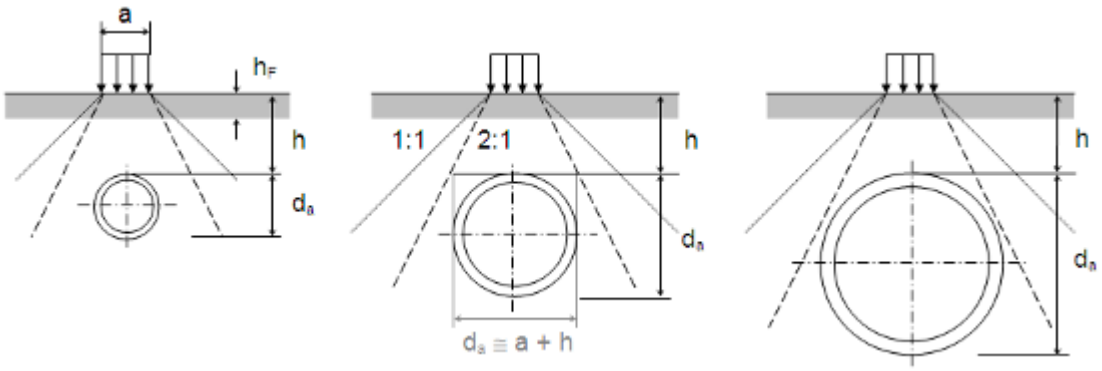


Bild 2-1 Auswirkungen einer Teilflächenlast bei konstanter Überdeckung und unterschiedlichen Rohrnennweiten (Prinzipskizzen)

Bei ausreichendem Rohrdurchmesser ist zudem eine Längstragwirkung der Rohre unter konzentrierten Oberflächenlasten bzw. Lastkonzentrationen im Rohrscheitel möglich, vgl. [21].

Als Grenze für flache Überdeckungen kann $h < 1{,}5 \cdot DN$ bzw. $h < 1$ m angenommen werden. Für die Nennweite DN 1400 ergibt sich damit eine besondere Lastsituation bereits für Überdeckungshöhen $h < 2{,}1$ m.

Wird die Überdeckung h konstant gehalten und der Rohraußendurchmesser vergrößert, so nehmen die Vertikalspannungen neben den Rohrkämpfern ab, vgl. Bild 2-1. Für den stützend wirkenden seitlichen Druck gilt daher ein geometrisches Kriterium, das die Werte h, d_a und a enthält. Zur Verifizierung stellen die durchgeführten Versuche ausreichende Messergebnisse zur Verfügung. Da bei biegeweichen Rohren der Seitendruck q_h und der Bettungsreaktionsdruck q_h* überlagert werden, werden diese Untersuchungen an einem biegesteifen Rohrwerkstoff durchgeführt, vgl. Abschnitt 6.3.

2.2 Weitere Untersuchungsziele

Mit den Versuchen an flach überdeckten Rohren aus Beton, duktilem Gusseisen und Polyethylen sollen neben der Höhe des seitlichen Erddrucks auch die folgenden aktuellen Fragen behandelt werden:

- In welcher Höhe wirken sich die Straßenverkehrslasten nach Eurocode 1 aus? (Abschnitt 6.2.1)
- Welchen Einfluss hat der überholende Schwerlastwagen bei enger Vorbeifahrt? (Abschnitt 6.2.2)
- Wo liegt die maßgebende Nachweisstelle, im Rohrscheitel oder in der Sohle? (Abschnitt 6.2.3)
- Welchen Einfluss hat die Fahrbahnbefestigung? (Abschnitt 6.4)
- Was geschieht im Bereich von Fahrbahnrändern und -schäden? (Abschnitt 6.4.2)

- Welche unterschiedlichen Tragwirkungen in Längsrichtung weisen biegesteife und biegeweiche sowie profilierte Rohre auf? (Abschnitt 6.5)
- Wie reagiert das Rohr-Bodensystem bei stoßartiger Belastung? (Abschnitt 6.6)
- Wie ist die Standsicherheit von geschädigten Rohren zu bewerten? (Abschnitt 6.7)

Ziel ist ferner die Kalibrierung eines Finite Element-Modells zur Untersuchung von Lastfällen und Einbausituationen, die von den Konfigurationen im Großversuchsstand abweichen, vgl. Abschnitt 7.

2.3 Übersicht über Versuche mit erdgebetteten Rohren

Die in 2-1 aufgeführten Versuche haben zum Teil sehr verschiedene Zielrichtungen. Bei Untersuchungen für Rohrhersteller ist häufig der Nachweis von Interesse, dass ein zu prüfendes biegeweiches Rohr auch unter ungünstigen Einbettungsbedingungen den im Arbeitsblatt ATV-A 127 definierten Verformungsgrenzwert von δ_v = 6 % nicht überschreitet. Bei international angelegten Forschungsarbeiten geht es z. B. um die Bewertung von eingeführten Vorschriften. Weitere Arbeiten dienen der Kalibrierung der eingesetzten Messtechnik bei leicht zu reproduzierenden Randbedingungen.

Tabelle 2-1 Versuche mit erdgebetteten Rohren unter geringen Überdeckungen und mittleren bis hohen Lasten (Auswahl)

Jahr	Autor(en), Institution/ Hersteller	Rohrwerk-stoff	Nenn-weite	Boden-gruppe	Belastung	Messun-gen (max.)	Beson-derheiten	Ergeb-nisse
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1967-1980	Gaube/ Hofer/Müller Hoechst [3]	PE-HD	DN 1200, DN 800	G1-G2	p_E h < 2 m	δ_v, σ_B	Langzeit-versuche	$\delta_v \leq$ 8 % (Langzeit)
1970-1998	Nowack Omniplast [10]	PVC-U	DN 300 - 500	G1-G2	p_E h < 2 m	δ_v	Langzeit-messun-gen	i.M. δ_v < 3% Einzelwert δ_v < 10 %
1988	Watkins/ Shupe Utah State Univ .[7]	1) Beton 2) Betonrohr mit Schlauch-liner	ca. DN 800	Sand+ 20% Schluff	$p_E + p_0$ h ≅ 30m	δ_v	Ver-suchs-stand	1) Risse bei h ≅ 7m, δ_v ≅ 40% 2a) 31% 2b) 2,7 %
1997	[15]	PVC-U, PE, Stahl	DN 300	G1, G4	p_E + F SLW 30 h = 1,15 bis 3m	δ_v	ohne/ mit Verdich-tung	δ_v < 12 %/ δ_v < 1 %
1998	Falter/Hinrichs/ Lenz/Schwerdt iro/FH Münster [16]	PE, PE-X, SML	d_a = 130 - 160	G1 (SE, GW-GI, Grauw.)	p_E + SLW 30 + p_i = 10 bis 16 bar	ε (φ = 0, 90°, 180°) DMS	Druck-rohre	Abw. i. M. < 25 %, p_i + SLW
1998	Lühr/Schmidt/ Mälzer fmpa Bauhaus Univ. Weimar [23]	PVC-U profiliert, verschiedene Hersteller	DN 300	G1 D_{Pr} = 87 %	F = 250 - 300 kN SLW 60 h = 0,5 m bis 1 m	v(x,φ) Laser	Versuchs-feld 270 d	δ_v < 7 %
2001	Steffens/Harder (HS Bremen), Falter (FH Münster) ASSUR [21]	Beton, Steinzeug, PVC-U	DN 400	G1 E_2 ≅ 17 N/mm²	F = 300 kN (SLW 60) h = 1,3 m	σ_{Bx}, σ_{Bz} v(x,φ)	Ver-suchs-stand	δ_v ≅ 0,5 %

Abkürzungen: p_E = Erddruck, p_0 = Pressendruck, F = Einzellast auf Lastplatte, p_i = innerer Überdruck

Versuche an biegeweichen Rohren bieten den Vorteil einer einfachen Messung der Verformungen mit möglichen Rückschlüssen auf die Bodenspannungen, Bettungsbedingungen und das Rohrverhalten. Meist wurden keine direkten Messungen der Bodenspannungen in der Rohrumgebung vorgenommen.

Ein weiterer Unterschied zu biegesteifen Rohren besteht darin, dass eine Konzentration der Belastungen über dem Rohrscheitel wenig wahrscheinlich ist.

Die Langzeitmessungen der Verformungen von großformatigen Rohren bis DN 1200 von Gaube, Hofer und Müller [3] sind die ersten in Deutschland dokumentierten Ergebnisse von PE-Rohren und -Schächten. Die Überdeckung liegt über den Werten des Forschungsprojektes. Die Ergebnisse zeigen jedoch den Trend, dass die Verformungen aus Erdlasten mit der Zeit abklingen. Diese Erkenntnisse haben maßgeblich zur Weiterentwicklung der deutschen Vorschriften für biegeweiche Kunststoffrohre beigetragen.

Von Nowack wurden im Rahmen von ausgeführten Projekten langjährige Messungen der Verformungen von erdgebetteten Kunststoffrohren durchgeführt [10]. Dabei handelte es sich in der Regel um PVC-Rohre mit kleineren Nennweiten im Bereich DN 200 bis DN 500. Hierbei wurden tatsächliche, auf Baustellen realisierte Einbettungsbedingungen erfasst. Da die Messergebnisse in Rohrlängsrichtung aufgezeichnet wurden, ist auch eine gewisse statistische Aussage zu den erzielten Verdichtungen möglich.

Die Versuche der europäischen Kunststoffindustrie wurden als Feldversuche mit drei Werkstoffen (PVC, PE und Stahl) konzipiert, vgl. Alferink et. al. (TEPPFA [15]). Besonderer Wert wurde auf die Variation der Bodenarten (G1 bis G4) und deren Verdichtung gelegt. Ferner wurde ein erheblicher Aufwand zur Ermittlung der Bodenkennwerte nach verschiedenen in Europa üblichen Verfahren betrieben.

Die Überdeckungen betrugen 1,15 bis 3 m, die Belastung erfolgte durch Überfahrten mit einem SLW 30. Die Verdichtungsgrade wurden mit „keine“, „mittel“ und „gut verdichtet“ definiert – keine Verdichtung bedeutete auch: Einwerfen von Bodenklumpen in die Leitungszone. Nur bei nicht verdichteten Böden wurden Verformungen bis ca. 15% gemessen, für die übrigen Einbauarten resultierten Verformungen von ca. $\leq$ 6%.

Die Tests wurden im Rahmen einer groß angelegten Aktion nach verschiedenen in DIN-EN 1295-2 aufgeführten europäischen Verfahren rechnerisch überprüft. Die Verfasser Alferink et. al. (TEPPFA [15]) kommen zu der Auffassung, dass die schwedische Vorschrift die beste Übereinstimmung liefere, es ist jedoch für die sehr vielen und unterschiedlichen Einbaufälle keine eindeutige Präferenz eines Verfahrens möglich.

Das Verhältnis min h zur Nennweite und die Lasthöhe (Gebrauchslast) liegt zwar außerhalb des für das Forschungsprojekt relevanten Bereichs, die Erkenntnisse z. B. zur Messung der bodenmechanischen Größen sind jedoch auch für die vorliegende Arbeit von Bedeutung.

In ihrer Diplomarbeit an der FH Oldenburg untersuchten Hinrichs und Schwerdt [16] den zeitlichen Verlauf der Dehnungen erdgebetteter Druckrohre kleiner Nennweite aus PE während der mehrfachen Überfahrten durch ein 30t Fahrzeug. Die Überdeckung betrug ca. 0,5 m, die Bodengruppe G3.

Es zeigte sich die Gültigkeit der Superposition der Rohrspannungen aus dem Innendruck und aus dem SLW. In der Arbeit wurden ferner Vergleichsrechnungen mit der Finite Element Methode durchgeführt, die eine gute Übereinstimmung sowohl bei den einzelnen Lastarten als auch bei deren Überlagerung zeigten.

Für das Forschungsprojekt sind hierbei insbesondere der kleine Überdeckungsbereich und die zyklische Belastung durch ca. 100 Überfahrten interessant. Nicht getestet wurden die Einflüsse einer befestigten Fahrbahn auf die Lastverteilung.

Die in 2003 veröffentlichten Versuche von Lühr, Schmidt und Mälzer, Bauhaus-Universität Weimar [23] gelten den profilierten Rohren Bipeau+, Jumbo-KG und Ultra-Rib aus PVC-U mit der Nennweite DN 300 im Überdeckungsbereich von 0,5 m bis 1 m.

Im oberen Überschüttungsbereich wurde durch die Überfahrten eine höher verdichtete Bodenschicht erzielt, die in [23] als „Fahrbahntragschicht“ bezeichnet wird. In der Leitungszone wurden praxisnahe geringe Verdichtungsgrade gewählt (deutlich unter 10 Schläge bei der Rammsondierung).

Es wurden sowohl die Verformungen bei der Grabenverfüllung und Verdichtung als auch Langzeitmessungen unter SLW 30 bis SLW 60 durchgeführt. Die Verformungen sind in Rohrlängsrichtung dokumentiert, so dass auch Aussagen über die Längstragwirkung möglich sind.

In diesem Vorhaben wurde insbesondere das Langzeitverhalten von Kunststoffrohren untersucht, d. h. hier ist bei geringeren Überdeckungen und kürzeren Einwirkungszeiten (270 Tage) ebenfalls ein Abklingen der Rohrbelastungen bis zu einem quasi stationären Zustand festgestellt worden. Außerdem wurden die Beanspruchungen beim Rohreinbau erfasst.

Kunststoffrohre zeigen den Untersuchungen [23] zufolge eine hohe Tragreserve gegenüber „extremalen Einbau- und Belastungsbedingungen“. Allerdings lässt sich mit dieser Aussage der Autoren das dennoch vorhandene Schadenspotential bei Kunststoffrohren nicht begründen.

Die Versuche von Watkins et. al. [2] wurden in einem Großversuchsstand an zwei Betonrohren mit ca. 800 mm Durchmesser durchgeführt. In den Versuchsstand wurde ein bindiger Boden (G3 nach A 127) eingebaut.

In ein Rohr wurde vor Lastaufbringung ein Schlauchliner mit ca. 25 mm Wanddicke installiert – Ziel der Versuche war also die Demonstration des Verschiebungs- und Bruchverhaltens von unsanierten und sanierten Betonrohren.

Die Belastung wurde durch hydraulischen Pressendruck in der Höhe bis ca. 450 kN/m² auf die Bodenoberfläche aufgebracht. Es handelt sich damit um eine Oberflächenlast p_0 (Bezeichnung nach ATV-A 127), die zwar nicht der Radlast eines SLW entspricht, jedoch für Vergleichsbetrachtungen aufschlussreich ist. So sind z. B. Vergleiche zur Höhe des seitlichen Erddrucks auf Rohre bei hohen Versuchslasten möglich.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens ASSUR [21] wurden in den Jahren 2000/01 umfangreiche Lastplattenversuche in einem mittelformatigen Versuchsstand und in-situ (gemauerter Kanal in Bremen) vorgenommen. Durch Einsatz einer größeren Zahl von Erddruckgebern konnte die dreidimensionale Verteilung der Bodenspannungen im Versuchsstand ermittelt werden, anschließend wurden die Ergebnisse durch räumliche FE-Berechnungen überprüft.

Für das vorliegende Projekt sind die Versuche 1 bis 3 im Versuchsstand mit unterschiedlich verdichtetem Sand ohne Rohr (1, 2) und eine weiterer Versuch (3) mit einem Betonrohr DN 400 von Bedeutung. Die übrigen Versuche 4 bis 9 im Projekt ASSUR galten der Resttragfähigkeit regelmäßig und unregelmäßig gebrochener Rohre aus verschiedenen Werkstoffen und einem Schacht – diese Ergebnisse sind für das Verhalten erdgebetteter geschädigter Rohre unter Last im Abschnitt 6.7 von Interesse.

Die Verteilung der Bodenspannungen nach ATV-A 127 hat sich in den Versuchen im Rahmen des Forschungsvorhabens ASSUR [21] für die untersuchte Konstellation als nicht zutreffend erwiesen. So zeigten sowohl die Messungen im Boden ohne Rohr mit Erddruckgebern (Bild 2-2, Linie c) als auch physikalisch nicht lineare FE-Analysen (Bild 2-2, Linie d) mit einem Bodengesetz nach Mohr-Coulomb höhere Scheitellasten.

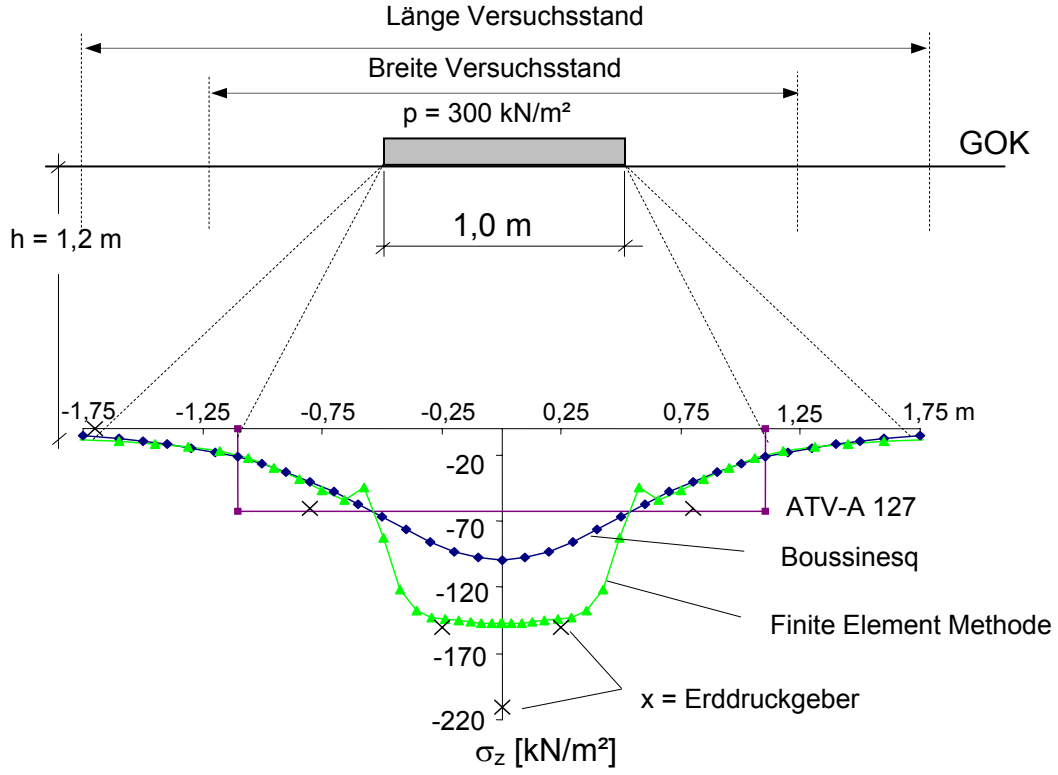


Bild 2-2 Im Rahmen des Projektes ASSUR berechnete und gemessene Spannungsverteilungen in 1,2 m Tiefe unter einer Lastplatte,
hier: Versuch 2, gut verdichteter Sandboden ohne Rohr (Näheres s. [21]):
a) nach ATV-A 127
b) nach Boussinesq
c) im Versuchsstand gemessen (×) nach [21]
d) dreidimensionale Nachrechnung des Versuchsstandes mit der Finite Element Methode [P6]

Bei den Spannungsverteilungen fällt zudem auf, dass die Linien b bis d in Bild 2-2 stärker auf den Rohrscheitel konzentriert sind, was dort entsprechend höhere Spannungen zur Folge hat.

Im Rahmen einer umfangreichen Feldstudie der University of Waterloo, Ontario [30] wurden in 1,5 m Tiefe PE-Rohre mit Graben und grabenlos (HDD-Verfahren) in einer Straße vor einer Mülldeponie eingebaut. Die Messtechnik entspricht dem vorliegenden Forschungsprojekt, die Lastaufbringung erfolgte durch schwere Müllfahrzeuge. Das Langzeitprojekt wurde im Jahr 2008 abgeschlossen und zeigt deutlich, dass die grabenlose Einbaumethode zu geringeren Rohrspannungen und Rohrverformungen führte. Die größere Tiefe von 1,5 m entspricht der frostfreien Mindestüberdeckung in Kanada.

Zusammenfassung Stand der Technik

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens recherchierten Versuche und die hierzu partiell vorhandenen Erklärungen durch theoretische Modelle zeigen, dass bisher Untersuchungen fehlten, mit denen

- der Ort der maximalen Beanspruchung (Scheitel oder Sohle) in Abhängigkeit von den Geometrieparametern eindeutig identifiziert,
- ent- oder belastende Wirkungen eines starren Oberbaus unter Einbeziehung von zyklischen Lasten quantifiziert,
- neue Spannungsverteilungen durch die Regelungen in EC 1 erkannt,
- Grenzbedingungen für den Ansatz eines seitlichen Erddrucks definiert und
- Gefahren durch den Rohreinbau besser abgeschätzt

werden können.

Auch in Hinblick auf zunehmende Verkehrslasten und -frequenzen ist es von großer Bedeutung, die Auswirkungen auf die Rohroberfläche besser einzugrenzen als dies bisher der Fall war. Die Ergebnisse sind sowohl für den Neueinbau von Rohrleitungen als auch für Sanierungen von Rohren und Sammlern wichtig.

Das Forschungsvorhaben liefert damit einen über die zitierten Arbeiten weit hinausgehenden Beitrag zur Verbesserung der Standsicherheit von oberflächennah eingebauten Rohren.

3 Versuche im IKT-Großversuchsstand

3.1 Randbedingungen

Zur Klärung der im Abschnitt 2.1 und 2.2 aufgeführten Fragestellungen wurde ein Versuchskonzept entwickelt, dieses in einen Versuchsaufbau umgesetzt und dieser in den IKT-Großversuchsstand eingebaut, vgl. Bild 3-1. Der Großversuchsstand weist eine Höhe von 6,0 m, eine Breite von 6,0 m und eine Länge von 15,0 m auf und ermöglicht die Betrachtung komplexer Zusammenhänge, in denen die Interaktion zwischen Rohrleitung, umgebendem Bodenkörper und Verkehrslasten von Bedeutung ist. Aufgrund seiner Abmessungen erlaubt der Großversuchsstand die Durchführung von Versuchen im Maßstab 1:1 unter praxisnahen Bedingungen. Durch den Einsatz hydraulischer Prüfzylinder können auf der Bodenoberkante statische und lastzyklische Punkt- und Flächenlasten simuliert werden. Die nachfolgenden Kapitel beschreiben den Aufbau und die Durchführung der Versuche zur Untersuchung der Mindestüberdeckung und Belastung von flach überdeckten Abwasserkanälen im Großversuchsstand.

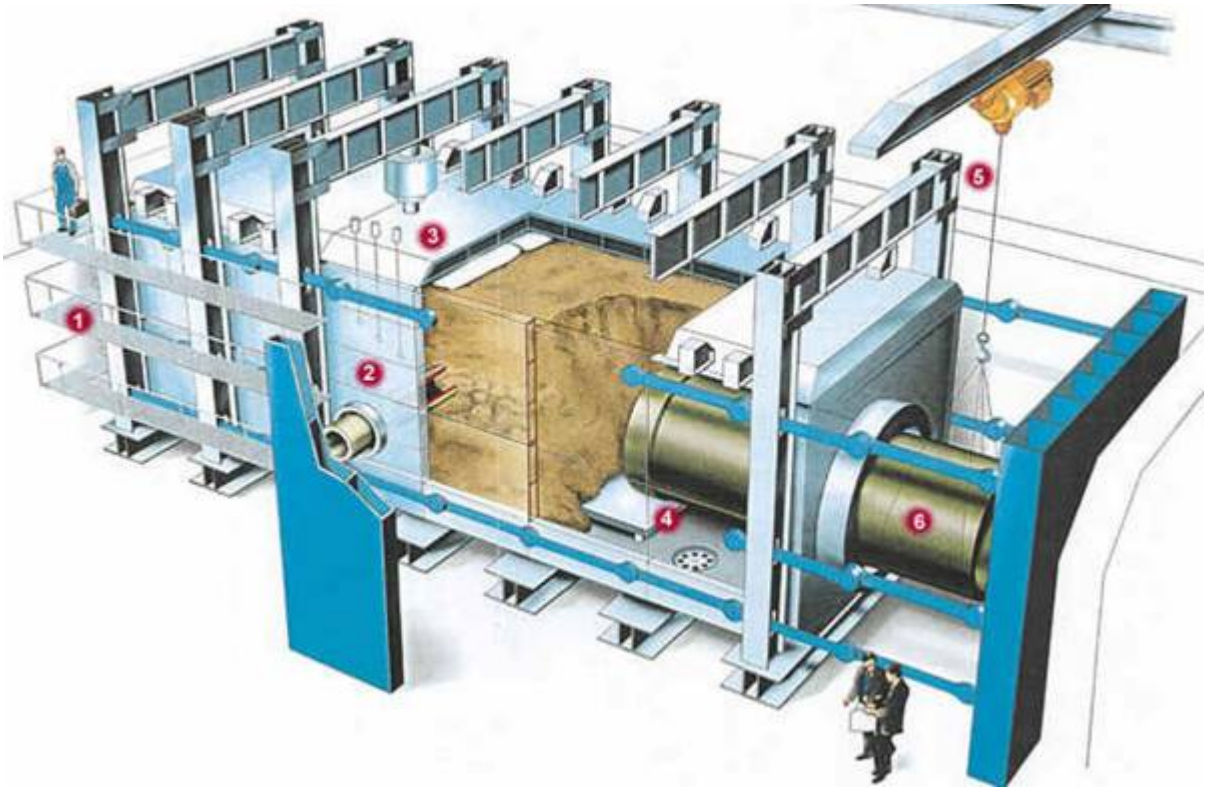


Bild 3-1 Systemskizze IKT-Großversuchsstand

3.2 Versuchsaufbau im IKT-Großversuchsstand

3.2.1 Rohrwerkstoffe

In den IKT-Großversuchsstand wurden Rohrstränge der Nennweite DN 700 aus unterschiedlichen Rohrwerkstoffen eingebaut. Als biegeweicher Rohrwerkstoff wurden duktile Gussrohre der Druckstufe PN6 eingesetzt, die abweichend von der Regelherstellung aufgrund der Applizierbarkeit der Dehnungsmessstreifen keine Innenbeschichtung aus Zementmörtel und keinen äußeren Korrosionsschutz aufwiesen. Zusätzlich wurde nach Ausbau des Guss-Rohrstranges ein weiterer Rohrstrang aus profilierten PE-Kunststoffrohren verlegt, vgl. Bild 3-2. Als Komponente des biegesteifen Rohr-Boden-Systems wurden wandverstärkte Betonrohre mit Fuß gewählt.

Bild 3-2 Profilierte PE-Rohre, Hersteller: Frank Krah Wickelrohr GmbH

3.2.2 Boden- und Rohreinbau

Bodenkörper

Als Bodenmaterial wurde in den Großversuchen ein Sand-Kies-Gemisch mit 0/8-Körnung (Rheinsand) verwendet. Der Rheinsand wurde durchweg von einem Lieferanten aus einer ausgewählten Sand-Kies-Grube angeliefert, so dass davon auszugehen ist, dass der eingebaute Boden im Großversuchsstand in allen Bodenschichten nahezu dieselben Materialeigenschaften aufweist. Der Bodeneinbau erfolgte gemäß den Vorgaben des Arbeitsblattes ATV-DVWK-A 139 „Einbau und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen“ [V18] unter Berücksichtigung der Verdichtbarkeitsklasse V1. Der Einbau des Bodens in den IKT-Großversuchsstand wurde durch Verdichtungsuntersuchungen von der Universität Hannover unter bodenmechanischen Gesichtpunkten begleitet und ein mittlerer Verdichtungsgrad von 95 % der Proctordichte ermittelt.

Mit der Wahl des Bodenmaterials, des Boden- und des Rohreinbaus (sorgfältige Zwickelverdichtung) wird eine für Rohrverlegungen mit flachen Überdeckungen unter Straßen übliche Situation geschaffen. Hiervon abweichende Einbaufälle sollen durch das FE-Modell und die im Arbeitsblatt ATV-A 127 vorgesehenen Abminderungsfaktoren erfasst werden.

Rohre und Schächte

Für jeden Rohrwerkstoff wurde ein Rohrstrang in Längsrichtung des IKT-Großversuchsstandes aufgebaut, vgl. Bild 3-3 und Bild 3-4. Der Guss- und Beton-Rohrstrang setzen sich jeweils aus 6 Rohren sowie einem Anfangs-, einem Mittel- und einem Endschacht zusammen. Für den Kunststoff-Rohrstrang wurde eine Haltung aus 3 Rohren sowie einem Anfangs- und einem Endschacht eingebaut. Die einzelnen Haltungen zwischen den Schächten bestehen aus jeweils drei Einzelrohren, einem längeren Mittelstück und zwei kurzen Gelenkstücken. Der Abstand der Rohrstränge von der Rohrachse bis zur nahegelegenen Längswand des Großversuchsstandes beträgt 1,5 m, untereinander weisen die Rohrstränge von Rohrachse zu Rohrachse einen Abstand von 3,0 m auf.

Als Schächte wurden in den Rohrsträngen Betonschächte der Nennweite DN 1200 mit Schachtfutter bzw. passendem Anschluss zur Einbindung der oben beschriebenen Beton- und Guss-Rohre eingesetzt. Der Außendurchmesser der profilierten PE-Kunststoffrohre wurde so gewählt, dass die Rohre in die Schächte des Guss-Rohrstranges mit dem Schachtanschluss Typ „Standard“ eingebunden werden konnten.

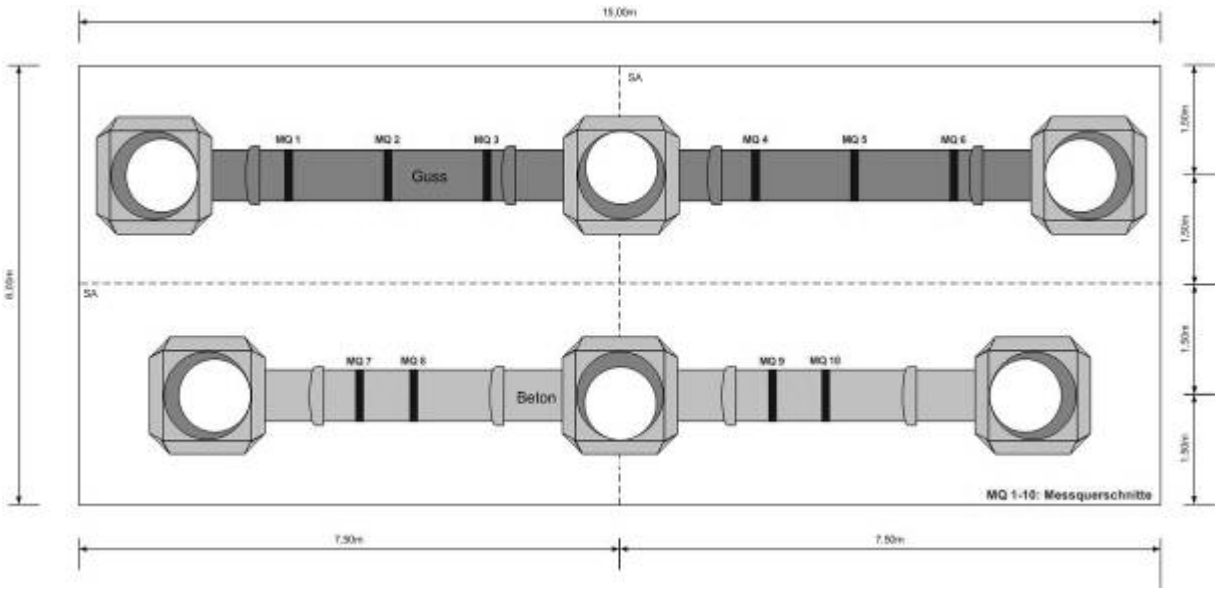


Bild 3-3 Grundsätzlicher Versuchsaufbau im IKT-Großversuchsstand:
Guss- und Beton-Rohrstrang

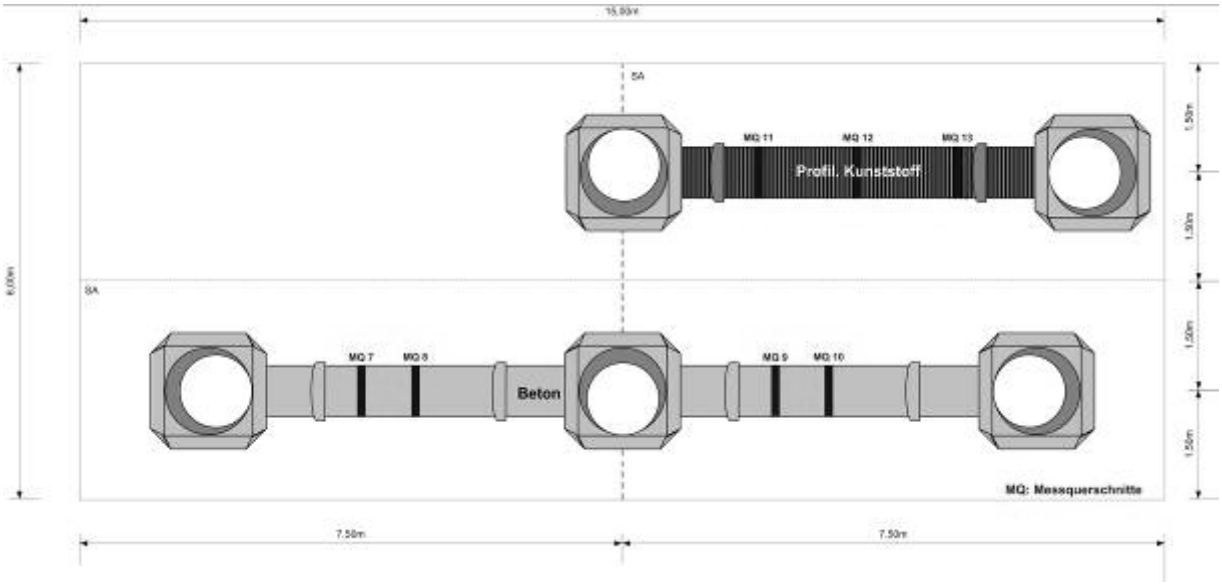


Bild 3-4 Grundsätzlicher Versuchsaufbau im IKT-Großversuchsstand:
Profilierter Kunststoff-Rohrstrang

3.2.3 Straßenoberbau

Allgemeines

Als Straßenoberbau wurden für den Guss- und Beton-Rohrstrang ein Pflasterbelag und für den Guss-, Beton- und Kunststoff-Rohrstrang eine spezielle Stahlplattenkonstruktion gewählt, mit deren Hilfe unterschiedliche Straßenoberbauten simuliert werden können. Beide Straßenoberbauten wurden für eine Überdeckung von ca. 80 cm über Rohrscheitel konzipiert.

Pflasterbelag

Als repräsentativer Pflasterbelag wurde auf der Basis von [U3] ein Pflasterbelag aus Betonrechteckpflastersteinen der Bauklasse III nach RStO 01 [V8] festgelegt. Die Pflasterfläche wurde in einer Hälfte des Großversuchsstandes über die gesamte Breite zwischen Anfangs- und Mittelschacht des Guss-

und Beton-Rohrstranges eingebaut, vgl. Bild 3-5. Die Pflasterarbeiten einschließlich der Bereitstellung aller Verlegematerialien wurden von einer Fachfirma nach TL Pflaster-StB 06 [V17] durchgeführt. Der gewählte Betonrechteckpflasterstein mit den Abmessungen 20 x 10 x 10 cm wurde auf einer Fläche von ca. 24 m² im Läuferverband auf einer Kies-Sand-Schicht von 42 cm, einer Schottertragschicht von 25 cm und einer 3 cm dicken Pflasterbettung aus gebrochenem Hartstein verlegt. Die Pflasterfläche wurde seitlich eingefasst, das heißt, die abschließende Pflasterreihe wurde in ein Mörtelbett der Festigkeitsklasse C12/15 gesetzt und die Fugen anschließend vollständig verfüllt.

Bild 3-5 Fertiggestellte Pflasterfläche im IKT-Großversuchsstand

Lastplattenkonstruktion

Alternativ zum Pflasterbelag wurde für die andere Hälfte des Großversuchsstandes eine Lastplattenkonstruktion gewählt, die es ermöglicht, unterschiedliche Straßenoberbauvarianten zu simulieren. Mit Hilfe der Lastplattenkonstruktion aus einer bzw. zwei Stahlplatten wurden Spannungszustände auf dem Planum erzeugt, die denen von realistischen Fahrbahnbelägen aus Bitumen und Beton entsprechen. Die Vergleichswerte der Spannungen auf Höhe des Planums wurden von Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Radenberg, Lehrstuhl für Verkehrswegebau an der Ruhr-Universität Bochum für unterschiedliche Bauklassen und Fahrbahnbeläge ermittelt und zur Festlegung der Plattenabmessungen herangezogen, vgl. [U3]. Unter Berücksichtigung einer reellen Einbauhöhe des Kies-Sand-Gemisches über dem Rohrscheitel von 66 cm und Einsatz von einer bzw. zwei Stahlplatten ergeben sich rechnerische Überdeckungshöhen einschließlich Straßenoberbau von 80 cm bzw. 88 cm.

3.3 Messeinrichtung

In die Rohrstränge wurden mehrere Messquerschnitte MQ1 bis MQ13 (vgl. Bild 3-3 und Bild 3-4) eingerichtet, in die unterschiedliche Sensoren zur Erfassung bemessungsrelevanter Größen eingebaut wurden. Die Sensoren dienten sowohl der Ermittlung signifikanter Bodenparameter als auch der Bestimmung von Rohrspannungen, -verformungen und -verschiebungen.

Die Hauptmessquerschnitte MQ2, MQ5, MQ8, MQ10 und MQ12 wurden in Rohrlängsrichtung mittig in den jeweiligen mittleren Rohren der Einzelhaltungen angeordnet. Die Nebenmessquerschnitte MQ1,

MQ3, MQ4 und MQ6 im Guss-Rohrstrang, MQ7 und MQ9 im Beton-Rohrstrang sowie MQ11 und MQ13 im profilierten Kunststoff-Rohrstrang wurden am Spitzende oder an der Muffe in den Randbereichen der Messrohre positioniert.

Die Hauptmessquerschnitte wurden mit Dehnungsmessstreifen, Erddruckgebern und Wegaufnehmern ausgestattet. Bidl 3-6, Bild 3-7 und Bild 3-8 zeigen die Anzahl und die Positionierung der o.g. Messtechnik in den Hauptmessquerschnitten des Guss-, Beton- und Kunststoff-Rohrstranges.

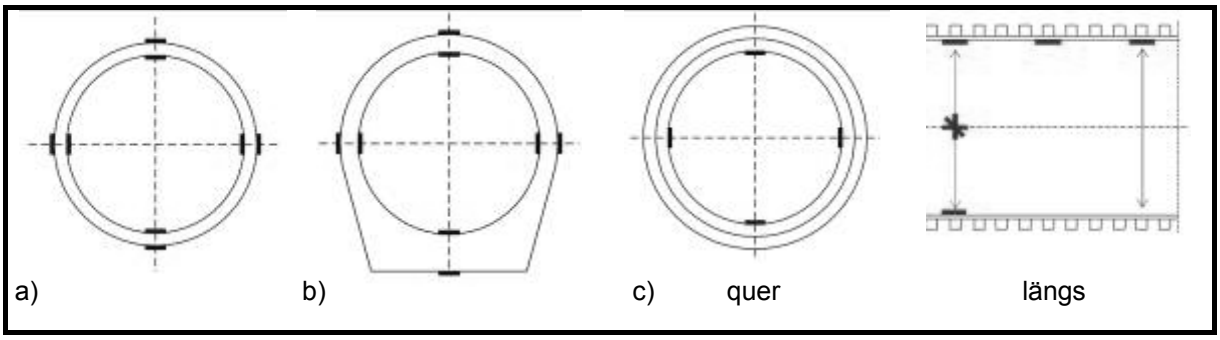


Bild 3-6 Anzahl und Lage der Dehnungsmessstreifen (jeweils axial, radial, diagonal) in den Hauptmessquerschnitten im a) Guss-, b) Beton- und c) Kunststoff- Rohrstrang

Im Kunststoff-Rohrstrang wurden aufgrund der Profilierung auf der Rohraußenseite lediglich Dehnungsmessstreifen auf der Rohrinnenseite angeordnet. Zusätzlich zu den Dehnungsmessstreifen im Scheitel, in den Kämpfern und in der Sohle wurden weitere Dehnungsmessstreifen in Rohrlängsrichtung im Scheitel appliziert (vgl. Bild 3-6c).

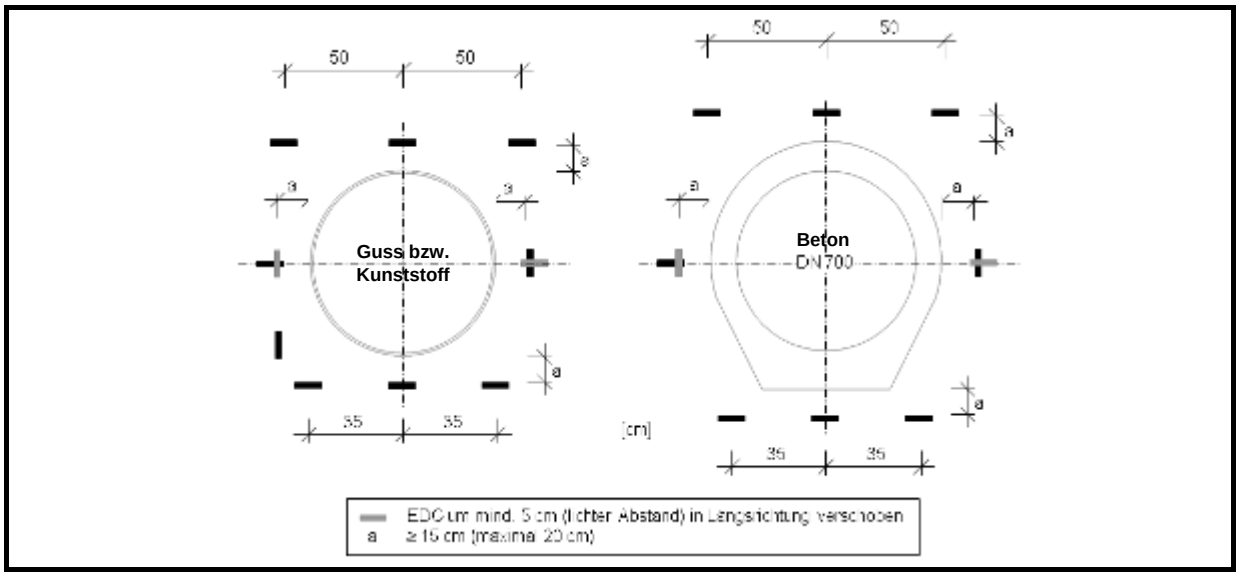


Bild 3-7 Lage der Erddruckgeber in den Hauptmessquerschnitten

In allen Nebenmessquerschnitten wurden Wegaufnehmer installiert. Die Nebenmessquerschnitte MQ1 und MQ6 im Guss-Rohrstrang wurden darüber hinaus an der Rohraußenseite mit Druckmessfolien ausgerüstet, vgl. Bild 3-11.

In den Hauptmessquerschnitten des Guss- und Kunststoff-Rohrstranges wurden jeweils acht Wegaufnehmer, in allen anderen Messquerschnitten jeweils vier Wegaufnehmer angeordnet, vgl. Bild 3-8 und Bild 3-9. Die Wegaufnehmer wurden zur Positionierung im Rohrstrang auf Messtafeln montiert und auf fest von Schacht zu Schacht installierten Messbrücken aus Aluminium in den Messquerschnitten im Rohrstrang befestigt, vgl. Bild 3-10.

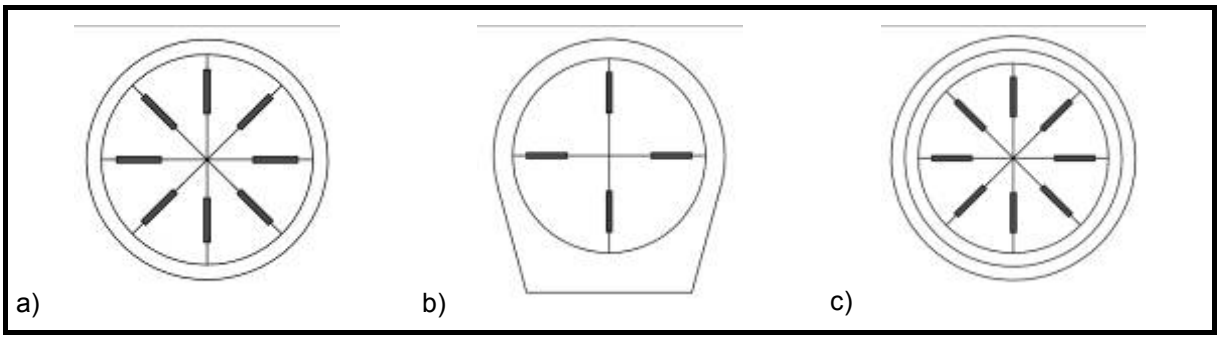


Bild 3-8 Anzahl und Lage der Wegaufnehmer in den Hauptmessquerschnitten im
a) Guss-, b) Beton- und c) Kunststoff-Rohrstrang

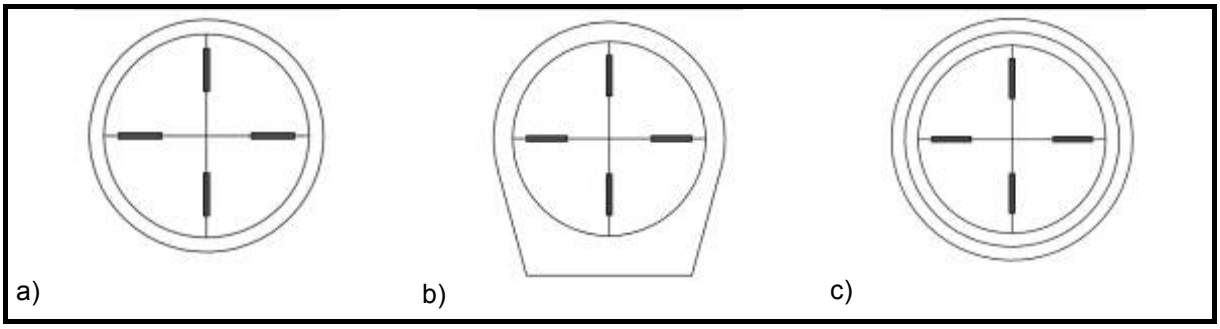


Bild 3-9 Anzahl und Lage der Wegaufnehmer in den Nebenmessquerschnitten
a) Guss-, b) Beton- und c) Kunststoff-Rohrstrang

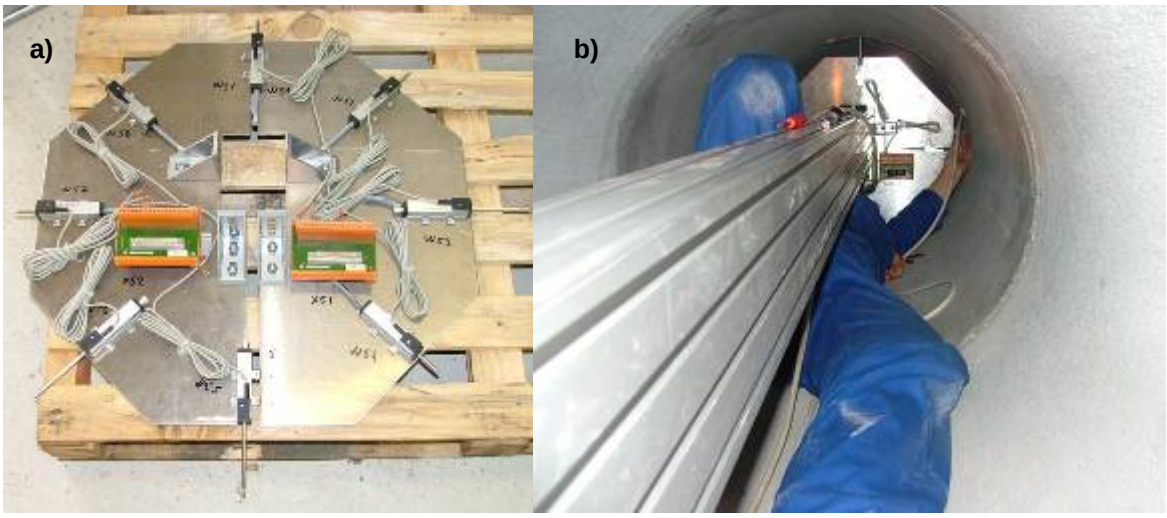


Bild 3-10 Einbau der Wegaufnehmerkonstruktion
a) Montage einer Messtafel an der Messbrücke
b) Positionierung einer Messtafel im Rohr

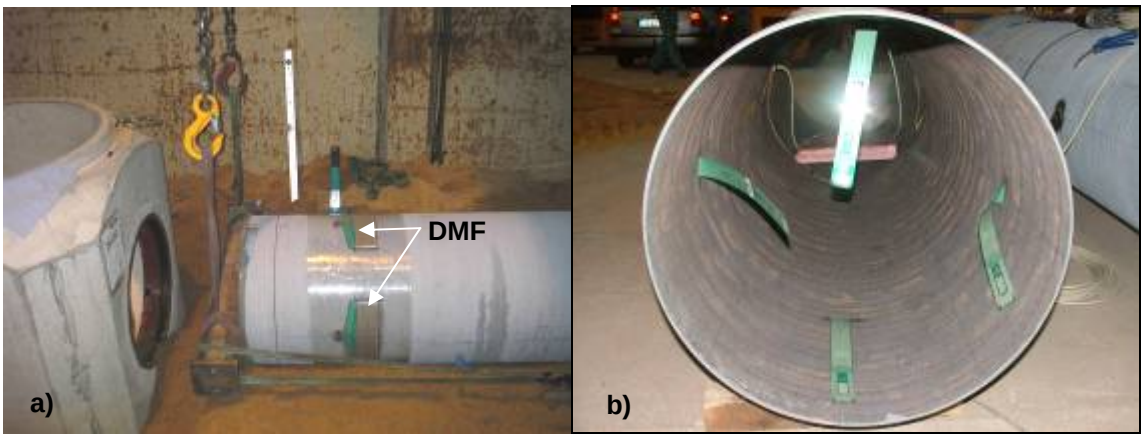


Bild 3-11 Anordnung der Druckmessfolien (DMF) an den Guss-Rohren
a) Rohraußen- und b) Rohrinnenseite

3.4 Versuchsdurchführung

Zur Ermittlung des grundsätzlichen Verhaltens von flach überdeckten Rohren unter Verkehrslasten wurden an dem oben beschriebenen Versuchsaufbau folgende statische und lastzyklische Versuche durchgeführt und die bemessungsrelevanten Größen messtechnisch erfasst (vgl. Abschnitt 3.4):

- Lastfall Einzelrad statisch
- Lastfall Einzelrad lastzyklisch
- Lastfall Radgruppe statisch
- Lastfall Bauzustand
- Lastfall Kantenpressung
- Ergänzende Versuche

Lastfall Einzelrad statisch

Der Lastfall „Einzelrad statisch“ wurde mit Hilfe eines einzelnen Hydraulikzylinders simuliert. Der einzusetzende Hydraulikzylinder wurde zur Versuchsdurchführung mittig über den jeweiligen Hauptmessquerschnitten des Guss-, Beton- und Kunststoff-Rohrstranges positioniert. Über dem Guss- und Beton-Rohrstrang wurden zwei Lastplatten übereinander zur Simulation eines Fahrbahnoberbaus von ca. 22 cm eingesetzt. Am Kunststoff-Rohrstrang wurde der Lastfall Einzelrad statisch sowohl mit einer als auch mit zwei Lastplatten übereinander untersucht. Dies entspricht Asphaltdicken von ca. 14 cm bzw. 22 cm Höhe. In jedem Einzelversuch auf der Pflaster- und auf der Lastplattenseite wurden 3 unterschiedliche Lasthöhen mit 60 kN, 90 kN und 120 kN angesteuert und über eine Dauer von 30 Minuten gehalten.

Lastfall Einzelrad lastzyklisch

Die Versuche zum Lastfall „Einzelrad lastzyklisch“ (Z) wurden mit Hilfe des einzelnen Hydraulikzylinders auf der Pflaster- und Lastplattenseite über dem Guss- und Beton-Rohrstrang durchgeführt. Am Kunststoff-Rohrstrang wurden keine zyklischen Belastungen betrachtet. Hydraulikzylinder und Lastplatten wurden dazu in gleicher Weise angeordnet wie beim Lastfall „Einzelrad statisch“, das heißt, mittig über dem Messrohr über den zugehörigen Hauptmessquerschnitten. Die lastzyklischen Versuche wurden mit 106 Lastspielwechseln und einer Frequenz von 3 Hz durchgeführt, so dass sich eine Versuchsdauer für einen einzelnen lastzyklischen Versuch von ca. 4 Tagen ergab. Als Ober- und Unterlast wurden 90 kN bzw. 20 kN angesteuert. Bild 3-12 stellt die Zylinderkonstruktion zur Lasteinleitung für die Versuche „Einzelrad statisch“ und „Einzelrad lastzyklisch“ dar.

Bild 3-12 Lasteinleitungskonstruktion für die Lastfälle „Einzelrad statisch“ und „Einzelrad lastzyklisch

Lastfall Radgruppe statisch

Die Versuche zum Lastfall „Radgruppe statisch“ wurden mit Hilfe von vier Hydraulikzylindern auf der Pflaster- und Lastplattenseite über dem Guss- und Beton-Rohrstrang sowie über dem Kunststoff-Rohrstrang durchgeführt, vgl. Bild 3-13. Die vier Hydraulikzylinder stellen in den Versuchen die statischen Radlasten der Kategorie SLW 60 nach. Zur Simulation unterschiedlicher Beanspruchungssituationen wurden die vier Laststellungen „normal“ (NL), „exzentrisch“ (XL), „eng längs“ (ELL) und „eng quer“ (ELQ) untersucht. Die Laststellungen unterscheiden sich durch den Abstand der Radlasten in Längs- und Querrichtung oder die Anzahl der eingesetzten Zylinder. Die Abstände der Radlasten wurden in Anlehnung an den DIN-Fachbericht 101 [V7] festgelegt. In Bild 3-14 sind die Abstände der Hydraulikzylinder für die vier o.g. Laststellungen dargestellt.

Bild 3-13 Lasteinleitungskonstruktion für den Lastfall „Radgruppe statisch“

Zur Positionierung der Hydraulikzylinder gemäß den vorgegebenen Laststellungen verbleibt der Zylinder über dem jeweiligen Hauptmessquerschnitt unverändert in seiner ursprünglichen Position. Die drei weiteren Zylinder werden um das erforderliche Maß in Längs- und Querrichtung versetzt.

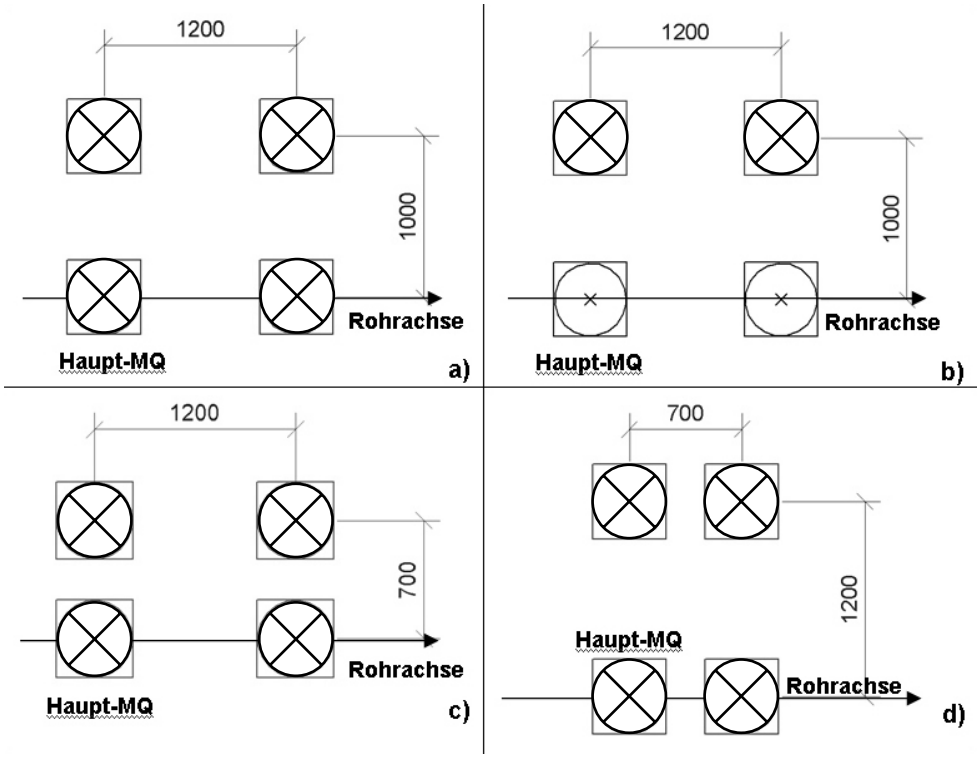


Bild 3-14 Laststellungen beim Lastfall „Radgruppe statisch“
a) NL = normal, b) XL = exzentrisch, c) ELL = eng längs und d) ELQ = eng quer

Für jede der vier Laststellungen wurden 3 unterschiedliche Lasthöhen von 60 kN, 90 kN und 120 kN angesteuert und über eine Dauer von 30 Minuten gehalten. Zur Variation des Straßenoberbaus wurden in einigen Fällen bei den Versuchen auf der Lastplattenseite die Versuche sowohl mit einer als auch mit zwei Stahlplatten übereinander durchgeführt. Außerdem wurden auf der Lastplattenseite ausgewählte Laststellungen des Lastfalls „Radgruppe statisch“ für zwei weitere Überdeckungshöhen von h = 68 cm bzw. h = 60 cm und h = 48 cm bzw. h = 40 cm (auch Versuch mit einer Platte) über dem Guss- und Beton-Rohrstrang untersucht.

Lastfall Bauzustand

Zur Simulation des Bauzustandes einer Verkehrsstraße wurde das Pflaster auf der Pflasterseite des Großversuchsstandes ausgebaut bzw. die Lastplatte über dem Kunststoff-Rohrstrang entfernt und mit Hilfe eines Einzel-Zylinders statische Kräfte in den Boden über den Hauptmessquerschnitten eingeleitet. Der einzusetzende Hydraulikzylinder wurde zur Versuchsdurchführung mittig über den entsprechenden Hauptmessquerschnitten des Guss-, Beton- und Kunststoff-Rohrstranges positioniert. Als Lasteinleitungskonstruktion wurde eine runde Stahlplatte mit einem Durchmesser von d = 830 mm und einer Dicke von t = 115 mm eingesetzt, vgl. Bild 3-15. Es wurden wiederum Kräfte von 60 kN, 90 kN und 120 kN in den Boden eingeleitet und über eine Dauer von 30 Minuten gehalten.

Bild 3-15 Lasteinleitungskonstruktion beim Lastfall „Einzelrad statisch - Bauzustand“

Lastfall Kantenpressung

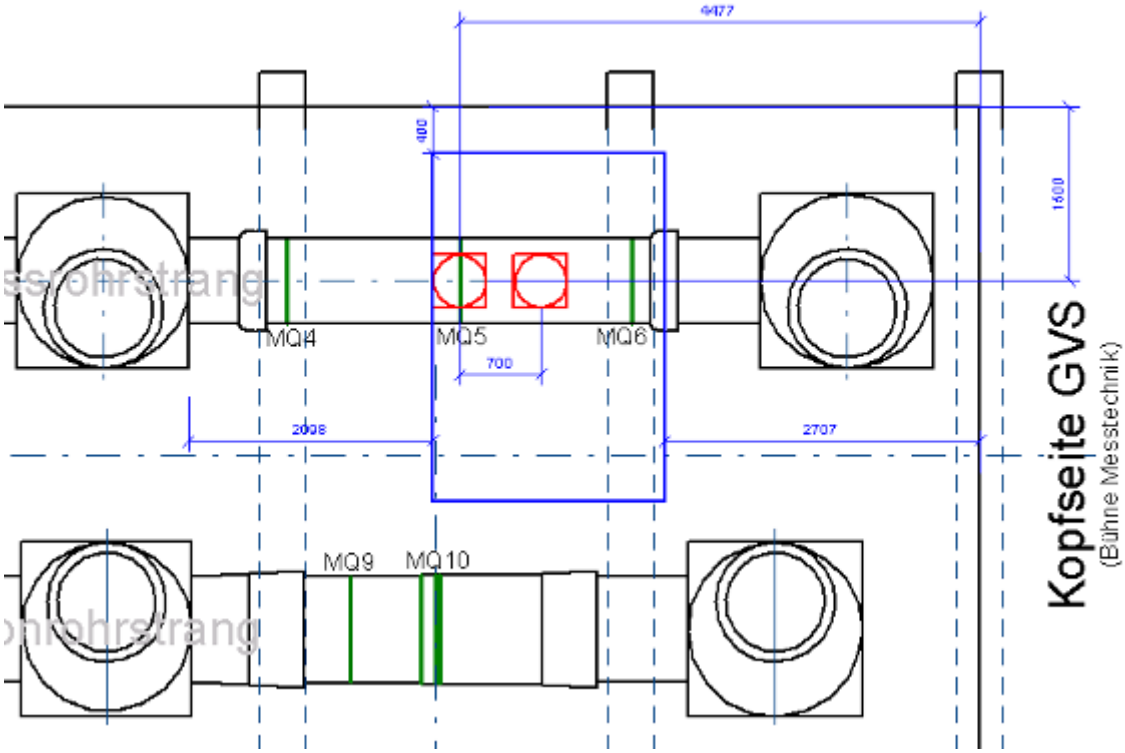


Bild 3-16 Positionierung der Hydraulikzylinder für den Lastfall „Radgruppe statisch - Kantenpressung“ auf der Lastplattenseite über dem Guss-Rohrstrang

Beim Guss- und Beton-Rohrstrang wurde für die Überdeckung h = 60 cm sowie beim Kunststoff-Rohrstrang die besondere Belastungssituation der Kantenpressung betrachtet. Hierbei kamen im Vergleich zu den vorherigen Versuchen des Lastfalls „Radgruppe statisch“ zwei Hydraulikzylinder mit

einem Abstand in Rohrlängsrichtung von untereinander 700 mm zum Einsatz. Eine Stahlplatte wurde dazu in Querrichtung so über dem jeweiligen Rohrstrang positioniert, dass die Lasteinleitungskonstruktion aus runder Gummimatte und Stahlplatte über dem Hauptmessquerschnitt bündig mit der Plattenkante abschloss. Bild 3-16 zeigt beispielhaft die Anordnung der Zylinder und der Stahlplatte für die Versuche zur Kantenpressung über dem Guss-Rohrstrang.

Ergänzende Versuche

Um auch Aussagen zum Langzeitverhalten und zum Verhalten bei dynamischen Lasten zu erhalten, wurden ergänzend statische Langzeitversuche sowie Versuche mit stoßartiger Belastung an den profilierten Kunststoff-Rohren durchgeführt.

Zur Verifizierung der Anzeigegenauigkeit der Dehnungsmessstreifen wurden für alle Rohrwerkstoffe nach Abschluss der Versuche und Ausbau der Rohrstränge aus dem Großversuchsstand zusätzliche Scheiteldruckversuche an Rohrabschnitten durchgeführt.

4 Rohrwerkstoffe und Querschnittswerte

Nach Abschluss der Versuche im GVS werden weitere Versuche zur Ermittlung der Werkstoffkennwerte durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind zur Erstellung eines geeigneten Rechenmodells erforderlich. Außerdem soll die Messgenauigkeit der bereits im GVS verwendeten DMS untersucht werden.

4.1 Betonrohre DN 700 KFW

An zwei Betonrohren L = 2,44 m (mit Muffe) wurden Scheiteldruckversuche durchgeführt. Der Lastbalken wurde im Bereich zwischen Spitzende und Anfang Muffe angeordnet. Während der Lastaufbringung wurden die Signale der DMS kontinuierlich aufgezeichnet. Außerdem wurden Kraft und Verschiebung des Prüfzylinders gemessen. In den Bildern 4-1 und 4-2 sind die Kraft-Verformungskurven für die Messquerschnitte MQ8 und MQ10 (vgl. Bericht IKT [U4], Bild 17) dargestellt. Zusätzlich sind die Verläufe der radialen und axialen Dehnungen auf der Innenseite des Betonrohrscheitels aufgetragen.

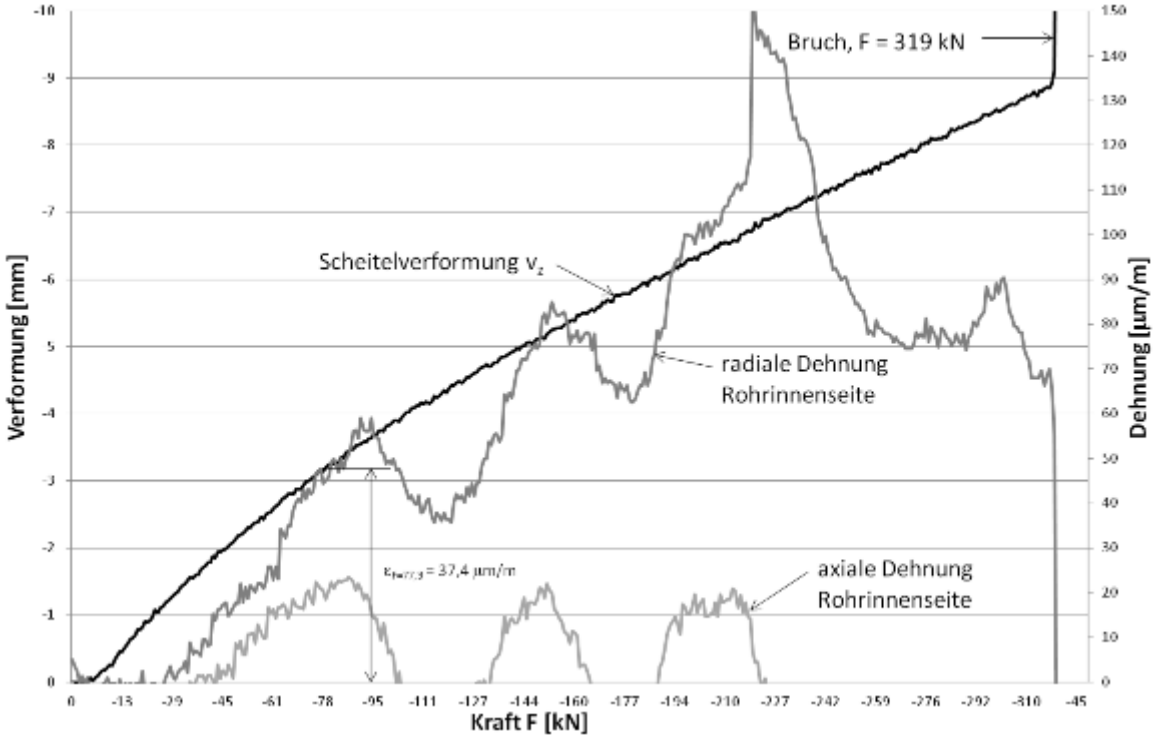


Bild 4-1 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch am Betonrohr, mit radialen und axialen Dehnungen des Messquerschnitts MQ8

Vor Beginn des Scheiteldruckversuchs werden Dehnungen am Messquerschnitt 10 aufgezeichnet, die jedoch nicht vom Druckzylinder erzeugt wurden. Bis zur Belastung von F ≅ 100 kN am Messquerschnitt MQ8 und F ≅ 120 kN am Messquerschnitt MQ10 zeigen die Rohrverformungen und die radialen Dehnungen an beiden Rohren einen ähnlichen Verlauf (kontinuierliche Zunahme), vgl. Bilder 4-1 und 4-2. Nach Überschreitung dieser Lasten treten Schwankungen auf, die auf Rissbildungen im Bereich der Rohrscheitel zurückzuführen sind.

Am Messquerschnitt MQ10 nehmen die Dehnungen bei einer Zylinderkraft von F = 250 kN stark zu. Dies kann mit einer Rissbildung im Bereich der DMS erklärt werden.

Bei einer Zylinderkraft von F = 266 kN nimmt die Scheitelverformung stark zu, während die Zylinderkraft abnimmt. Die Bruchkraft des Betonrohrs wurde überschritten. Die Bruchfigur entsprach dem Vier-Gelenkring nach [V3].

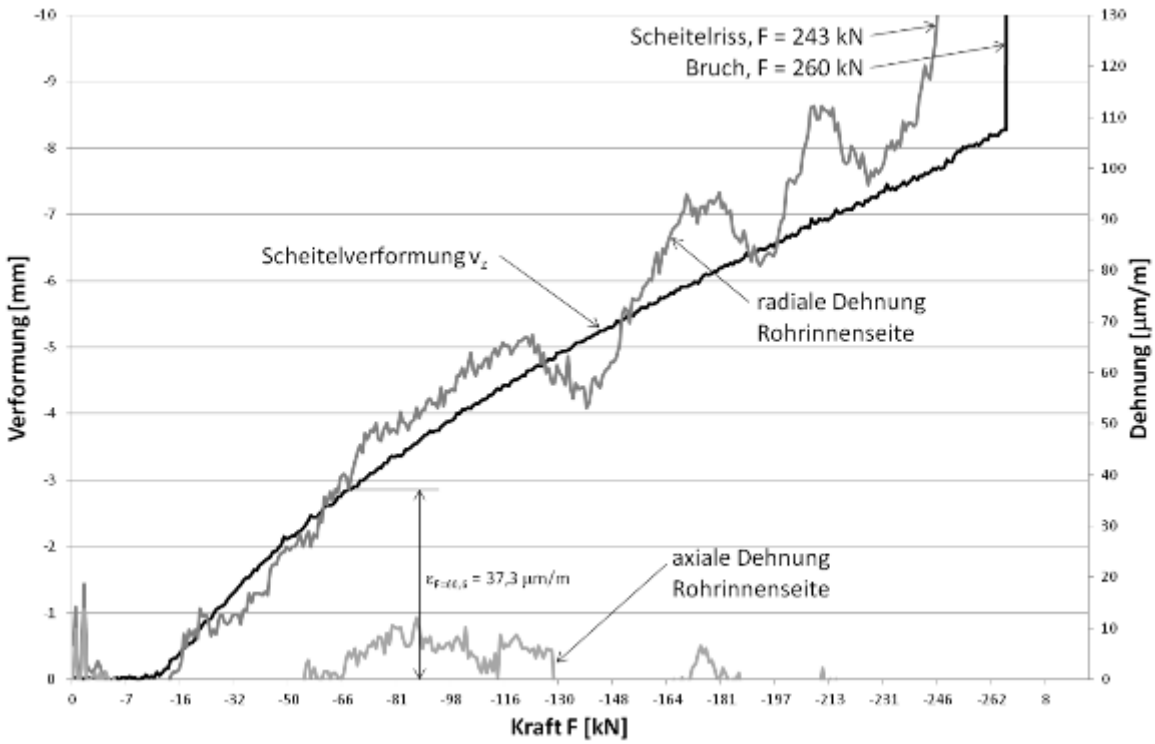


Bild 4-2 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch am Betonrohr, mit radialen und axialen Dehnungen des Messquerschnitts MQ10

Am Messquerschnitt MQ8 wird die Bruchkraft des Rohrs bei einer Zylinderkraft von F = 319 kN überschritten.

Im Folgenden wird der Elastizitätsmodul des Rohrwerkstoffs mit Hilfe der vorhandenen Dehnungen und rechnerischen Spannungen abgeschätzt.

Die Ermittlung der E-Moduln wird mit den zugehörigen Dehnungen für Belastungen bis F = 68,9 kN für Messquerschnitt MQ8 und F = 62,5 kN für Messquerschnitt MQ10 durchgeführt, da hier die Verformungen noch nahezu linear elastisch zunehmen.

Mit der Rohrlänge von 2,44 m folgt die zugehörige Linienlast

$$F_N = \frac{F}{2{,}44} \text{ in kN/m.} \tag{4-1}$$

Geometriekennwerte der Betonrohre DN 700 KFW:

$$\begin{aligned} A_S &= 120 \text{ mm}^2/\text{mm} \\ W_S &= 120^2 / 6 = 2400 \text{ mm}^3/\text{mm} \\ r_{m,S} &\approx 406 \text{ mm} \\ r_{m,K} &\approx 402 \text{ mm} \end{aligned} \tag{4-2}$$

Die Berechnung der Schnittgrößen erfolgt nach [8]. Der Fuß des Betonrohrs wurde flächig gelagert, es ist von Lagerungsfall 2 nach [8], Seite 284 auszugehen, vgl. Bild 4-3.

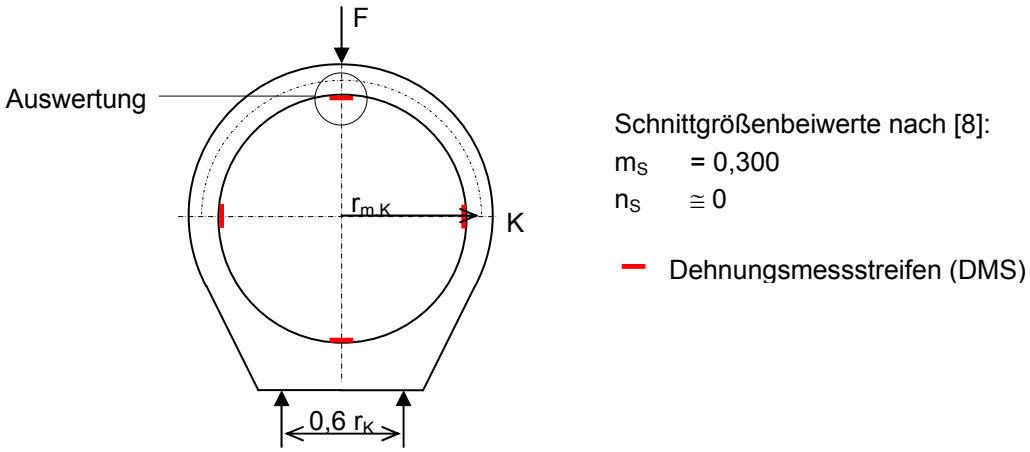


Bild 4-3 Lagerungsfall 2 mit zugehörigen Schnittgrößenbeiwerten nach [8], Anordnung der DMS

Mit dem Biegemoment im Scheitel des Betonrohrs

$$M_S = m_S \cdot F_N \cdot r_{m,K} \tag{4-3}$$

folgt die Radialspannung auf der Rohrinnenseite zu

$$\sigma_{i,S} = \frac{M_S}{W_S} \cdot \alpha_{ki} \quad \text{mit} \quad \alpha_{Ki} = 1 + s/3r_m \tag{4-4}$$

Mit dem Hooke'schen Gesetz folgt der Elastizitätsmodul

$$E = \sigma_{S,i} / \varepsilon_{S,i} \cdot 10^6 \tag{4-5}$$

Tabelle 4-1: Ermittlung des E-Moduls der Versuchsrohre DN 700 KFW aus Beton

		Einheit	MQ8	MQ10
Zylinderkraft	F	kN	77,3	60,6
Rohrlänge	L	m	2,44	2,44
Scheiteldruckkraft	$F_N = F / L$	N/mm	31,7	24,84
Biegemoment	$M_S = m_S \cdot F_N \cdot r_{m,K}$	Nmm/mm	3821	2995
Radialspannung im Scheitel (innen)	$\sigma_{i,S} = \frac{M_S}{W_S} \cdot \alpha_{ki}$	N/mm²	+1,75	+1,37
Dehnung im Scheitel (gemessen)	$\varepsilon_{S,i}$	µm/m	48	37,3
Elastizitätsmodul	$E \cong \sigma_{S,i} / \varepsilon_{S,i} \cdot 10^6$	N/mm²	**36.460**	**36.730**

Mit den abgeschätzten E-Moduln E = 36.460 N/mm² und 36.730 N/mm² wird für die weitere Auswertung der Versuche an Betonrohren ein E-Modul von **E = 36.500 N/mm²** gewählt.

Aufgrund der guten Übereinstimmung der Steigung der radialen Dehnungen mit der Scheitelverformung sowie der Ermittlung eines plausiblen Elastizitätsmoduls für neue Betonrohre kann davon ausgegangen werden, dass die DMS eine gute Messgenauigkeit aufweisen.

4.2 Rohre aus duktilem Gusseisen DN 700

4.2.1 Scheiteldruckversuche

Hierfür wurden die Rohre aus vorangegangenen Versuchen im GVS verwendet. Während der Scheiteldruckversuche an zwei Gussrohren mit je einem Meter Länge wurden die Dehnungen mit DMS kontinuierlich aufgezeichnet. Die Versuchskraft wurde mit einer Druckmessdose aufgezeichnet, die zwischen dem Lasteinleitungsbalken und dem Prüfzylinder eingebaut wurde. Die Vertikalverschiebung im Scheitel der Gussrohre wurde mit einem innen liegenden induktiven Wegaufnehmer gemessen. Nach DIN EN 598 [V9], Tabelle 10 ist bei Scheiteldruckversuchen an Rohren aus duktilem Gusseisen der Nennweite DN 700 eine Prüflast von F = 36,2 kN/m aufzubringen. Bei einer Rohrlänge von einem Meter folgt die Zylinderkraft F_1 = 36,2 kN.

In den Bildern 4-4 und 4-5 sind die Kraft-Verformungskurven für die Messquerschnitte MQ2 und MQ5 dargestellt. Zusätzlich ist der Verlauf der radialen Dehnung der Außenseite des Gussrohrscheitels aufgetragen.

Die Verläufe der Verformungen und Dehnungen stimmen gut überein. Da der kraftgeregelte Versuch im MQ2 nicht nachvollziehbare Ausschläge aufwies, wurde der Versuch mit einer Wegregelung wiederholt. Nach dem kraftgeregelten Versuch bleiben im Scheitel des Gussrohrs plastische Dehnungen zurück, vgl. Bild 4-4.

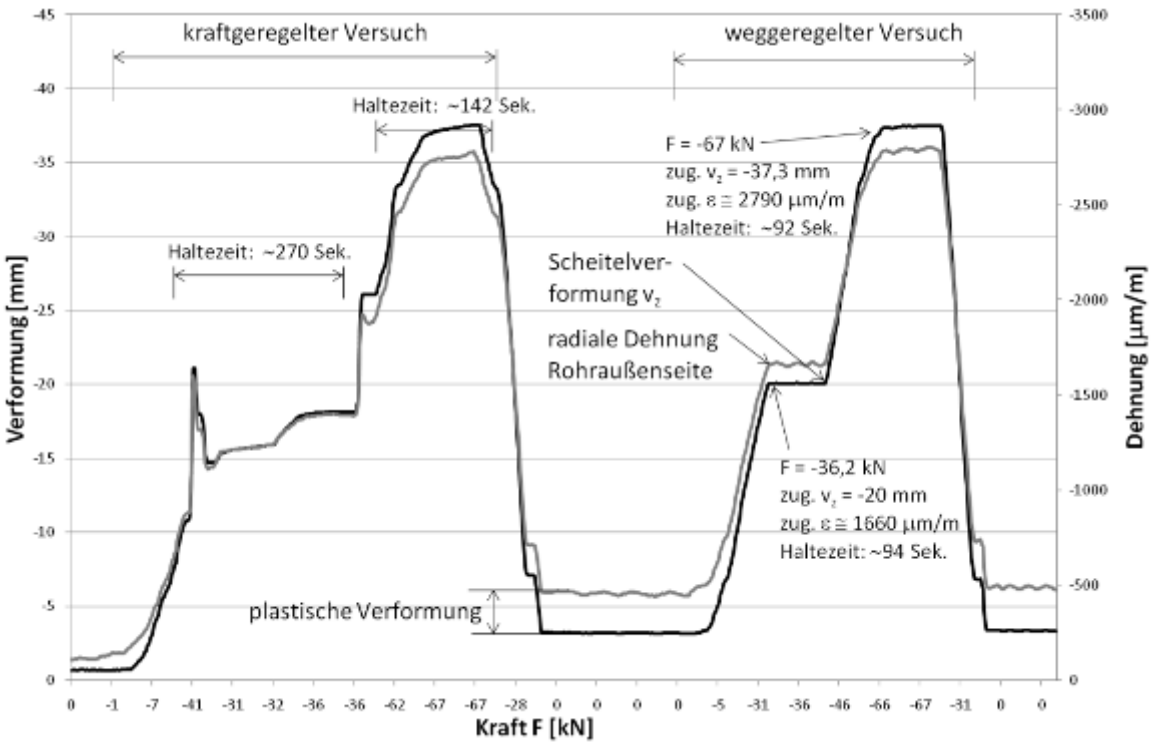


Bild 4-4 Kraft-Verformungslinie beim Scheiteldruckversuch am Gussrohr, mit radialen Dehnungen des Messquerschnitts 2

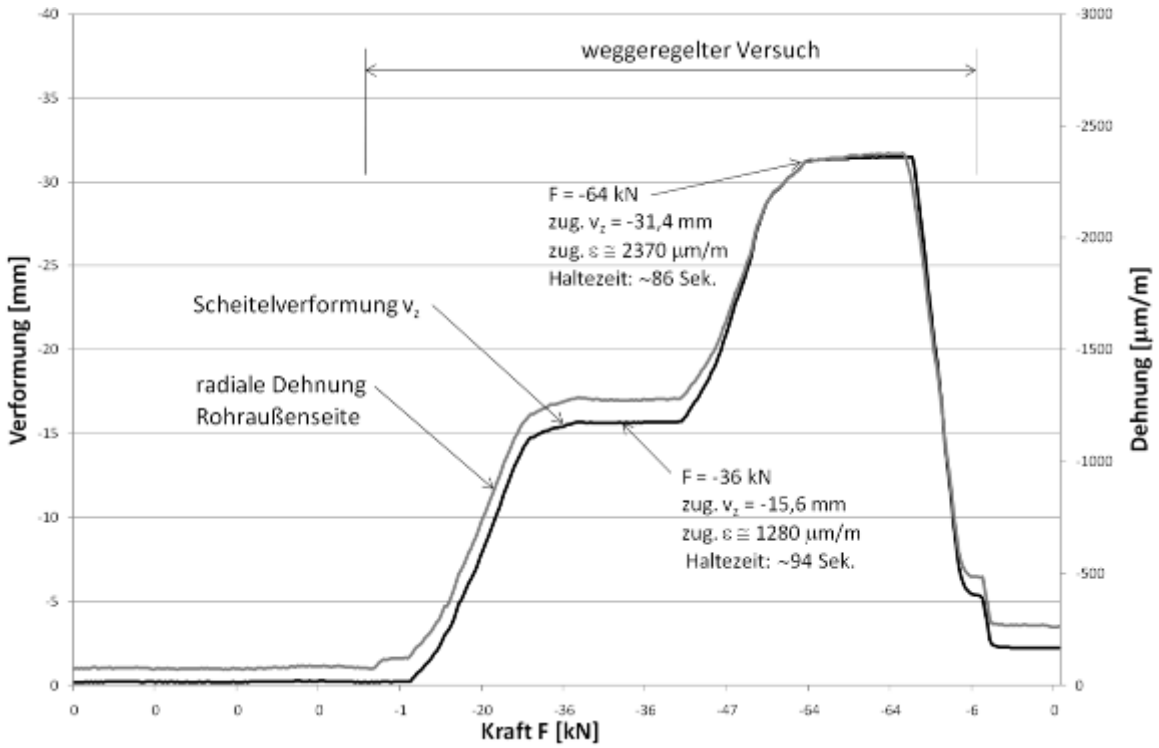


Bild 4-5 Kraft-Verformungslinie beim Scheiteldruckversuch am Gussrohr, mit radialen Dehnungen des Messquerschnitts 5

Die im Scheiteldruckversuch erreichte Ovalisierung

$$\delta_v = \frac{v_z}{d_m} \cdot 100\% \tag{4-6}$$

darf den in [V9], Tabelle 10 angegebenen Wert von 3,8% nicht überschreiten.

Nach [V9] sind die Ringsteifigkeit, die aufgebrachte Last und die senkrechte Ringverformung durch folgende Gleichung miteinander verknüpft:

$$S = 0{,}019 \frac{F}{v_z} \tag{4-7}$$

mit S = Ringsteifigkeit [kN/m^2]

F = Zylinderkraft [kN/m]

v_z = vertikale Durchmesseränderung [m]

Dieser Wert wird mit der Mindestringsteifigkeit nach [V9], Tabelle 10 verglichen.

Die Ergebnisse der Scheiteldruckversuche sind in Tabelle 4-2 zusammengefasst.

Tabelle 4-2 Ergebnisse von Scheiteldruckversuchen an Gussrohren DN 700

		Einheit	Gussrohr MQ2	Gussrohr MQ5
Zylinderkraft	F	kN	36,2	36,0
Rohrlänge	L	m	1,0	1,0
Linienlast	$F_N = F/L$	N/mm	36,2	36,0
Scheitelverschiebung	v_z	mm	20,0	15,6
mittlerer Rohrdurchmesser	d_m	mm	728,2	
Ovalisierung	δ_v	%	**2,7**	**2,1**
zulässige Ovalisierung nach [V9]	zul δ_v	%	3,8%	
Ringsteifigkeit	$S = 0{,}019 \cdot F/v_z$	N/mm^2	**34,4**	**43,8**
Mindestringsteifigkeit nach [V9]	min S	N/mm^2	24,0	

Der Vergleich der Ergebnisse der Scheiteldruckversuche mit den Sollwerten nach [V9] zeigt dass die Ovalisierungen im Messquerschnitt 2 rund 29% und im Messquerschnitt 55% geringer sind als der zulässige Wert nach [V9], Tabelle 10. Die Ringsteifigkeiten S sind entsprechend größer und liegen über der Mindestringsteifigkeit nach [V9], Tabelle 10.

4.2.2 Zugversuche zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls

Zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls der Rohre aus duktilem Gusseisen wurden von der Saint-Gobain Gussrohr GmbH & Co. KG Zugversuche an Probekörpern durchgeführt, die aus Rohrabschnitten mit den Messquerschnitten MQ2 und MQ5 gefertigt wurden.

Die Probekörper haben einen kreisförmigen Querschnitt. Die Durchmesser sind in Tabelle 4-3 aufgeführt. Die Messlänge beträgt L = 25 mm.

Die Auswertung erfolgt mit den Spannungen und Dehnungen aus zwei Messungen mit unterschiedlichen Zugkräften. Die Elastizitätsmoduln werden mit dem Hooke'schen Gesetz

$$E = \Delta\sigma_{S,i} / \Delta\varepsilon_{S,i} \cdot \qquad (4\text{-}8)$$

ermittelt.

Die Probekörperabmessungen, die Versuchsergebnisse und die ermittelten Elastizitätsmoduln sind in Tabelle 4-4 zusammengefasst.

Tabelle 4-3 Versuchsergebnisse aus Zugversuchen an Probekörpern aus duktilem Gusseisen zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls

Probennummer	**-**	**-**	**3-1**	**3-2**	**3-3**	**5-1**	**5-2**	**5-3**
Durchmesser	D	mm	6,06	6,07	6,07	6,06	6,08	6,06
Querschnittsfläche	A	mm^2	28,8	28,9	28,9	28,7	29,0	28,8
Messlänge	L	mm	25					
Ergebnisse der 1. Messung								
Zugkraft	F_1	N	500	500	500	500	500	500
Längenänderung	ΔL_1	µm	5	6	-4	3	0	-3
Dehnung	$\varepsilon_{x,1}$	–	$2{,}5 \cdot 10^{-5}$	$3{,}0 \cdot 10^{-5}$	$-2{,}0 \cdot 10^{-5}$	$1{,}5 \cdot 10^{-5}$	0	$-1{,}5 \cdot 10^{-5}$
Spannung	$\sigma_{x,1}$	N/mm^2	17,3	17,3	17,3	17,3	17,2	17,3
Ergebnisse der 2. Messung								
Zugkraft	F_2	N	1500	1750	1750	1750	1750	1750
Längenänderung	ΔL_2	µm	47	58	49	55	52	50
Dehnung	$\varepsilon_{x,2}$	–	$23{,}5 \cdot 10^{-5}$	$29{,}0 \cdot 10^{-5}$	$24{,}5 \cdot 10^{-5}$	$27{,}5 \cdot 10^{-5}$	$26{,}0 \cdot 10^{-5}$	$25{,}0 \cdot 10^{-5}$
Spannung	$\sigma_{x,2}$	N/mm^2	52,0	60,5	60,5	60,7	60,3	60,7
Ermittlung des E-Moduls								
Dehnungsdifferenz	$\Delta\varepsilon_x$	-	$21{,}0 \cdot 10^{-5}$	$26{,}0 \cdot 10^{-5}$	$26{,}5 \cdot 10^{-5}$	$26{,}0 \cdot 10^{-5}$	$26{,}0 \cdot 10^{-5}$	$26{,}5 \cdot 10^{-5}$
Spannungs-differenz	$\Delta\sigma_x$	N/mm^2	34,7	43,2	43,2	43,3	43,1	43,3
Elastizitätsmodul	**E**	**N/mm^2**	**165.099**	**166.138**	**166.003**	**166.687**	**165.592**	**163.542**

Es wurden Elastizitätsmoduln von E = 163.542 N/mm^2 bis E = 166.687 N/mm^2 ermittelt. Die Abweichungen vom Sollwert E = 170.000 N/mm^2 ist auf die verkürzte Glühzeit der Rohre zurückzuführen, vgl. Abschnitt 4.2.3.

Aufgrund der geringen Abweichung von im Mittel 2,6% wird die Auswertung der Belastungsversuche im Großversuchsstand mit dem Sollwert E = 170.000 N/mm^2 durchgeführt.

4.2.3 Zugversuche zur Ermittlung des Zugfestigkeit

Zur Ermittlung der Zugfestigkeit der Rohre aus duktilem Gusseisen wurden von der Saint-Gobain Gussrohr GmbH & Co. KG Zugversuche an denselben Probekörpern durchgeführt, die für die Ermittlung des E-Moduls aus Rohrabschnitten mit den Messquerschnitten MQ2 und MQ5 gefertigt wurden, vgl. Abschnitt 4.2.2.

Tabelle 4-4 Ergebnisse der Zugversuchen an Probekörpern aus duktilem Gusseisen zur Ermittlung der Zugfestigkeit

Proben-nummer	**-**	**-**	**3-1**	**3-2**	**3-3**	**5-1**	**5-2**	**5-3**
Durchmesser	D	mm	6,06	6,07	6,07	6,06	6,08	6,06
Quer-schnittsfläche	A	mm^2	28,8	28,9	28,9	28,7	29,0	28,8
Messlänge	L	mm	30					
Bruchkraft	F	kN	20,2	20,3	20,0	20,6	20,7	20,3
Zugfestigkeit	R_m	N/mm^2	701	702	712	713	712	700
Bruchdehnung	A	%	10,1	8,8	9,6	10,6	9,9	9,0

Die Versuchsergebnisse der Zugversuche zeigen nur geringe Abweichungen. Der Mindestwert der Zugfestigkeit R_m = 420 N/mm^2 nach [V9], Tabelle 3 wird von allen Proben deutlich überschritten. Nach [V9], Tabelle 3 beträgt die Mindest-Bruchdehnung für Schleudergussrohre A = 10%. Dieser Wert wird von drei der sechs Probekörper geringfügig unterschritten.

Da für die Versuche im GVS Rohre ohne Zementmörtelauskleidung verwendet wurden, mussten die Rohre aus der laufenden Produktion entnommen werden. Die Unterschreitungen der Bruchdehnungen sind nach Angaben der Saint-Gobain Gussrohr GmbH & Co. KG auf eine verkürzte Glühzeit der Rohre zurückzuführen.

4.3 PE-Wickelrohre

4.3.1 Zugversuche an Schulterproben

Zur Ermittlung des Elastizitätsmoduls der PE-Wickelrohre wurden an der Fachhochschule Münster Zugversuche an Schulterproben durchgeführt, die aus den PE-Rohren heraus gestanzt wurden, vgl. Bild 4-6. Die innere Beschichtung der Rohre wurde vor den Zugversuchen abgeschliffen.

Nach DIN EN ISO 527-1 [V11] ist der E-Modul mit der folgenden Gleichung zu ermitteln:

$$E = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{\varepsilon_2 - \varepsilon_1} \tag{4-9}$$

mit σ_1 Spannung [N/mm^2], gemessen bei der Dehnung ε_1 = 0,0005
σ_2 Spannung [N/mm^2], gemessen bei der Dehnung ε_2 = 0,0025

An der Schulterprobe 1 wurde ein Vorversuch mit einer Prüfgeschwindigkeit von 50 mm/min durchgeführt. Für die Zugversuche an den Schulterproben 2 bis 4 wurde eine geringere Prüfgeschwindigkeit von 10 mm/min angesetzt.

In Bild 4-7 sind die Spannungs-Dehnungskurven der Zugversuche dargestellt. Die Versuchsergebnisse sind in Tabelle 4-5 zusammengefasst.

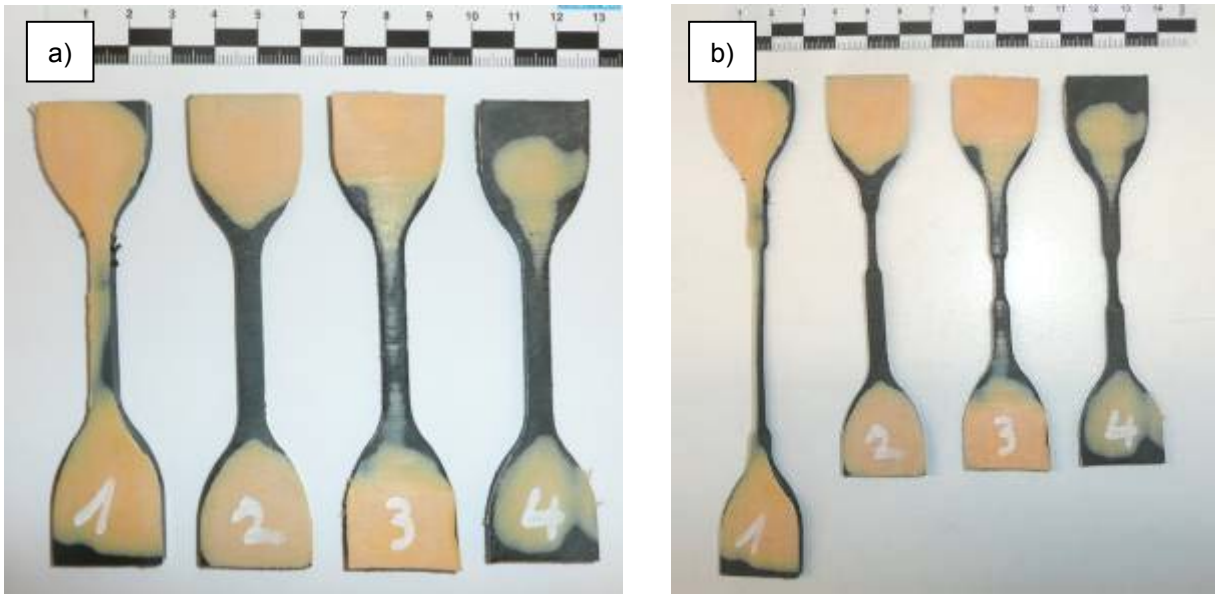


Bild 4-6 Schulterproben aus PE, a) vor dem Zugversuch, b) nach dem Zugversuch

Tabelle 4-5 Ergebnisse von Zugversuchen an Schulterproben aus PE

Nr.	Profilfläche	Prüfge-schwindigkeit	unterer Dehnungs-wert	oberer Span-nungswert	unterer Dehnungs-wert	oberer Span-nungswert	**E-Modul**
-	min A	v	ε_1	σ_2	ε_1	σ_2	**E**
-	mm^2	mm/min	-	N/mm^2	-	N/mm^2	**N/mm^2**
1	24,5	50	0,0006	1,077	0,0027	3,672	**1236**
2	20,9	10	0,00045	0,775	0,0025	2,612	**896**
3	22,4		0,00055	1,205	0,0025	3,133	**964**
4	23,0		0,00055	1,138	0,00255	3,093	**978**

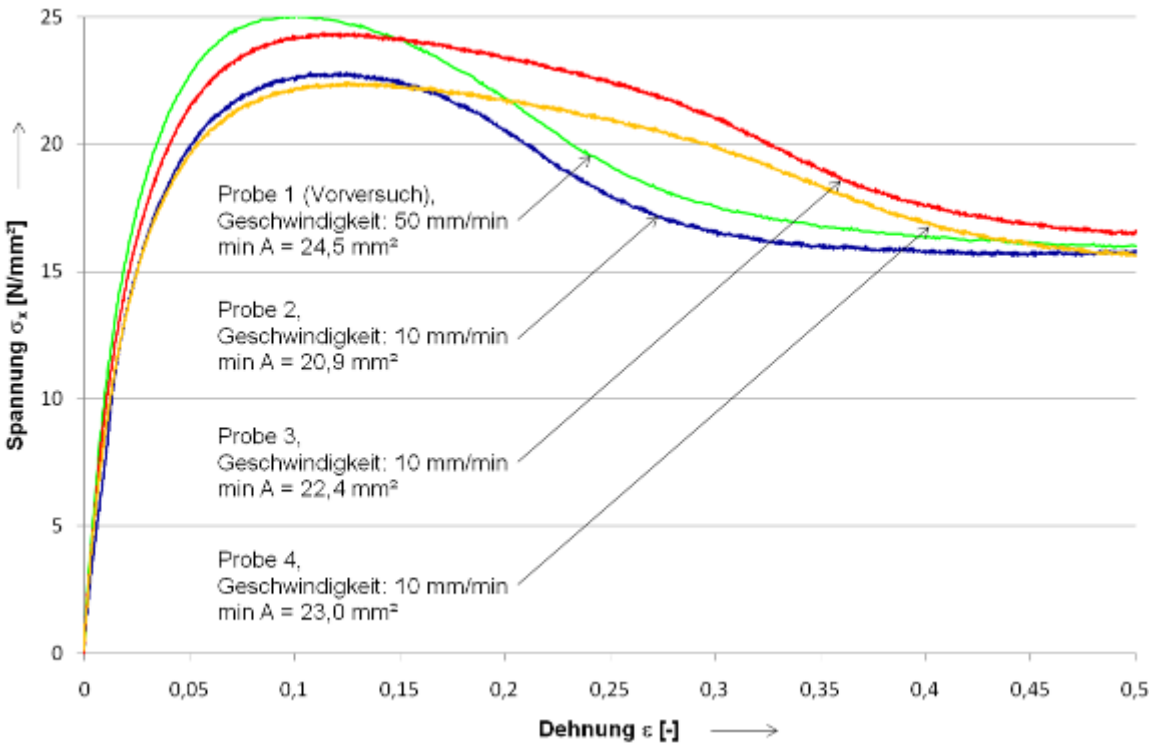


Bild 4-7 Spannungs-Dehnnungskurven aus Zugversuchen an Schulterproben aus PE

Für die weitere Auswertung wird der Kurzzeit-Elastizitätsmodul der PE-Wickelrohre in Anlehnung an den Kleinstwert der Versuchsergebnisse auf E = 900 N/mm^2 festgelegt.

4.3.2 Kurzzeit-Scheiteldruckversuche

Es wurden Kurzzeit-Scheiteldruckversuche über ca. 150 s an einem 2 m langen PE-Wickelrohr und an zwei 1 m langen Rohrabschnitten durchgeführt. Während des Scheiteldruckversuchs am zwei Meter langen Rohrstück wurden die Dehnungen mit denselben DMS aufgezeichnet, die bereits für die Versuche im GVS verwendet wurden. Die Versuchskraft wurde mit einer Druckmessdose aufgezeichnet, die zwischen dem Lasteinleitungsbalken und dem Prüfzylinder eingebaut wurde. Die Vertikalverschiebung im Scheitel der PE-Rohre wurde mit einem innenliegenden induktiven Wegaufnehmer gemessen. In den Bildern 4-8 und 4-9 ist die Kraft-Verformungskurve für den Messquerschnitt MQ12 dargestellt. In Bild 4-8 wird die Kraft-Verformungskurve mit der zugehörigen radialen Dehnung auf der Rohrinnenseite im Scheitel und in Bild 4-9 mit der zugehörigen Kraft verglichen.

Die Verformung, Dehnung und Zylinderkraft zeigen ähnliche Verläufe. Nach der Entlastung verbleiben plastische Verformungen im Rohr. Am Verlauf der Kurve ist die für PE typische Relaxation erkennbar.

Der Verlauf der Dehnung zeigt bei unbelastetem Rohr und bei konstanter Verformung des Rohrs über die Zeit einen wellenförmigen Verlauf mit einer Amplitude von ca. 150 µm/m.

Die Zylinderkraft nimmt bei konstanter Verformung (weggeregelter Scheiteldruckversuch) des Rohrs ab, was auf das Kriechverhalten des PE-Rohrs zurückzuführen ist.

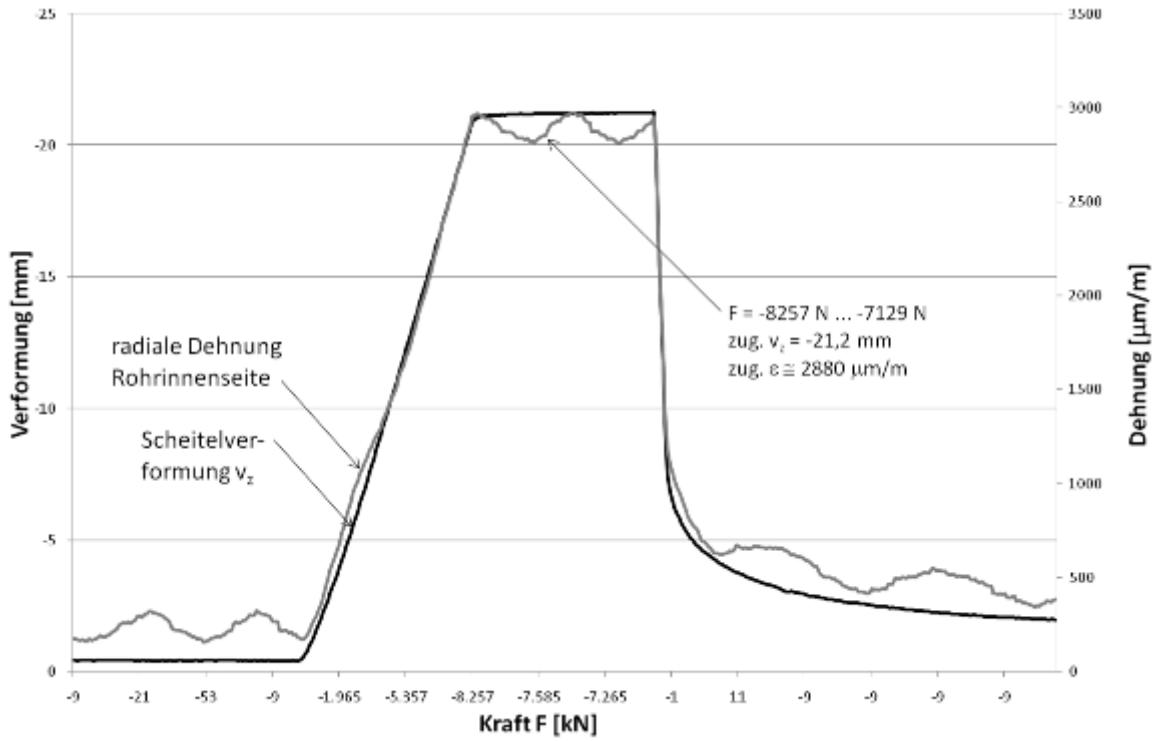


Bild 4-8 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch am PE-Rohr, radiale Dehnung im Messquerschnitt MQ12

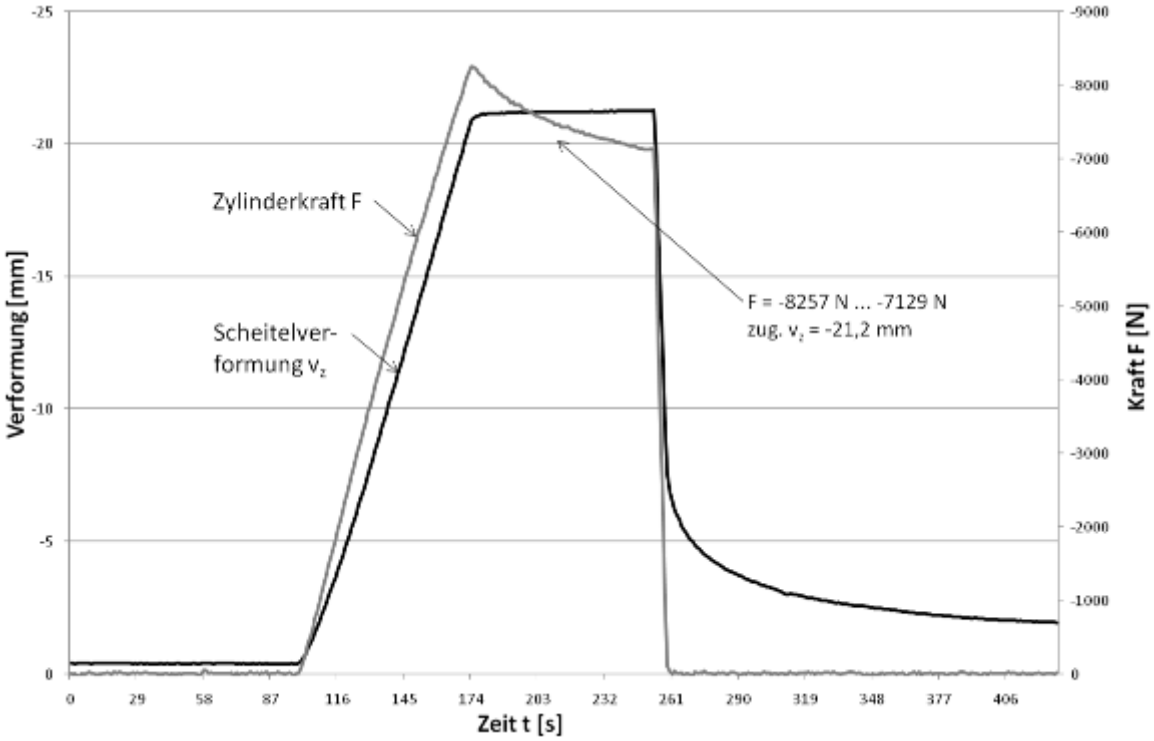


Bild 4-9 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch am PE-Rohr, Zylinderkraft des Messquerschnitts MQ12

Im Folgenden wird die Ringsteifigkeit nach [V10] aus den Ergebnissen der Scheiteldruckversuche an drei PE-Rohren unterschiedlicher Länge ermittelt.

Die Ringsteifigkeit der einzelnen Proben wird nach DIN EN ISO 9969 [V10] wie folgt ermittelt:

$$S = \left(0{,}0186 + 0{,}025\,\frac{y}{d_i}\right) \cdot \frac{F}{L \cdot y} \qquad (4\text{-}10)$$

mit F = Kraft [kN], die einer 3%igen Verformung entspricht;

L = Länge der Probekörper [m];

y = Verformung [m], die einer 3%igen Verformung entspricht;

d_i = Innendurchmesser [m]

Die Ringsteifigkeit ist als arithmetisches Mittel aus den drei Werten zu berechnen. Die Ergebnisse sind in Tabelle 4-6 zusammengefasst.

Tabelle 4-6 Ermittlung der Ringsteifigkeit von PE-Rohren

Probenlänge	Innendurch-messer	Zylinderkraft	Verformung	Ringsteifigkeit	gemittelte Ringsteifigkeit
L	d_i	F	y	S	S
m	m	kN	mm	kN/m²	kN/m²
2,00	0,701	8,26	0,0211	3,79	**3,75**
0,55		2,31	0,0208	3,91	
0,55		2,15	0,0212	3,57	

Rechnerische Kontrolle von S_0

Zur Kontrolle wird die im Scheiteldruckversuch ermittelte Rohrsteifigkeit mit der rechnerisch ermittelten Rohrsteifigkeit verglichen.

Gemäß [V1] wird die Rohrsteifigkeit nach folgender Gleichung ermittelt:

$$S_0 = \frac{E \cdot I}{d_m^3} \qquad (4\text{-}11)$$

mit E = 900 N/mm², Kurzzeit-E-Modul nach Abschnitt 4.3.1

I = 1248,4 mm⁴/mm (Flächenmoment 2. Grades nach [U6])

$d_m = d_i + 2e$ (e = 11,4 mm, Trägheitsabstand nach [U6]) (4-12)
$= 701 + 2 \cdot 11{,}4 = 723{,}8$ mm

$$S_0 = \frac{900 \cdot 1248{,}4}{723{,}8^3} \quad \frac{800 \cdot 1248{,}4}{723{,}8^3} = 0{,}00296 \text{ N/mm}^2 = 2{,}96 \text{ kN/m}^2$$

Damit ist die rechnerische Ringsteifigkeit 21% geringer als die im Scheiteldruckversuch ermittelte Ringsteifigkeit. Die Ringsteifigkeit nach [U5] beträgt 14,81 kN/m² und ist damit knapp vier mal so groß wie die im Scheiteldruckversuch ermittelte Ringsteifigkeit.

4.3.3 24h-Scheiteldruckversuch

Neben den Kurzzeit-Scheiteldruckversuchen wurde auch ein kraftgeregelter Versuch durchgeführt, bei dem die Last über einen Zeitraum von 24 Stunden gehalten wurde. Die Kraft-Verformungskurve zu diesem Versuch ist in Bild 4-10 zusammen mit der radialen Dehnung auf der Rohrinnenseite dargestellt. Der Versuch wurde an dem 2 m langen Rohrstück durchgeführt, das zuvor für den Kurzzeit-Scheiteldruckversuch verwendet wurde. Die Zylinderkraft für den Zeitstandversuch wurde in Anleh-

nung an den Scheiteldruckversuch gewählt, so dass eine Anfangsrohrverformung von v_z = 21 mm erzeugt wurde.

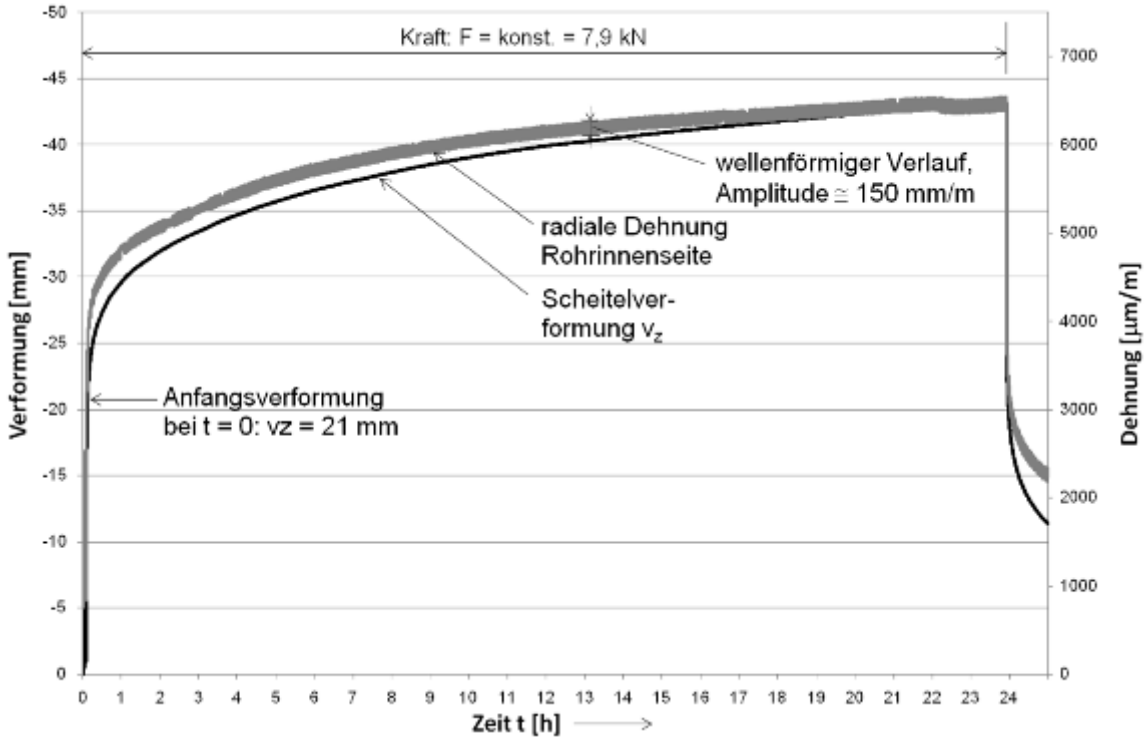


Bild 4-10 Kraft-Verformungskurve beim Scheiteldruckversuch am PE-Rohr, radiale Dehnung in Messquerschnitt MQ12

Der deutliche Verformungszuwachs in der ersten Stunde des Versuchs nimmt erwartungsgemäß im weiteren Versuchsablauf ab. Die Gesamtverformung nach einer Versuchszeit von 24 Stunden betrug v_z = 43,3 mm, was einer Ovalisierung von δ_v = 6,2% entspricht.

Die Verformung und die radiale Dehnung zeigen über die gesamte Versuchsdauer einen ähnlichen Verlauf, d. h., dass die DMS-Messungen im Großversuchsstand haben verlässliche Ergebnisse geliefert.

Auch bei diesem Versuch kann ein wellenförmiger Verlauf der Dehnungen mit einer Amplitude von ca. 150 µm/m beobachtet werden, vgl. Bild 4-10.

4.3.4 Scheiteldruckversuch mit Teilbelastung

Zur Kontrolle der DMS-Messungen der Längsdehnungen auf der Rohrinnseite des PE-Rohrs wurde ein weggeregelter Scheiteldruckversuch mit einer Teilbelastung von zwei Rippen durchgeführt, vgl. Bild 4-11.

Bild 4-11 Teilbelastung des PE-Rohres über zwei Rippen

Während des Versuchs wurden die Kraft, die Verformungen des Rohrscheitels auf der Rohrinnenseite und die Dehnungen gemessen. Die Kraft wurde in zwei Stufen aufgebracht, die einer Rohrverformung von zunächst 3% und dann 6% entsprachen.

Für die jeweiligen Laststufen werden die Verformungen $v_{z,1}$ unmittelbar unter der Lasteinleitung, $v_{z,2}$ im Abstand von 45 cm in Rohrlängsrichtung und $v_{z,3}$ im Abstand von 90 cm in Rohrlängsrichtung gemessen, vgl. Bild 4-12.

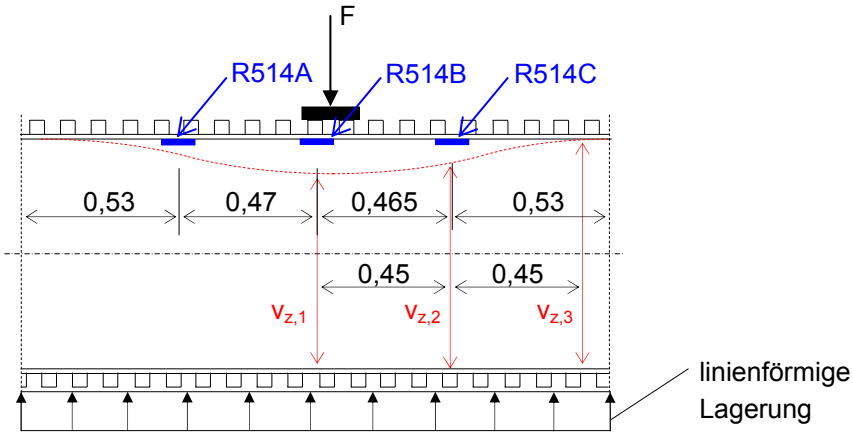


Bild 4-12 Teilbelastung des PE-Rohres, Messstellen DMS (blau) und Wegaufnehmer (rot)

Die Verformungsmessungen sind in Tabelle 4-7 zusammengefasst.

Tabelle 4-7 Ergebnisse von Verformungsmessungen am PE-Rohr

Stelle	e	v_z für 3% Verformung	v_z für 6% Verformung
-	m	mm	mm
1	0	-21,5	-42,2
2	0,45	-13,8	-24,6
3	0,90	-7,2	-13,7

In Bild 4-13 ist die Rohrverformung $v_{z,1}$ mit den zugehörigen Längsdehnungen im Scheitel auf der Rohrinnenseite der Dehnungsmessstreifen R514A-C dargestellt.

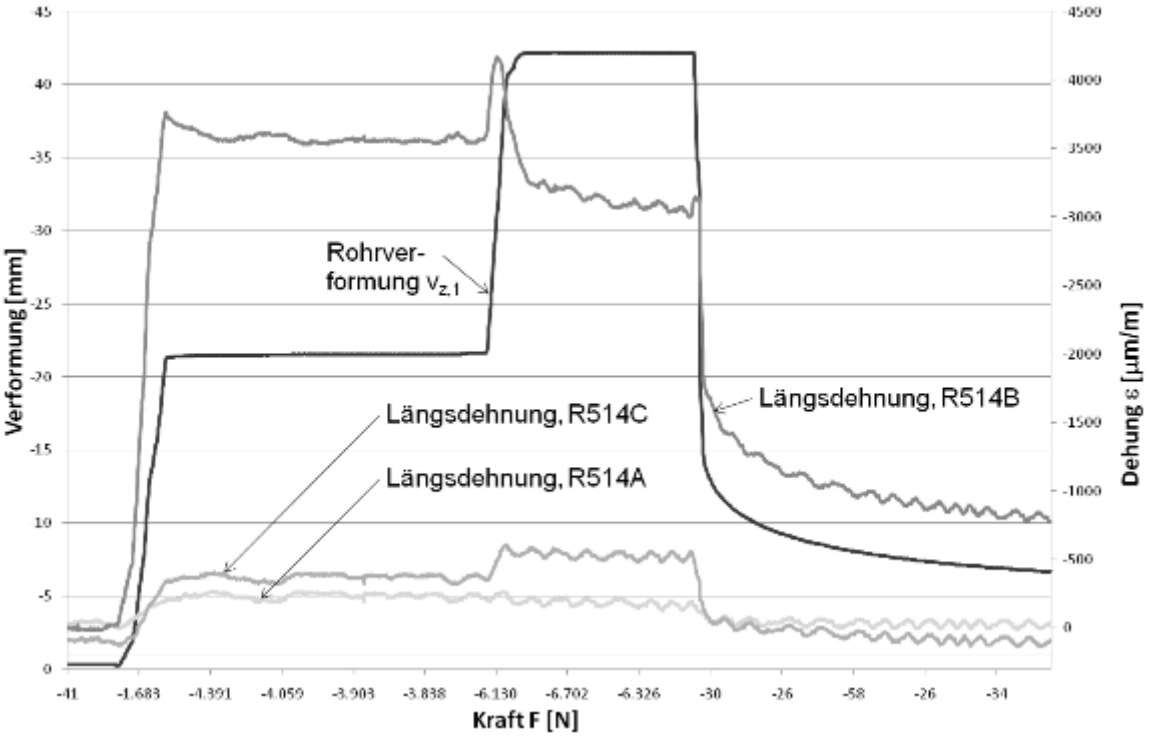


Bild 4-13 Kraft-Verformungskurve aus Scheiteldruckversuch mit Teilbelastung für PE-Rohr, Längsdehnungen der DMS R514A-C

Es zeigt sich, dass bei der ersten Laststufe (3% Rohrverformung) die Dehnungen unter der Lasteinleitung mit $\varepsilon \cong 3600$ µm/m erwartungsgemäß am größten sind. Im Abstand von 47 cm neben dem Dehnungsmessstreifen R514B wurden mit $\varepsilon \cong 350$ µm/m für R514C und $\varepsilon \cong 250$ µm/m deutlich geringere Dehnungen gemessen, obwohl die Scheitelverformung im Bereich des Dehnungsmessstreifens R514C noch 13,8 mm beträgt. Es ist zu vermuten, dass die Biegelinie des Rohrscheitels in der Nähe dieses Dehnungsmessstreifens einen Wendepunkt hat.

Während der Erhöhung auf die zweite Laststufe (6% Rohrverformung) steigt die Dehnung unter der Lasteinleitung zunächst an, fällt dann jedoch auf einen Wert von $\varepsilon \cong 3100$ µm/m, vgl. Bild 4-13. Ein Grund für dieses Verhalten könnte eine teilweise Ablösung des DMS von der PE-Oberfläche sein.

Nach Entlastung zeigt sowohl die Verformungs- als auch die Längsdehnungskurve unter der Lasteinleitung ein typisches Relaxationsverhalten.

5 Straßenoberbau und Boden

5.1 Straßenoberbau

Im Großversuchsstand (GVS) werden drei unterschiedliche Oberbauvarianten untersucht:

- Asphalt Bauklasse III nach [V8]
- Asphalt Bauklasse V nach [V8]
- Pflasterdecke
- Bauzustand

Die **Pflasterung** wird im Großversuchsstand eingebaut unter realistischen Einbaubedingungen nach Vorgabe von Prof. Dr.-Ing. M. Radenberg, Ruhr-Universität Bochum, vgl. [U3].

Für den **Bauzustand** werden die Prüfzylinder direkt auf der Sandschicht positioniert.

Der **Asphaltbelag** wird durch Stahlplatten simuliert. In [U3] werden Bodenspannungen in Abhängigkeit von der Bauklasse nach [V8] und der Oberflächentemperatur des Asphalts mit dem Programm PaDesTo [P2] ermittelt.

Als Belastung werden eine 8t- und eine 12t-Radlast jeweils mit 0,8 N/mm^2 Flächenpressung aufgebracht.

In Tabelle 5-1 sind die Schichtdicken der Fahrbahnoberbauten nach [U3] zusammengefasst.

Tabelle 5-1 Schichtdicken der in [U3] untersuchten Bauklassen nach [V8]:

Bauklasse nach [V8]	-	I	II	III	IV	V
Asphaltdeckschicht	cm	4	4	4	4	4
Asphaltbinderschicht	cm	8	8	4	-	-
Asphalttragschicht	cm	18	14	14	14	10
Frostschutzschicht	cm	30	34	38	42	46
Summe	cm	60	60	60	60	60

Zwischen den Asphaltschichten wird ein schubfester Verbund zugrunde gelegt. Der Übergang zu ungebundenen Schichten und zwischen den ungebundenen Schichten wird reibungsfrei angenommen.

Tabelle 5-2 Elastizitätsmodul der in [U3] untersuchten Bauklassen in Abhängigkeit der Temperatur nach [V8]:

Temperatur	-20°C	-10°C	0°C	10°C	15°C	20°C	35°C	50°C
	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2
Asphalt-deckschicht	26300	22200	16250	10700	8100	5600	1300	350
Asphaltbin-derschicht	30450	27900	22200	15700	12650	9700	2400	520
Asphalttrag-schicht	29550	24900	18250	12050	9100	6250	1500	400
Frostschutz-schicht[1)]	100							
Planum[1)]	45							

[1)] Verformungsmodul E_V

Durch Vergleichsberechnungen mit dem Programm BISAR 3.0 [P1] werden die Bodenspannungen unter einer und zwei Stahlplatten im GVS jeweils in 40 cm und 60 cm Tiefe ermittelt.

Die Berechnungen werden mit einer Radlast von F_1 = 120 kN und einem Reifenluftdruck von 8 bar durchgeführt. Der zugehörige Radius der Radaufstandsfläche beträgt r = 21,9 cm.

Die Schichten werden entsprechend der Versuchsbedingungen im GVS angesetzt:

- eine bzw. zwei Stahlplatten, t = 30 mm, E = 210.000 N/mm^2 nach [V14]
- Planum aus Rheinsand, E = 30 N/mm^2, vgl. Abschnitt 7 und [U2]

Die Bodenspannungen dieser Berechnungen werden mit den Bodenspannungen nach [19] verglichen, und die zugehörigen Oberflächentemperaturen des Asphalts abgelesen, vgl. Bilder 5-1 bis 5-4 und Tabelle 5-3.

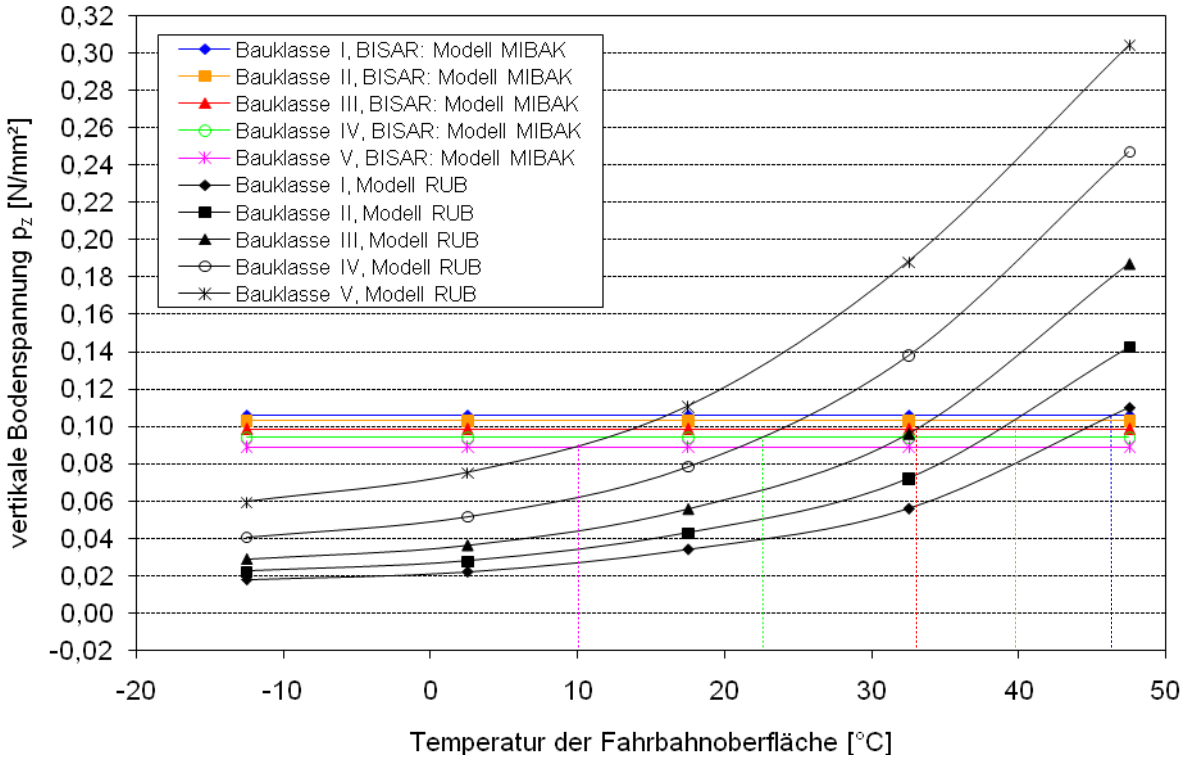


Bild 5-1 Vergleich von Vertikalspannungen aus [19] und nach BISAR 3.0 für **zwei Stahlplatten** in **40 cm** Tiefe unter FOK

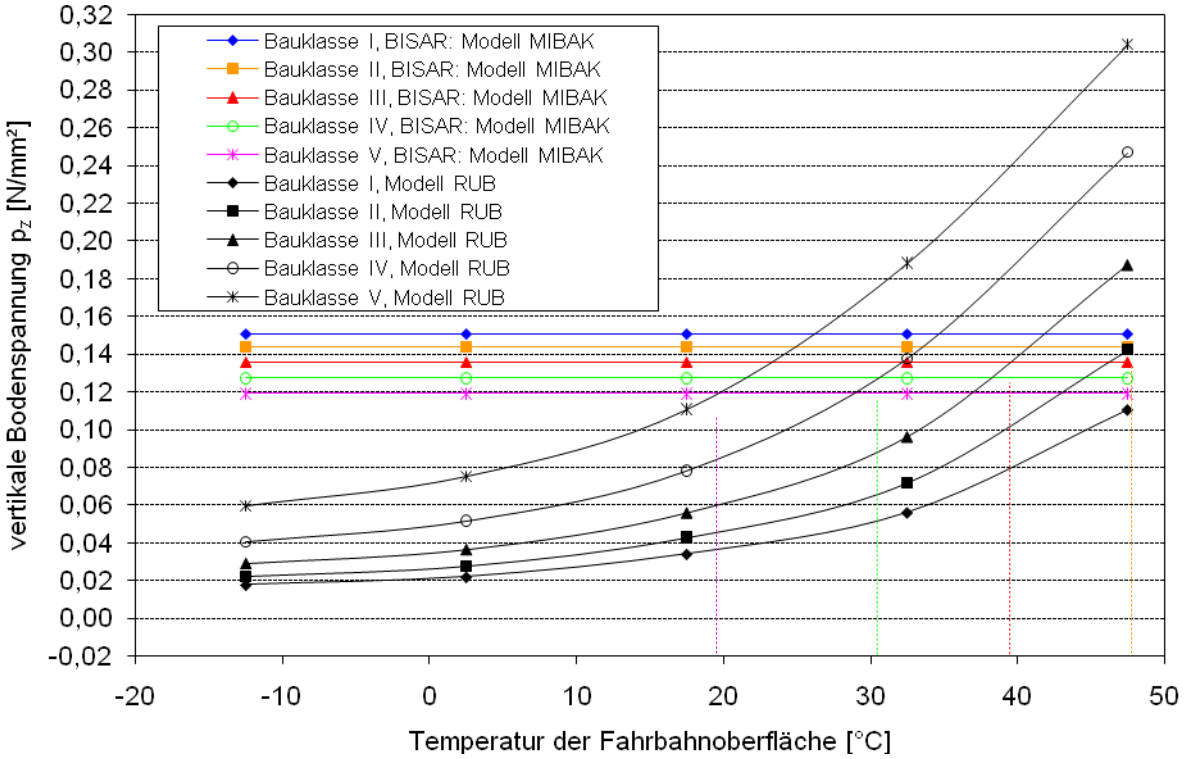


Bild 5-2 Vergleich von Vertikalspannungen aus [19] und nach BISAR 3.0 für **eine Stahlplatte** in **40 cm Tiefe** unter FOK

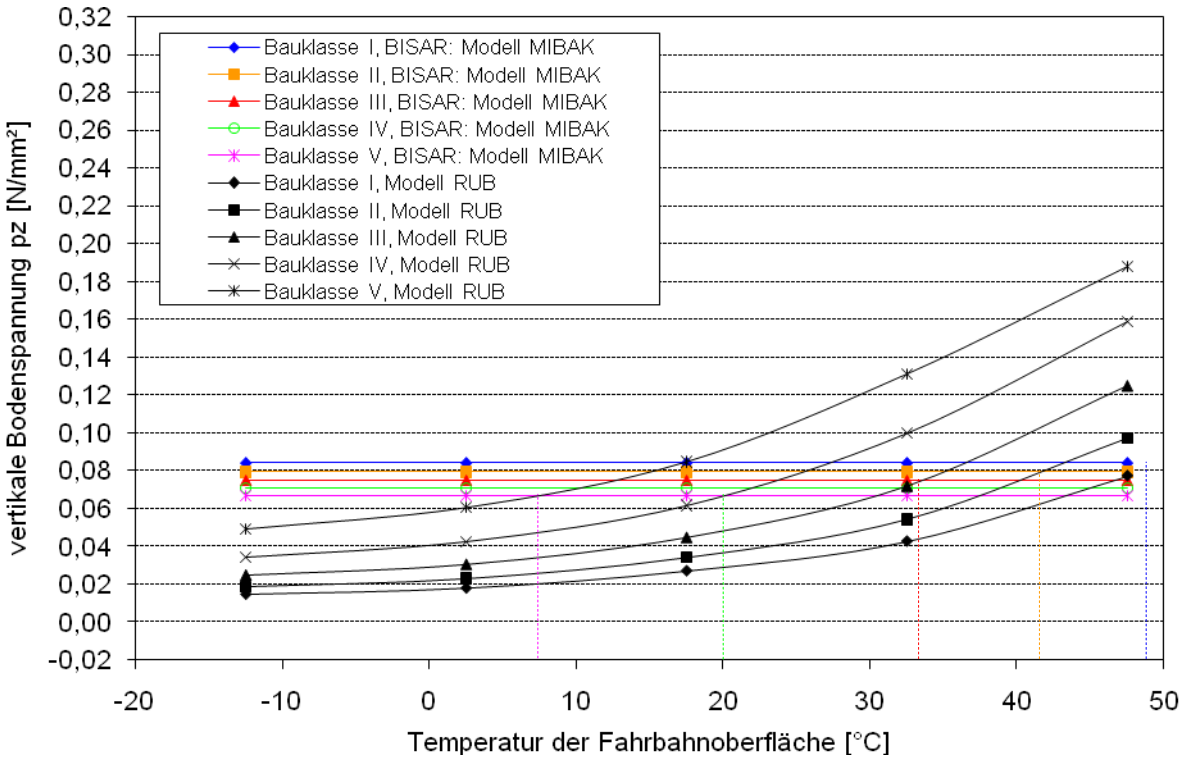


Bild 5-3 Vergleich von Vertikalspannungen aus [19] und nach BISAR 3.0 für **zwei Stahlplatten** in **60 cm Tiefe** unter FOK

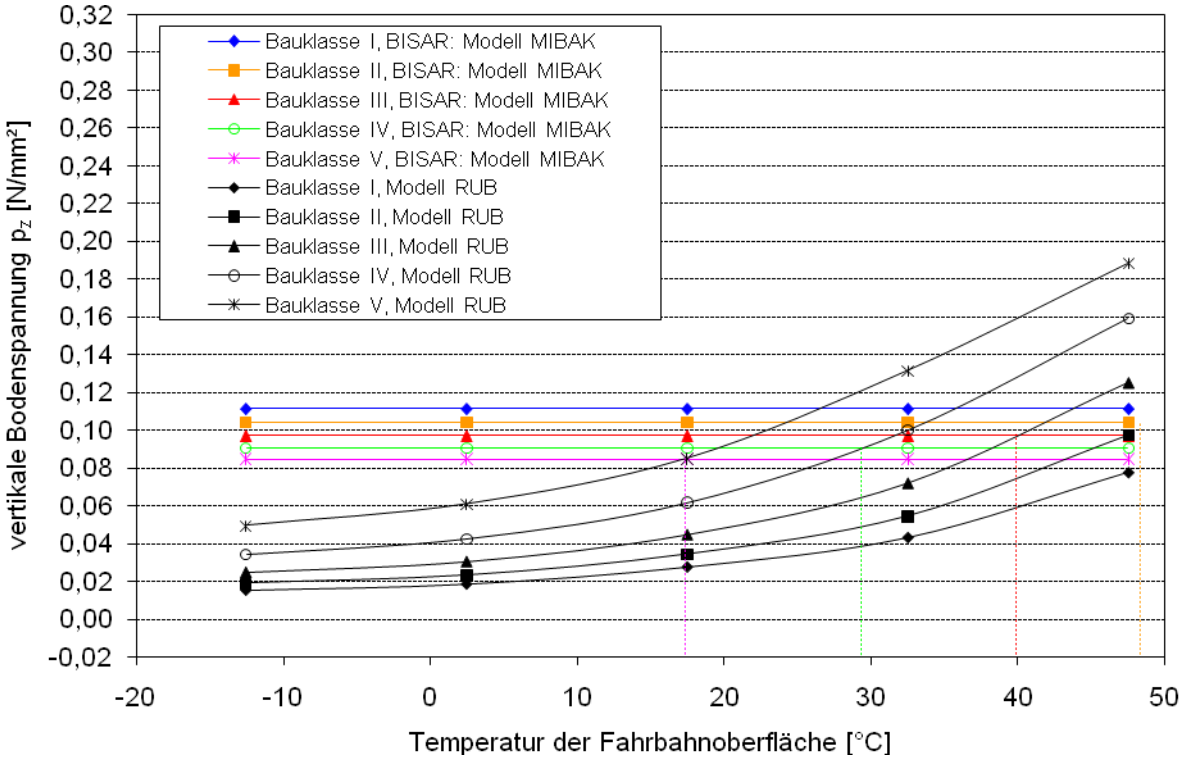


Bild 5-4 Vergleich von Vertikalspannungen aus [19] und nach BISAR 3.0 für **eine Stahlplatte** in **60 cm Tiefe** unter FOK

In Tabelle 5-3 sind die Bauklassen mit den zugehörigen Oberflächentemperaturen zusammengefasst, die einer bzw. zwei Stahlplatten im GVS entsprechen.

Tabelle 5-3 zugehörige Temperaturen zu Bauklassen simuliert durch Stahlplatten

Tiefe z unter FOK	Bauklasse	**I**	**II**	**III**	**IV**	**V**
cm		°C	°C	°C	°C	°C
40	2 Stahlplatten	46,4	39,8	**33,0**	22,6	10,0
	1 Stahlplatte	>50,0	47,9	39,7	30,5	**19,7**
60	2 Stahlplatten	49,0	41,7	**33,5**	20,2	7,5
	1 Stahlplatte	>50,0	48,7	40,0	29,4	**17,4**

Die Fahrbahntemperaturen in 40 cm und 60 cm Tiefe stimmen gut überein. In der Auswertung der Versuchsergebnisse wird Versuchen mit einer Stahlplatte die Bauklasse V nach [V8] zugeordnet. Die zugehörige Oberflächentemperatur liegt zwischen 17,4°C und 19,7°C.

Versuchen mit zwei Stahlplatten wird die Bauklasse III nach [V8] zugeordnet. Hier liegt die zugehörige Oberflächentemperatur zwischen 33,0°C und 33,5°C.

Die Versuchsergebnisse können auch auf weitere Bauklassen mit den jeweiligen Oberflächentemperaturen bezogen werden.

5.2 Boden (TU Hannover)

Nachfolgend sind die Ergebnisse des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE) der TU Hannover aufgeführt. Es wurden Untersuchungen zur Bestimmung von Bodenparametern und Verdichtungskontrollen zur Bestimmung der Proctordichte des Versuchssandes im Großversuchsstand durchgeführt.

5.2.1 Bestimmung der Bodenparameter

5.2.1.1 Problemstellung

Im Rahmen des Forschungsvorhabens „Beanspruchung von oberflächennahen Abwasserrohren und Leitungen durch hohe Verkehrslasten“ muss zunächst die Eignung des gewählten Bettungsmittels untersucht werden. Anschließend müssen die Bodenparameter in Abhängigkeit des Verdichtungsgrades für die Finite Elemente-Berechnungen bestimmt werden.

Die Eignung des Bettungsmaterials ergibt sich aus den Anforderungen der Leitungsbaurichtlinien wie z.B. ZTV A, ZTV E, DIN EN 1610 [V5] oder der ATV A 127 [V1]. An ein geeignetes Bettungsmittel werden u.a. die folgenden Anforderungen gestellt:

- gute Verdichtbarkeit, d.h. mit einem geringen Energieaufwand soll eine gleichmäßige hohe Verdichtung des Bodenmaterials erreicht werden.
- Erosionsstabilität/Standfestigkeit, das Bettungsmaterial soll sich z.B. bei einer Wasserdurchströmung nicht entmischen, so dass Hohlräume entstehen
- Dauerhaftigkeit, d.h. die hergestellte Bettung soll ihre Eigenschaften dauerhaft behalten
- Unschädlichkeit für das Rohr (mechanisch, chemisch)

Vom IKT wurde als Bettungsmaterial ein schwach kiesiger Sand ausgewählt. Es handelt sich hierbei um einen Rheinsand 0/8, der in einer Grube bei Kamp-Lintfort gewonnen wird. Als Bettungsmaterial würde man diesen Boden als nichtbindiges Schüttgut einteilen, der lagenweise eingebaut und verdichtet werden muss. Als der Rheinsand vom IKT für die bodenmechanischen Untersuchungen übergeben wurde, wies er einen Wassergehalt von rd. 3 % auf.

Da dieser Boden in ausreichender Menge zur Verfügung steht, wird er nicht nur als Bettungsmaterial benutzt, sondern auch unter und über dem Rohr eingebaut, so dass der gesamte Großversuchsstand mit dem Rheinsand gefüllt ist.

Von besonderer Wichtigkeit ist die Herstellung von nahezu konstanten Versuchsrandbedingungen. Das heißt, in den verschiedenen Bereichen des Versuchskastens muss der Boden die gleichen Eigenschaften aufweisen. Dieses kann nur durch die Einstellung eines einheitlichen Verdichtungsgrads erreicht werden. Der Verdichtungsgrad im Bereich des Rohres wird so gewählt, wie er in der Praxis sicher eingestellt werden kann.

Besonders wichtig für die Finite Elemente-Berechnungen ist die Bestimmung der Bodeneigenschaften, damit so das gewählte Stoffgesetz das Bodenverhalten auch wirklichkeitsgetreu widerspiegeln kann. Zur Bestimmung der Stoffparameter wurden bodenmechanische Laborversuche durchgeführt. Für die vorliegende Problemstellung sind die spannungsabhängige Steifigkeit und die Scherfestigkeit von besonderem Interesse.

Nachfolgend werden die durchgeführten Laborversuche an dem Rheinsand und die Versuchsergebnisse mit den entsprechenden Diagrammen dargestellt. Am Ende werden die Bodenparameter für das verwendete Stoffgesetz zusammengestellt.

5.2.1.2 Laborversuche

Zur Ermittlung der Bodenkenngrößen und des Spannungs-Verformungsverhaltens bei unterschiedlichen Dichten des Bettungsmaterials standen Kompressionsversuche, Triaxialversuche und direkte Scherversuche im Vordergrund. Darüber hinaus wurden Versuche zur Ermittlung der Korngrößenverteilung, der lockersten und dichtesten Lagerung und der Proctordichte durchgeführt.

a) Korngrößenverteilung

Die Ermittlung der Korngrößenverteilung wurde nach DIN 18123:1996-11 durchgeführt. Die Korngrößenverteilung beschreibt das Material aufgrund einer geometrischen Ausdehnung seiner Bestandteile und dient als Grundlage für Beurteilungs- und Anwendungskriterien von Böden. Sie lässt Rückschlüsse auf bestimmte bodenmechanische Eigenschaften, wie z.B. die Verdichtungsfähigkeit und Durchlässigkeit zu. Die Korngrößenverteilung gibt die Massenanteile der in einer Bodenart vorhandenen Körnungsgruppen an. Hierbei werden Böden mit Korngrößen über 0,063 mm durch Trennen der vorhandenen Korngruppen durch Siebung bestimmt. Korngrößen unter 0,125 mm werden durch Sedimentation getrennt. In Bild 1.1 ist die Korngrößenverteilung des untersuchten Rheinsandes dargestellt. Nach der Korngrößenverteilung handelt es sich um einen feinkiesigen Mittel- bis Grobsand. Nach DIN 18196 gehört der Rheinsand zur Bodengruppe SE (enggestufter Sand). Die Einordnung in Bodengruppen basiert dabei allein auf der stofflichen Zusammensetzung des Materials und ist unabhängig vom Wassergehalt oder der Dichte.

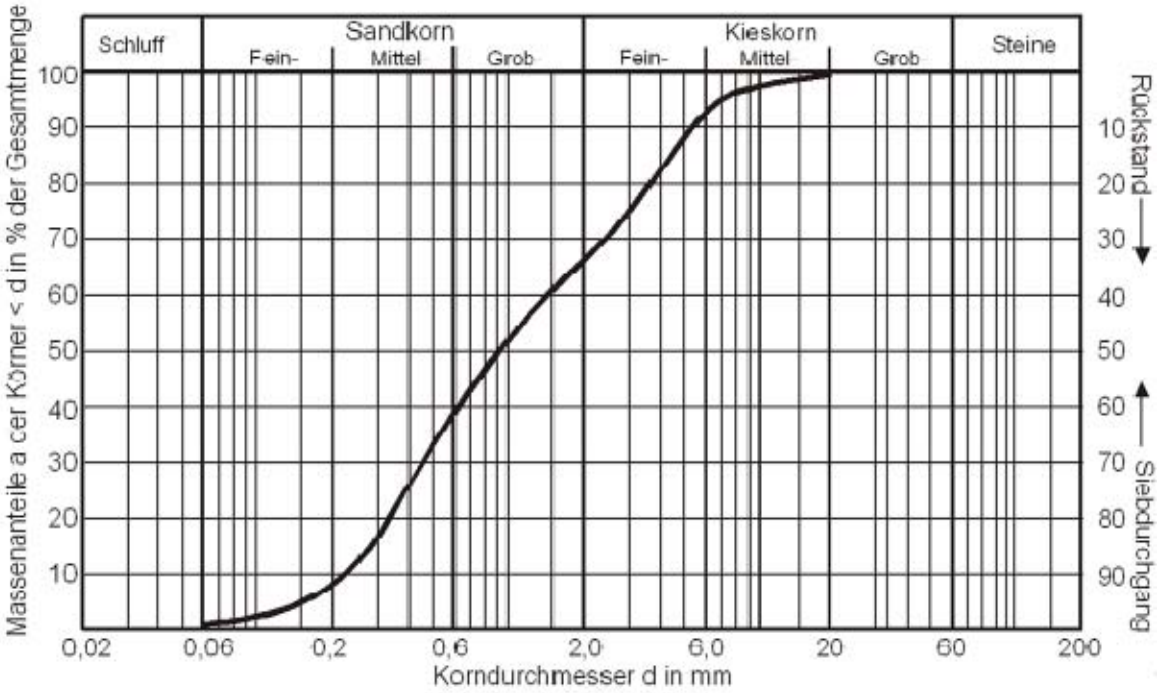


Bild 5-5 Korngrößenverteilung

Die Ungleichförmigkeitszahl U und die Krümmungszahl C_C sind wie folgt definiert:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$$

$$C_C = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$$

d_{10}, d_{30} und d_{60} sind die Korngrößen, die den Ordinaten 10, 30 bzw. 60 Gew. -% der Körnungslinie entsprechen. U ist ein Maß für die Neigung der Körnungslinie im Bereich von d_{10} bis d_{60}. Ein steiler

Abschnitt deutet auf das Vorherrschen einer Korngruppe und ein flacher Verlauf auf das Fehlen einer Korngruppe hin. Die Krümmungszahl C_C charakterisiert den Verlauf der Körnungslinie in diesem Bereich.

Für den untersuchten Rheinsand beträgt die Ungleichförmigkeitszahl U ca. 6,2, die Krümmungszahl C_C beträgt 0,7. Der untersuchte Boden ist demnach als ungleichförmig und enggestuft einzuordnen (vgl. Tabelle 5-4). Die Verdichtungsfähigkeit nach DIN 18196 ist als gut bis mittel einzustufen.

Tabelle 5-4 Bodenklassifizierung für Rheinsand

Material	d_{10} [mm]	d_{30} [mm]	d_{60} [mm]	U [-]	C_c [-]	Bodengruppe (DIN 18196)	Bemerkung
Rheinsand	0,229	0,467	1,421	6,2	0,7	SE	Eng gestuftes Sand-Kies-Gemisch

b) Proctorversuch

Mit dem Proctorversuch nach DIN 18127:1997-11 wird die Trockendichte eines Bodens nach Verdichtung unter festgelegten Versuchsrandbedingungen als Funktion des Wassergehalts untersucht. Beim Proctorversuch wird das Probenmaterial in einem Versuchszylinder aus Stahl mit festgelegten Abmessungen durch ein festgelegtes Fallgewicht mit einer bestimmten Verdichtungsarbeit und nach einem vorgegebenem Arbeitsverfahren verdichtet. Der Versuch besteht aus mindestens 5 Einzelversuchen, die sich jeweils durch einen anderen Wassergehalt der Bodenprobe voneinander unterscheiden. Nach Einbau des Materials wird die Trockendichte durch Ofentrocknung bestimmt. Zur Auswertung des Versuchs wird die Trockendichte ρ_d über den Wassergehalt w aufgetragen. Das Maximum der Kurve gibt die Proctordichte ρ_{Pr} und den optimalen Wassergehalt w_{opt} an. Auf der „nassen" Seite begrenzt die Sättigungslinie die Proctorkurve. Nachfolgend wird das Versuchsergebnis für den Rheinsand in Bild 5-6 dargestellt.

Aus dem Proctorversuch ergab sich eine Proctordichte von ρ_{Pr} = 1,913 g/cm^3 bei einem optimalen Wassergehalt von w_{opt} = 10,3 %.

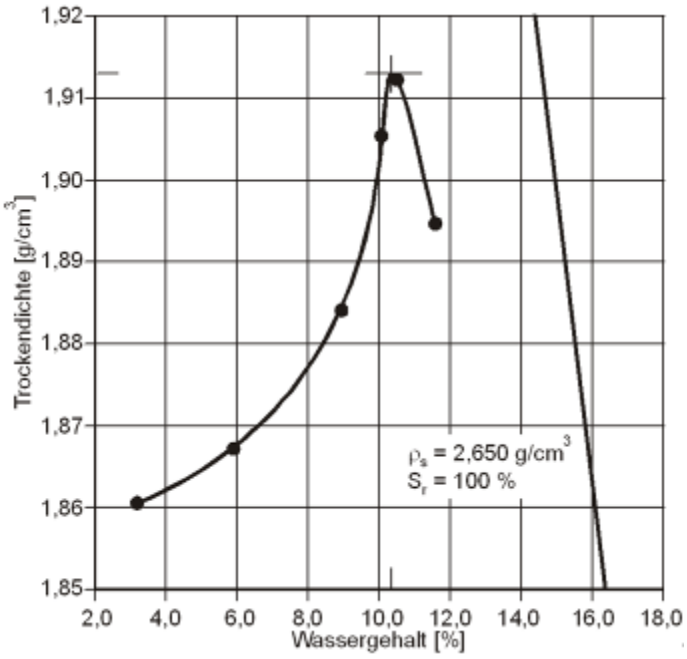


Bild 5-6 Proctorkurve für den untersuchten Rheinsand

In Tabelle 5-5 sind die Trockendichten für verschiedene Verdichtungsgrade dargestellt. Der Verdichtungsgrad D_{Pr} ist wie folgt definiert

$$D_{\mathrm{Pr}} = \frac{\rho_d}{\rho_{\mathrm{Pr}}} \cdot 100[\%]$$

Tabelle 5-5 Trockendichten

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Trockendichte ρ_d [g/cm^3]
95	1,817
97	1,856
100	1,913

Im Rohrleitungsbau oder bei Aufgrabungen unter Straßen werden für die verschiedenen Bereiche unterschiedliche Verdichtungsgrade gefordert. So wird z.B. nach ZTVE-StB 94 für tiefe Leitungsgräben im Bereich der Leitungszone ein Verdichtungsgrad von 97 % und unterhalb des Planums von 100 % gefordert. Da es in der Praxis unwahrscheinlich ist, dass in den Zwickelbereichen eines Rohrstranges die gleiche Verdichtung wie in anderen Bereichen erreicht wird, werden die Bodenparameter zusätzlich auch für einen Verdichtungsgrad von 95 % bestimmt.

c) Bestimmung der lockersten und dichtesten Lagerung

Die Versuche zur Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung wurden nach DIN 18126:1996-11 durchgeführt. Diese Versuche dienen zur Beurteilung der Verdichtungsfähigkeit I_f und um Anhaltswerte für die Beurteilung der Lagerungsdichte D anstehender oder künstlich verdichteter nicht bindiger Böden zu erhalten. Die lockerste Lagerung wird erreicht, indem man das Material mit sehr wenig Energie (Schütten) in einen definierten Versuchszylinder (je nach Korngröße) mit einem Trichter einrieselt oder mit einer Kelle so locker wie möglich einfüllt. Zur Bestimmung der dichtesten Lagerung wird das Material lagenweise eingebracht, anschließend mit Wasser überflutet und durch Rütteln (Schlaggabel oder Vibration) mit einer festgelegten Energie verdichtet. Es sind mindestens jeweils drei Einzelversuche durchzuführen.

Der Porenanteil n berechnet sich mit der entsprechenden Trockendichte ρ_d und der Korndichte ρ_s = 2,65 g/cm^3 wie folgt

$$n = 1 - \frac{\rho_d}{\rho_s} \; [-]$$

Anhand der Versuchsergebnisse kann mit dem Porenanteil bei lockerster Lagerung *max n*, dem Porenanteil bei dichtester Lagerung *min n* und dem natürlichen Porenanteil n die Lagerungsdichte D wie folgt bestimmt werden.

$$D = \frac{\max n - n}{\max n - \min n} \; [-]$$

Die Versuchsergebnisse und die Lagerungsdichten für die untersuchten Verdichtungsgrade sind in Tabelle 5-6 und 5-7 dargestellt.

Tabelle 5-6 Porenanteile für den untersuchten Rheinsand

	Porenanteil [-]
max n	0,408
min n	0,276
$n_{95\%}$	0,314
$n_{97\%}$	0,300
$n_{100\%}$	0,278

Tabelle 5-7 Lagerungsdichten für den untersuchten Rheinsand

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Lagerungsdichte D [-]
95	0,71
97	0,82
100	0,98

Dies entspricht bei allen untersuchten Verdichtungsgraden einer dichten Lagerung.

d) Kompressionsversuch

Die Kompressionsversuche wurden nach E-DIN 18135:1999-06 mit verhinderter Seitendehnung durchgeführt. Der Versuch wurde, da für nicht bindigen Boden relativ hohe und vom Wassergehalt unabhängige Steifigkeiten zu erwarten sind, mit feststehendem Ring und trockenem Rheinsand durchgeführt. Die Ausgangsprobenhöhe betrug 31 mm. Der Maximalkorndurchmesser durfte für den ungleichförmigen Boden 1/5 der Probenhöhe betragen, was durch Absieben des Überkorns erreicht wurde. Bei einer größeren Probenmenge, wie z.B. auch im Großversuchsstand, schwimmt das Überkorn (rd. 5 % der Gesamtmasse, siehe Bild 5-5) im restlichen Korngemisch und hat somit keinen direkten Einfluss auf die Steifigkeit. Damit das gleiche Verhaltendes Bodens im Kompressionsgerät sichergestellt werden kann, begrenzt die E-DIN 18135 das zulässige Größtkorn auf 1/5 der Probenhöhe.

Der Rheinsand wurde jeweils mit den gewählten Dichten (95%, 97%, 100% Proctordichte) eingebaut und stufenweise belastet, entlastet und wiederbelastet. Die Spannungsniveaus σ_1 betrugen z.B: 50, 100, 200, 400, 500 und 550 kN/m². Die Spannungen wurden so gewählt, dass im Großversuchsstand die Spannungsniveaus mit und ohne Lastplattendruckversuch abgedeckt werden. Jede Laststufe wurde im Kompressionsgerät so lange konstant gehalten, bis die Stauchung der Probe abgeklungen war. Gemessen wurden die aufgebrachte Spannung sowie die Zusammendrückung der Probe. Die Auswertung der Versuche erfolgte zunächst mit Last-Setzungsdiagrammen.

Da eine gewisse Streubreite der Versuchsergebnisse erwartet wurde und die genauen Steifigkeiten von besonderer Wichtigkeit sind, wurden insgesamt 41 Kompressionsversuche für die gewählten Lagerungsdichten durchgeführt. Ausgewertet wurden die Versuche für die entsprechenden Mittelwerte der Einzelversuche. In Bild 5-7 ist beispielhaft die Lastsetzungskurve für D_{Pr} = 95 % aus zehn gemittelten Einzelversuchen dargestellt.

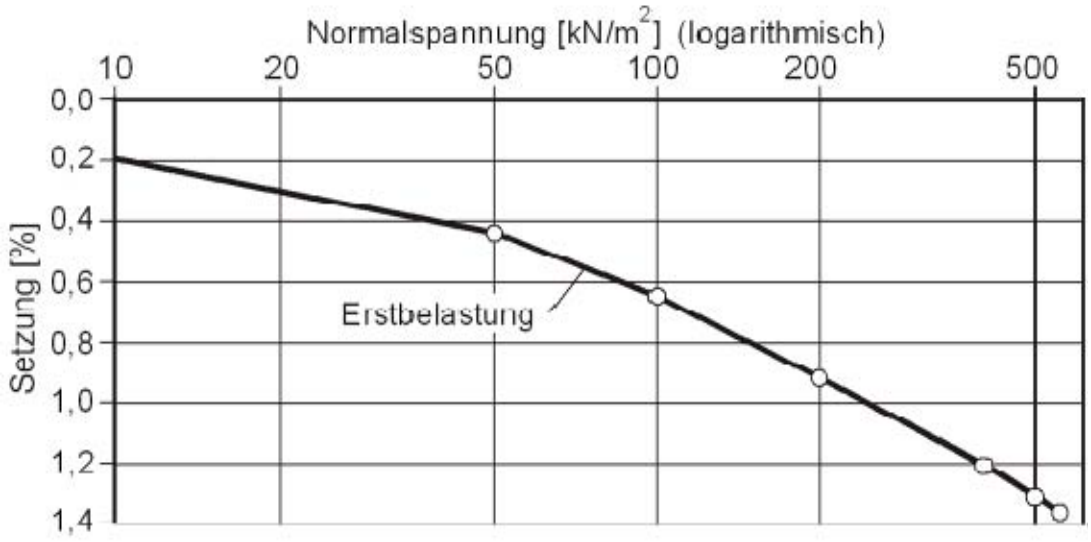


Bild 5-7 Lastsetzungskurve aus Kompressionsversuch für D_{Pr} = 95 %

Auf der Ordinate ist die bezogene vertikale Setzung ε_1 in % der Probenhöhe aufgetragen, die Spannung σ_1 wird als Abszisse im logarithmischen Maßstab aufgetragen. Die vertikale Spannung σ_1 wird als Quotient der gemessenen gesamten Vertikalkraft (einschließlich des Gewichtes der Lastplatte) F und der konstanten Querschnittsfläche A wie folgt berechnet:

$$\sigma_1 = \frac{F}{A} \; \left[\mathrm{kN/m^2}\right]$$

Die vertikale Dehnung/Setzung der Probe nach der i-ten Laststufe ε_i wird aus der Höhenänderung Δs_i und der Ausgangshöhe h_0 ermittelt:

$$\varepsilon_i = \frac{\Delta s_i}{h_0} \cdot 100 \; [\%]$$

Aus der Sekante der Lastsetzungslinie wird der Steifemodul bei behinderter Seitendehnung E_s für jedes Spannungsintervall bestimmt:

$$E_s = \frac{\Delta\sigma_{1i}}{\Delta\varepsilon_i}\left(1 - \varepsilon_{i-1}\right)$$

Hierbei wird zusätzlich zwischen Erstbelastung, Entlastung und Wiederbelastung unterschieden.

In den Tabellen 5-8 und 5-9 sind für die gewählten Lagerungsdichten die Mittelwerte aus den Einzelversuchen für die Steifemoduln angegeben. Die Ent- und Wiederbelastungsmoduln wurden ebenfalls berechnet. In Anlage 1 sind die einzelnen Versuchsergebnisse zusammengestellt (s. Bericht [U2] auf DVD). In Bild 5-8 und Bild 5-9 sind die Verläufe der Steifemoduln für die Mittelwerte für Erstbelastung und für Ent- und Wiederbelastung dargestellt.

Tabelle 5-8 Erstbelastungsmoduln aus dem Kompressionsversuch

	Erstbelastungsmodul E_s [MN/m²] für folgende Spannungen σ_1 [kN/m²]						
D_{Pr} [%]	5-50	50-100	100-200	200-400	400-500	500-550	550-600
95	13,31	25,66	38,47	66,73	95,56	104,86	113,31
97	15,4	25,28	40,56	76,81	110,18	124,86	141,86
100	18,13	39,16	68,33	117,13	164,18	183,35	199,97

Tabelle 5-9 Ent- und Wiederbelastungsmoduln aus dem Kompressionsversuch

D_{Pr} [%]	Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{ur} [MN/m²] für folgende Spannungen σ_1 [kN/m²]						
	50-12,5-50	100-25-100	200-50-200	400-100-400	500-125-500	550-137,5-550	600-150-600
95	48,96	60,54	92,93	148,85	173,64	189,76	204,80
97	50,10	63,14	108,78	169,30	194,17	216,70	233,46
100	68,93	102,60	152,14	206,30	234,00	252,50	267,20

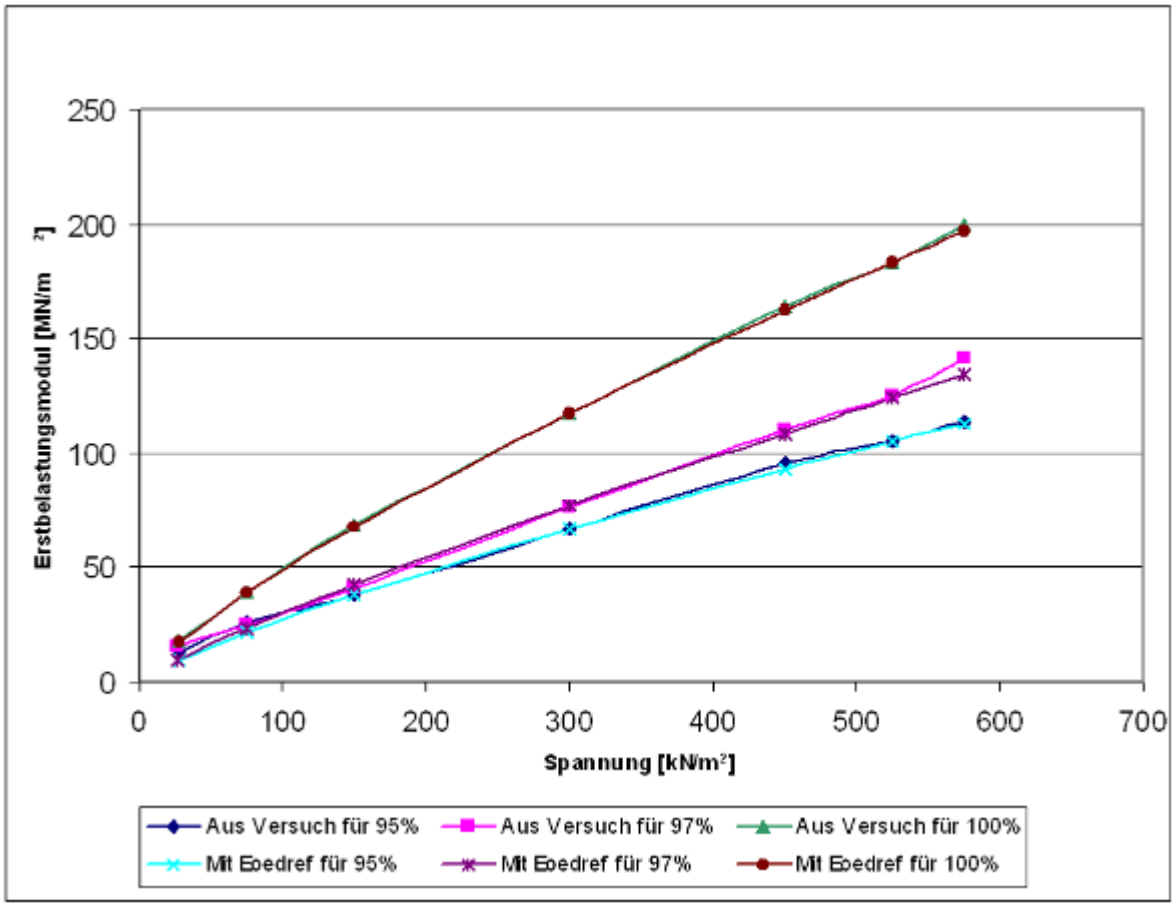


Bild 5-8 Verlauf der Erstbelastungsmoduln aus dem Kompressionsversuch

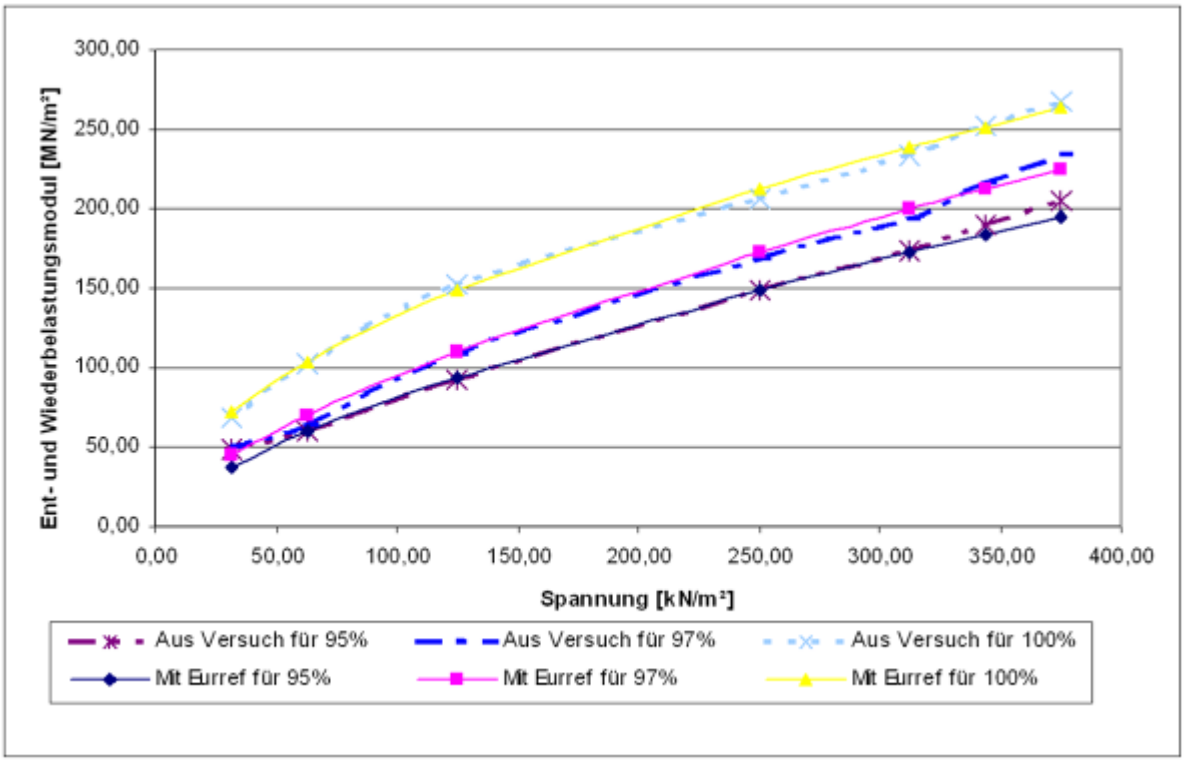


Bild 5-9 Verlauf der Ent- und Wiederbelastungsmoduln aus dem Kompressionsversuch

Um die in Bild 5-8 und 5-9 gezeigte spannungsabhängige Steifigkeit für weitere Berechnungen berücksichtigen zu können, wurde eine Anpassung an die Gleichung von OHDE durchgeführt. Spannungsabhängigkeit wird in der Bodenmechanik üblicherweise durch diese Gleichung formuliert:

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \cdot \left(\frac{\sigma_1}{p^{ref}} \right)^m$$

Darin ist E_{oed}^{ref} ein Tangentenmodul für die vertikale Spannung von $\sigma_1 = p^{ref} = 100$ kN/m^2 (vgl. Bild 5-10) und der Exponent m berücksichtigt die Spannungsabhängigkeit des Steifemoduls. Diese Parameter wurden mittels linearer Regression so angepasst, dass sie die Versuchergebnisse in Bild 5-8 optimal wiedergeben. Die sich ergebenden Referenzmoduln und Exponenten sind für die einzelnen Lagerungsdichten in Tabelle 5-10 zusammengestellt. In Bild 5-8 sind die Werte gemäß der Gleichung nach OHDE ebenfalls zum Vergleich mit den Versuchsergebnissen eingetragen.

In gleicher Weise erfolgte die Ermittlung der Parameter E_{ur}^{ref} und m_{ur} für Ent- und Wiederbelastung. Sie sind ebenfalls in Tabelle 5-10 und Bild 5-9 zusammengestellt.

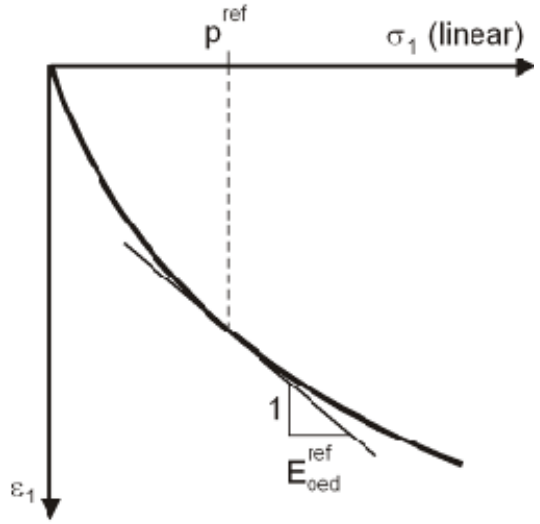


Bild 5-10 Defintion von E_{oed}^{ref} aus dem Kompressionsversuch

Tabelle 5-10 Referenzmoduln und Exponenten aus dem Kompressionsversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	95	97	100
E_{oed}^{ref} [MN/m²]	27,86	29,87	48,66
m [-]	0,8	0,86	0,8
E_{ur}^{ref} [MN/m²]	81,32	95,35	132,34
m_{ur} [-]	0,66	0,65	0,52

e) Direkter Scherversuch

Im direkten Scherversuch nach DIN 18137 Teil 3: 2002-09 wird in einem quaderförmigen Probekörper durch kinematischen Zwang eine Scherfläche parallel zur größeren Quaderfläche erzeugt. Dabei wird eine Normalbelastung senkrecht zur Scherfläche aufgebracht und die Querdehnung der Probe in der Ebene der Scherfläche verhindert. Das Abscheren erfolgt durch Verschieben der beiden Rahmenhälften gegeneinander. In Bild 5-11 ist ein Rahmenschergerät schematisch dargestellt.

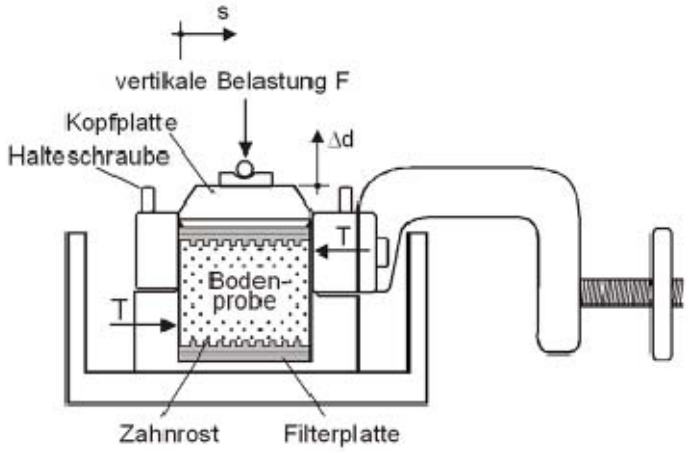


Bild 5-11 Rahmenschergerät

Die Probekörper wurden direkt im Scherkasten mit den gewählten Lagerungsdichten hergestellt. Die Probekörper hatten eine Kantenlänge von 10 cm. Die Probenhöhe muss mindestens das 5fache des größten Korndurchmessers betragen. Nach Absieben von rd. 5 % Überkorn ist die o.g. Bedingung für die gewählte Probenhöhe von 30 mm erfüllt. Ansonsten ist nicht auszuschließen, dass große Kieskörner in der Scherfuge zu nicht repräsentativen Scherkräften führen. Der Rheinsand wurde in die Verdichtungsgeräte trocken eingebaut und auch trocken abgeschert. Es wurden jeweils vier Teilversuche durchgeführt. Die Normalspannungen wurden entsprechend der im Großversuchsstand zu erwartenden Spannungen zu σ = 50, 100, 200, 400 kN/m^2 gewählt. Die Abschergeschwindigkeit wurde auf 10 mm pro Stunde festgelegt. Während des Versuchs wurde die Scherkraft T, die Höhenänderung Δd und der Scherweg s gemessen.

Die effektive Normalspannung σ wird aus der aufgebrachten senkrechten Kraft N und der Scherfläche berechnet.

$$\sigma = \frac{N}{A_0} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Die Scherspannung τ wird beim Rahmenscherversuch aus der gemessenen Scherkraft T und der Scherfläche berechnet. Eine Änderung der Scherfläche durch die Verschiebung s wird i.a. nicht berücksichtigt.

$$\tau = \frac{T}{A_0} \left[\frac{kN}{m^2} \right]$$

Während des Versuchs wird die Scherspannungsentwicklung in einem τ,s-Diagramm für die einzelnen Normalspannungen aufgetragen (siehe Bild 5-12). Aus dem τ,s-Diagramm werden für die jeweiligen Normalspannungen die Bruchwerte (max τ_f) und Gleitwerte abgelesen. Zur Bestimmung der Scherparameter werden die max. Schubspannungen τ über der Normalspannung σ aufgetragen. Aus der Steigung der Schergeraden und dem Ordinatenschnittpunkt können der Reibungswinkel φ' und die Kohäsion c' ermittelt werden.

In Anlage 1 sind die τ,σ-Diagramme mit den zugehörigen τ,s-Diagrammen für die neun durchgeführten Versuche zusammengestellt (s. Bericht [U2] auf DVD).

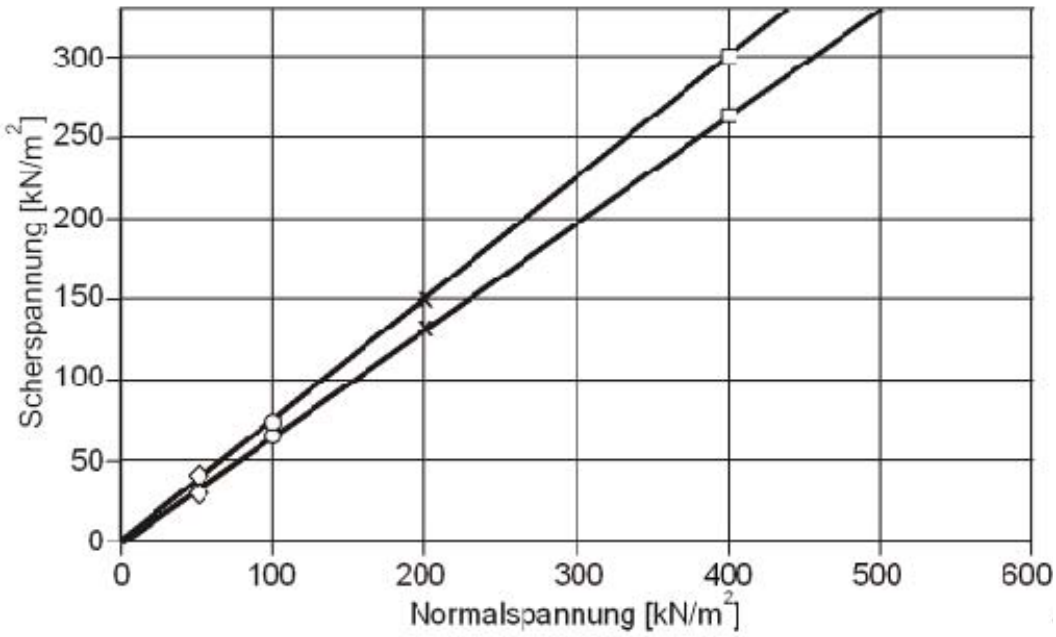


Bild 5-13 Schergerade für einen Verdichtungsgrad von 95 %

In Tabelle 5-11 sind die Mittelwerte der Versuchsergebnisse aus den direkten Scherversuchen für den untersuchten Rheinsand zusammengestellt.

Tabelle 5-11 Versuchsergebnisse aus dem direktem Scherversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Bruchwerte		Gleitwerte	
	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m^2]	Reibungswinkel φ' [°]	Kohäsion c' [kN/m^2]
95	36,6	0	32,7	0
97	39,3	0	31,4	0
100	40,3	0	32,6	0

f) Triaxialversuch

Die Triaxialversuche wurden nach DIN 18137 Teil 2: 1990-12 durchgeführt. Der Triaxialversuch ist ein axialsymmetrischer Druckversuch an homogenen kreiszylindrischen Probekörpern. Die radialen Hauptspannungen σ_2 und σ_3 sind gleich, siehe Bild 5-14. Im Regelfall (konventionelle triaxiale Kompression) ist die axiale Hauptspannung σ_1 die betragsmäßig größte Hauptspannung. Der isotrope Spannungszustand wird durch Flüssigkeitsdruck, die zusätzliche axiale Spannung durch einen verschieblichen Stempel aufgebracht.

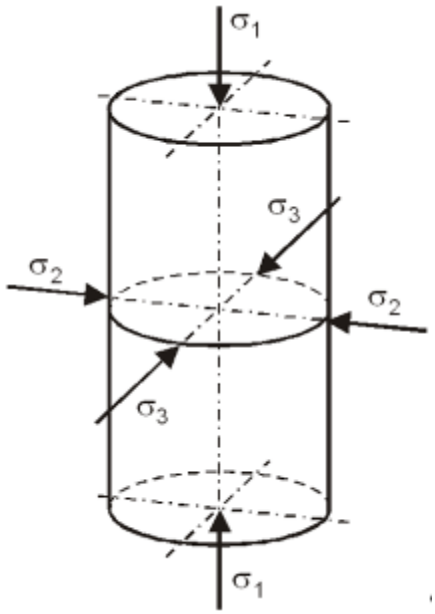


Bild 5-14 Spannungen am Probekörper

Damit während des Versuchs die Volumenänderung über die Veränderung des Porenfluids gemessen werden kann, muss die Probe zunächst gesättigt werden. Die Sättigung wurde mit dem Backpressure-Verfahren durchgeführt. Der Sättigungsdruck wurde hierfür in mehreren Schritten bis auf einen Endwert von u_0 = 550 kN/m^2 gesteigert. Eine ausreichende Sättigung für nichtbindige Böden ist erreicht, wenn der B-Wert mindestens 0,95 beträgt.

Die zylindrischen Proben (Höhe: 120 mm, Durchmesser: 50 mm) wurden mit der Gefriermethode hergestellt. Da es sich beim Rheinsand um einen nichtbindigen Boden handelt ist das Gefrierverfahren eine geeignete Methode um Proben mit definierten Lagerungsdichten herzustellen. Zunächst wurde die entsprechend des Verdichtungsgrads zuvor bestimmte Probenmasse mit einem Wassergehalt von

ca. 9 % in mehreren Lagen in einen Stahlzylinder eingebaut. Die Innenabmessungen des Stahlzylinders entsprechen den späteren Probenabmessungen. Anschließend wird die Probe in dem Stahlzylinder in einen Gefrierschrank gestellt. Hier entsteht aus dem Porenwasser Eis, welches die einzelnen Sandkörner zusammen kittet und so eine standfeste Probe entstehen lässt (siehe Bild 5-15). Nachdem die gefrorene Probe aus dem Stahlzylinder ausgedrückt wurde, kann der Erfolg der Probenherstellung kontrolliert werden. Die Probe darf auch bei geringen Lagerungsdichten keine Hohlräume aufweisen. Ziel ist es, eine homogene Probe zu erhalten. Anschließend wird die Probe vermessen, gewogen und noch bevor sie aufgetaut ist, in das Triaxialgerät eingebaut.

Bild 5-15 Gefrorene Probe aus Rheinsand

Folgende Randbedingungen wurden für die Triaxialversuche festgelegt:

- Zylindrische Probekörper (Höhe 120 mm, Durchmesser 50 mm)
- Konsolidierter, dränierter Versuch nach DIN 19137 Teil 1: 1990-08
- Weggesteuertes Abscheren mit einer Schergeschwindigkeit von 0,2 mm pro Minute
- Jeweils vier Teilversuche mit Seitendrücken von σ_3 = 25, 50, 100, 150 kN/m^2
- Es wurden folgende Größen gemessen:
    - Vertikalkraft F
    - Seitendruck σ_3
    - Vertikale Zusammendrückung der Probe Δh
    - Volumenänderung der Probe ΔV

Der Triaxialversuchsstand ist in Bild 5-16 und 5-17 dargestellt. Die vertikale Kraft wurde in den Triaxialversuchen über ein Getriebe mit konstanter Geschwindigkeit auf die Probe aufgebracht. Dabei wurde der untere Versuchstisch gegen die obere fixierte Traverse verfahren. Die Vertikalkraft wurde mit einer Kraftmessdose unterhalb der unteren Probenendplatte gemessen und die vertikale Zusammendrückung der Probe wurde über eine an der oberen Fixierung angebrachte Messuhr abgelesen. Über die Veränderung des Wasservolumens in der Probe wurde die Volumenänderung ermittelt. Ge-

messen wurde die Volumenänderung mit Hilfe einer Bürette. Durch einen manuellen Druckregler wurde der Seitendruck $\sigma_2 = \sigma_3$ in der Zelle aufgebracht.

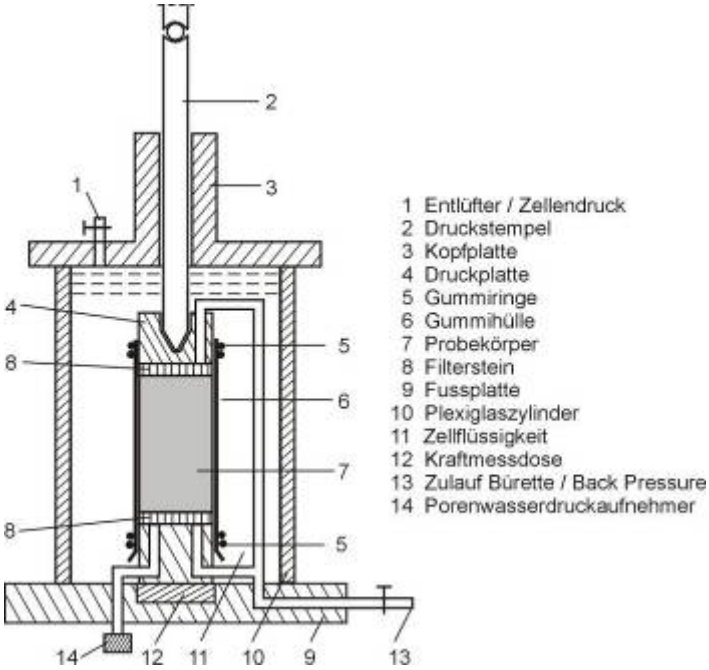


Bild 5-16 Schematische Darstellung des Triaxialversuchsstandes

Bild 5-17 Foto vom Triaxialversuchsstand

Die Abschergeschwindigkeit wurde mit 0,2 mm/min so gewählt, dass eine Porenwasserüberdruckentwicklung nicht stattfinden konnte.

Versuchsauswertung:

Die vertikale Spannung σ_1 wird als Quotient der gemessenen Vertikalkraft F und der aktuellen Querschnittsfläche A wie folgt berechnet:

$$\sigma_1 = \frac{F}{A} \left[kN/m^2 \right]$$

Die aktuelle Querschnittsfläche errechnet sich aus dem aktuellen Volumen V und der aktuellen Probenhöhe h:

$$A = \frac{V}{h} \; \left[m^2\right]$$

Die vertikale Dehnung ε_1 der Probe wird aus der Höhenänderung der Probe Δh und der Anfangsprobenhöhe h_0 ermittelt:

$$\varepsilon_1 = \frac{\Delta h}{h_0} \cdot 100 \; [\%]$$

Die Ergebnisse der drei Versuchsreihen sind in Anlage 1 als Darstellung der Einzelversuche im Spannungs-Dehnungsdiagramm, Volumenänderungsdiagramm, Tau-Sigma-Diagramm und als Spannungspfade dargestellt (s. Bericht [U2] auf DVD). Die nachfolgenden Tabellen 5-12 und 5-13 enthalten die Kennwerte für den Bruchzustand und die Längsdehnung bei 50 % der Bruchlast sowie die Scherparameter der einzelnen Versuchsreihen.

Tabelle 5-12 Bruchwerte aus Triaxialversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Seitendruck σ_3 [kN/m²]	Bruchlast $max(\sigma_1 - \sigma_3)$ [kN/m²]	50 % der Bruchlast ½ $max(\sigma_1 - \sigma_3)$ [kN/m²]	Längsdehnung bei ½ $max(\sigma_1 - \sigma_3)$ $\varepsilon_{1,50}$ [%]
95	25	100,1	50,05	0,2921
	50	192,1	96,05	0,3262
	100	349,1	174,55	0,3997
	150	498,2	249,1	0,4426
97	25	103,5	51,75	0,2150
	50	197,6	98,80	0,2807
	100	342,9	171,45	0,3585
	150	503,9	251,95	0,3753
100	25	146,0	73,0	0,1981
	50	279,3	139,65	0,2933
	100	554,7	277,35	0,3922

Tabelle 5-13 Scherparameter aus Triaxialversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	Reibungswinkel φ [°]	Kohäsion c [kN/m²]	Dilatanzwinkel ν [°]
95	40,0	0	10,8
97	40,0	0	12,4
100	43,5	0	19,5

<u>Steifigkeiten:</u>

In verschiedenen Stoffgesetzen wird als Parameter der die Steifigkeit einer Bodenprobe bei triaxialer Kpmpression beschreibt, die Sekantensteifigkeit bei 50 % der Bruchlast verwendet:

$$E_{50} = \frac{\frac{1}{2} \cdot \max\left(\sigma_1 - \sigma_2\right)}{\varepsilon_{1,50}}$$

Mit den in Tabelle 5-12 angegebenen Versuchswerten ergibt sich die in Bild 5-18 dargestellte Abhängigkeit von E_{50} von der Seitendruckspannung σ_3.

Auch dieser Zusammenhang lässt sich durch die OHDE–Gleichung beschreiben:

$$E_{50} = E_{50,ref} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{p^{ref}} \right)^{m_{50}}$$

Die mittels linearer Regression aus den Versuchswerten ermittelten Parameter $E_{50,ref}$ und m_{50} sind in Tabelle 5-14 zusammengestellt.

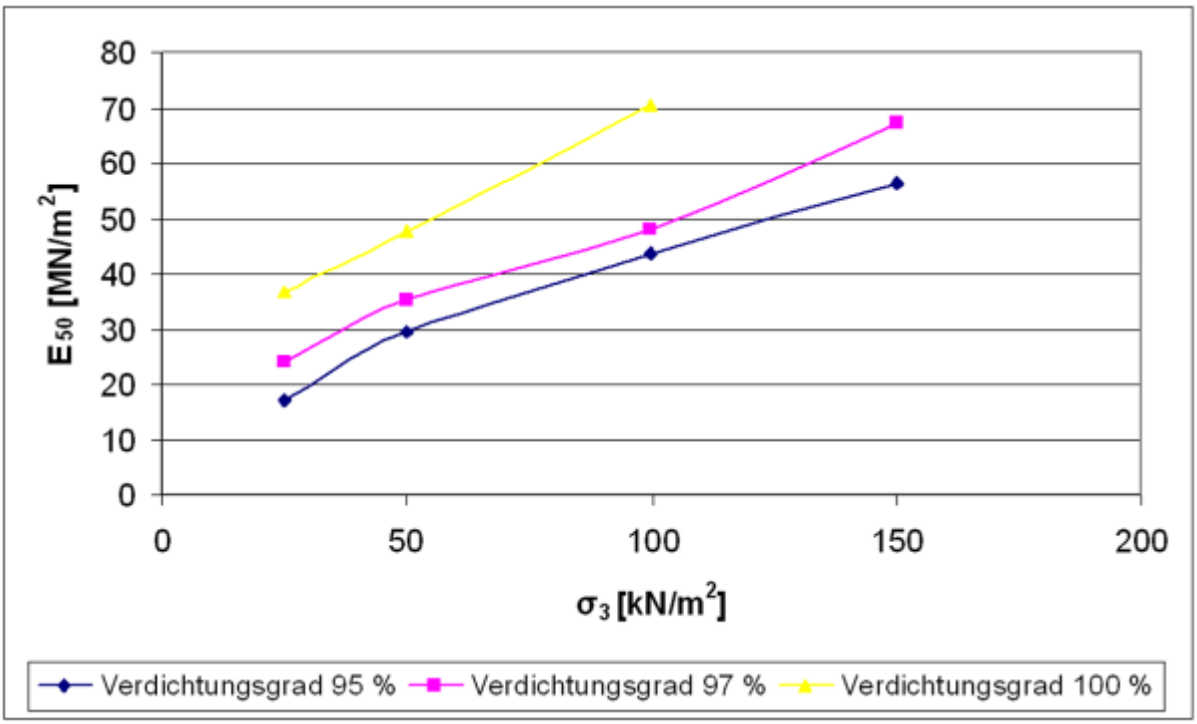


Bild 5-18 E_{50} aus Triaxialversuch

Tabelle 5-14 Referenzmodul und Exponent aus Triaxialversuch

Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]	95	97	100
$E_{50,ref}$ [MN/m²]	43,82	49,84	71,34
p^{ref} [kN/m²]	100	100	100
m_{50} [-]	0,65	0,65	0,55

5.2.1.3 Empfohlenes Stoffgesetz und Bodenparameter

Wie auch die Laborversuche gezeigt haben, weist der natürliche Boden ein stark nichtlineares Spannungs-Dehungsverhalten auf. Zum Vergleich der im Großversuchsstand gemessenen Spannungen und Dehnungen mit denen aus der Finite Elemente-Berechnung ist die möglichst wirklichkeitsnahe Modellierung des Bodenverhaltens von besonderer Wichtigkeit. Hierfür ist ein Stoffgesetz zu verwenden, dass das nichtlineare Spannungs-Dehnungsverhalten des Bodens widerspiegelt.

Aus diesem Grund wird das elasto-plastische Stoffgesetz nach Mohr-Coulomb unter Anpassung der Bodensteifigkeit empfohlen. Es muss berücksichtigt werden, dass die Bodensteifigkeit bei höheren Spannungen zunimmt. Die Bodensteifigkeit E_s sollte deshalb nach der folgenden Formel angepasst werden.

$$E_s = E_{s,ref} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{p^{ref}} \right)^m$$

Als repräsentative Spannung σ_m sollte der Mittelwert aus den drei Hauptspannungen gebildet werden.

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)$$

In der folgenden Tabelle sind die anzusetzenden Bodenparameter für das elasto-plastische Stoffgesetz für die drei untersuchten Verdichtungsgrade zusammengestellt. Als Referenzspannung wurde p^{ref} = 100 kN/m^2 zugrundegelegt.

Tabelle 5-15 Anzusetzende Bodenparameter für den untersuchten Rheinsand

Parameter	Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]		
	95	97	100
Indexwerte			
Porenanteil n [-]	0,314	0,300	0,278
Trockendichte ρ_d [g/cm^3]	1,817	1,856	1,913
Lagerungsdichte D [-]	0,71	0,82	0,98
Wichte			
Wassergehalt 3 % $\gamma_{3\%}$ [kN/m^3]	18,7	19,1	19,7
Wassergehalt 5 % $\gamma_{5\%}$ [kN/m^3]	19,1	19,5	20,1
Steifigkeit			
a) Erstbelastung			
Referenzmodul $E_{s,ref}$ [MN/m^2]	28,0	30,0	48,5
m [-]	0,8	0,86	0,8
b) Ent- und Wiederbelastung			
Referenzmodul $E_{ur,ref}$ [MN/m^2]	81,3	95,4	132,3
m_{ur} [-]	0,66	0,65	0,52
Poissonzahl v [-]	0,3	0,3	0,3
Scherfestigkeit			
Reibungswinkel φ' [°]	37,0	39,0	40,0
Kohäsion c' [kN/m^2]	0	0	0
Dilatanzwinkel ψ [°]	7,0	9,0	10,0

Die Poissonzahl wurde für alle Verdichtungsgrade zu v = 0,3 festgelegt. Die Wichte des feuchten Bodens ist abhängig vom Wassergehalt. Für einen mittleren Wassergehalt von 3 und 5 % wurde die Wichte in der Tabelle 5-15 angegeben.

5.2.2 Bestimmung des Verdichtungsgrads im Großversuchsstand

5.2.2.1 Problemstellung

Im Großversuchsstand (GVS) wurden Rohrleitungen unter praxisnahen Bedingungen eingebaut und mit Verkehrslasten belastet. Nach ZTVE-StB 94 wird für die Leitungszone ein Mindestverdichtungsgrad von D_{Pr} = 97 % gefordert.

Zunächst wurde mit Vorversuchen im mittelformatigen Versuchsstand überprüft, ob eine reproduzierbare Verdichtung sowohl in der Verfüllzone als auch im Rohrzwickel erreicht werden kann. Die hierzu erstellten Berichte sind als Anlage beigefügt (s. Bericht [U2] auf DVD).

Die erreichten Verdichtungsgrade wurden im GVS während der Einbauphase bei verschiedenen Einbauhöhen, nach den ersten Belastungsversuchen und während der Rückbauphase bei verschiedenen Einbauhöhen überprüft. Durch die Verdichtungskontrollen nach den Belastungsversuchen wurde überprüft, ob es durch die aufgebrachte Belastung zu einer Nachverdichtung gekommen ist.

Die Ergebnisse der Verdichtungskontrolle wurden bei der numerischen Berechnung berücksichtigt und sind Grundlage für die Versuchsauswertung.

5.2.2.2 Versuchsdurchführung zur Probengewinnung

Zur Bestimmung des Verdichtungsgrades wurden Bodenproben mit dem Ausstechzylinder am 04.07.2007, 11.09.2007, 07.12.2007 und 13.12.2007 im Großversuchsstand gewonnen. Der Ausstechzylinder hat einen lichten Durchmesser von 10 cm und eine Höhe von 12 cm, an der Unterkante ist eine Schneide ausgebildet. Dieses Verfahren kann für Böden mit einem Größtkorn bis etwa 5 mm angewendet werden, was für den vorhandenen Versuchssand ungefähr gegeben ist.

Zunächst wurde der oberflächennahe Sand geräumt und ein Planum erstellt. Danach konnte der Entnahmezylinder innerhalb eines Führungsrohres, dass eine runde Fußplatte besitzt, in den Boden bündig eingeschlagen werden (siehe Bild 2.1).

Bild 5-19 Versuchsaufbau zur Entnahme von Bodenproben mit dem Ausstechzylinder

Durch das Einschlagen kommt es bei dichtem Sand zu einer Volumenzunahme (vgl. Bild 5-20). Dieses Material wurde gesondert gewonnen und später der Probe zur Massenermittlung hinzugefügt. Nach der Füllung des Ausstechzylinders wurde dieser freigelegt und mit einer großen Kelle herausgehoben.

Zur Wassergehaltsbestimmung wurde die gewonnene Probe gewogen und anschließend bei 105 °C bis zur Massenkonstanz getrocknet.

Zur Bestimmung des Verdichtungsgrades wurde die Trockendichte ρ_d mit der erreichten Trockendichte im Proctorversuch (ρ_{Pr} = 1,913 g/cm^3) ins Verhältnis gesetzt.

$$D_{\mathrm{Pr}} = \frac{\rho_d}{\rho_{\mathrm{Pr}}} \cdot 100[\%]$$

5.2.2.3 Einbau des Versuchssands im Großversuchsstand

Der Großversuchsstand hat die Innenmaße (L×B×H)
15,0 m × 6,0 m × 6,0 m. Dieser wurde in Lagen von 30 cm (Schütthöhe, verdichtet auf ca. 20 cm) mit Rheinsand gefüllt, welcher mit einer Rüttelplatte (DELMAG ES 79, Gewicht 370 kg, Plattenfläche 630 mm x 740 mm) verdichtet wurde. Pro Einbaulage wurden 5 Verdichtungsübergänge mit der Rüttelplatte ausgeführt. Insgesamt wurde der Großversuchsstand auf diese Weise bis in eine Höhe von rd. 2,8 m gefüllt. Der Verdichtungsgrad hierfür wurde am 04.07.2007 ermittelt. Danach erfolgte der Einbau der Rohre mit der entsprechenden Messeinrichtung.

Der weitere Einbau des Rheinsandes bis rd. 4,2 m auf der Pflasterseite und rd. 4,5 m auf der Lastplattenseite erfolgte in Lagen von rd. 15 cm (verdichtet auf rd. 10 cm). Die Verdichtung erfolgte jeweils mit 5 Übergängen pro Lage. Es wurde hierfür aufgrund der engen Platzverhältnisse zwischen den Rohren und zwischen den Rohren und der Wand eine kleinere Rüttelplatte (Wacker, DPU 2950H, Gewicht 192 kg, Plattenfläche 510 mm x 595 mm) eingesetzt. Der Verdichtungsgrad hierfür wurde am 11.09.2007 ermittelt.

Nach Abschluss der ersten Belastungsversuche auf der Lastplattenseite wurde der Sand rd. 20 cm abgegraben und erneute Belastungsversuche durchgeführt. Anschließend wurde am 07.12.2007 der Verdichtungsgrad im Bereich des Gussrohrstrangs überprüft.

Nach einem weiteren Abgraben einer rd. 20 cm mächtigen Sandschicht auf der Lastplattenseite wurden erneut Belastungsversuche durchgeführt und die Verdichtung anschließend am 13.12.2007 überprüft.

Die Ergebnisse der einzelnen Verdichtungskontrollen werden im folgenden Abschnitt beschrieben.

5.2.2.4

Das Planum zur Entnahme der Proben wurde in einer Tiefe von rd. 5 cm unterhalb OK Einbauhöhe erstellt. Nach dem Einschlagen des Ausstechzylinders wurde eine Volumenvergrößerung der Bodenprobe festgestellt, vgl. Bild 5-20. Dieses deutet auf einen hohen Verdichtungsgrad hin. Dieses Material wurde abgetragen und der Probe anschließend beigefügt.

Bild 5-20 Volumenvergrößerung nach Einschlagen des Zylinders

a) 1. Verdichtungskontrolle vor Einbau der Rohre (Sohlebene)

In Bild 5-21 ist ein Grundriss des Großversuchsstands mit den Entnahmeorten dargestellt. Der GVS war bis zu einer Höhe von rd. 2,8 m gefüllt (Sohlebene, Entnahme am 04.07.2007). Die Proben 1 bis 4 und die Proben 5 bis 8 wurden im Bereich der zukünftigen Rohrtrasse entnommen. Die Proben 9 und 10 wurden in der Mitte des Versuchsstands gewonnen.

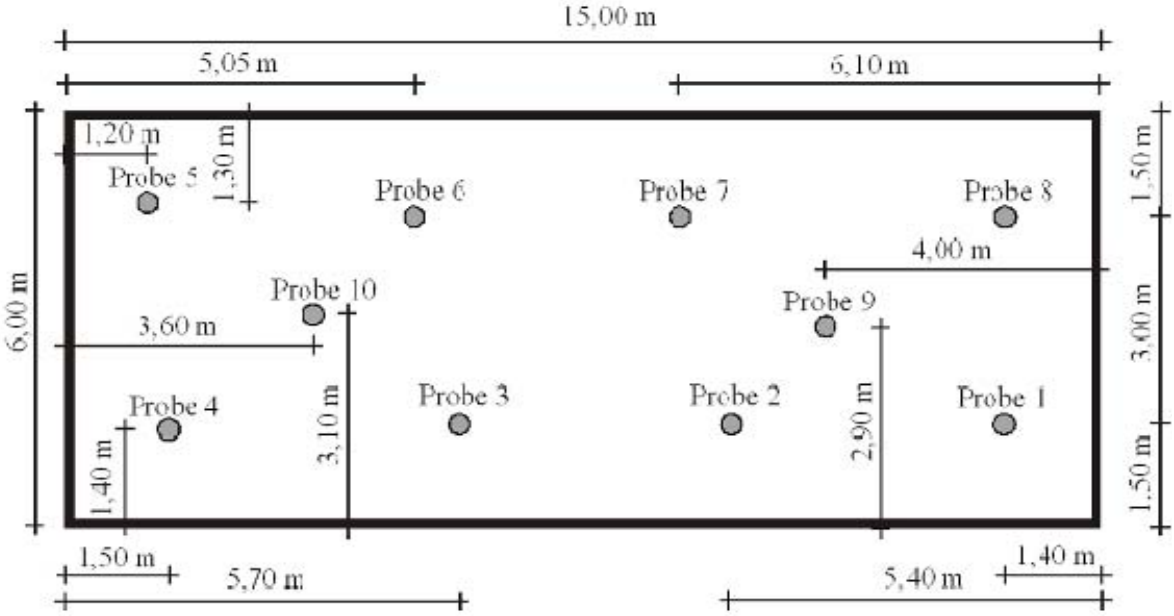


Bild 5-21 Draufsicht Großversuchsstand mit Lage der Entnahmestellen der Proben

Für die gewonnenen Proben haben sich folgende Verdichtungsgrade und Wassergehalte ergeben (siehe Tabelle 5-16). Der Verdichtungsgrad von Probe 6 ist in Klammern angegeben, da beim Transport die Verpackung beschädigt wurde und es so wahrscheinlich zu einem teilweisen Probenverlust gekommen ist. Der Verdichtungsgrad der Probe 6 sollte deshalb nicht weiter bei der Auswertung berücksichtigt werden.

Tabelle 5-16 Verdichtungsgrade und Wassergehalte

Probe	D_{Pr} [%]	w [%]
1	94,1	3,7
2	92,0	3,5
3	95,1	3,3
4	94,6	3,9
5	96,2	3,0
6	(89,9)	4,0
7	95,1	3,1
8	93,6	3,4
9	93,6	3,4
10	91,5	3,7

b) 2. Verdichtungskontrolle OK Sandschicht

In Bild 5-22 ist ein Grundriss des Großversuchsstands mit den Entnahmeorten dargestellt. Der GVS war bis zu einer Höhe von rd. 4,50 m gefüllt (OK Sandschicht, Entnahme am 11.09.2007). Die Proben wurden nur im Bereich der Lastplattenseite entnommen, da die Pflasterung bereits von einer Fachfirma ausgeführt wurde. Die Proben 1 bis 4 wurden über den eingebauten Rohren mit einem ausreichendem Abstand zu den eingebauten Erddruckgebern entnommen. Die Proben 5 und 6 wurden in der Mitte des Versuchsstands zwischen den Rohren gewonnen.

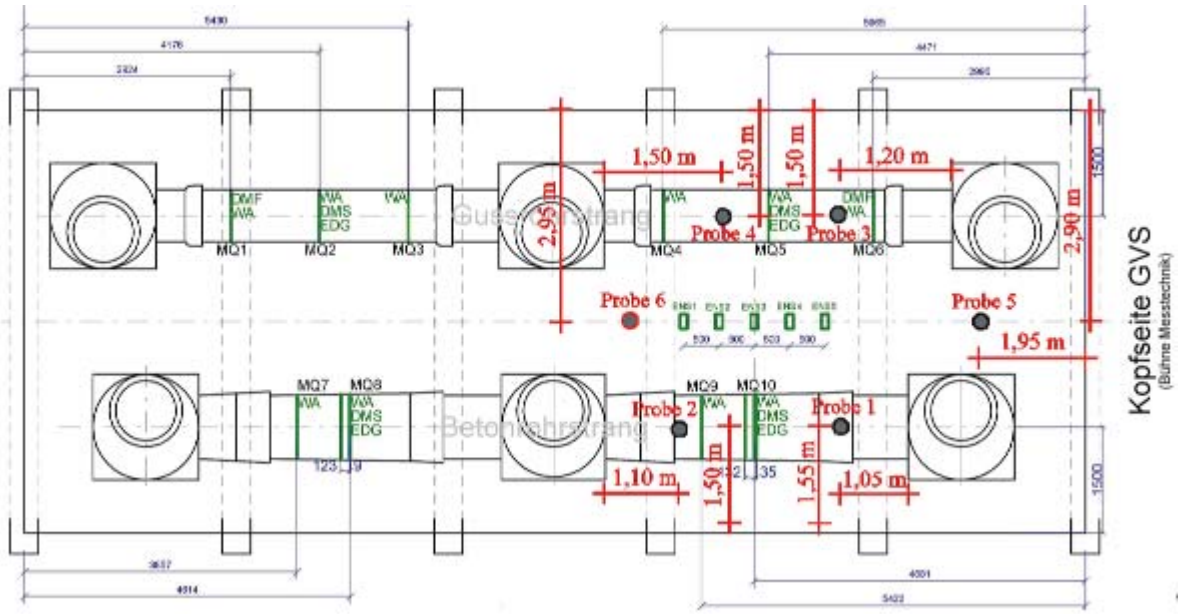


Bild 5-22 Draufsicht Großversuchsstand mit Lage der Entnahmestellen der Proben

Für die gewonnenen Proben haben sich folgende Verdichtungsgrade und Wassergehalte ergeben (siehe Tabelle 5-17).

Tabelle 5-17 Verdichtungsgrade und Wassergehalte

Probe	D_{Pr} [%]	w [%]
1	98,2	3,5
2	99,2	3,2
3	99,1	3,0
4	99,7	3,5
5	98,4	3,2
6	98,8	3,3

c) Verdichtungskontrolle nach 1. Abgrabung

In Bild 5-23 ist ein Grundriss des Großversuchsstands mit den Entnahmeorten dargestellt. Der GVS war bis zu einer Höhe von rd. 4,30 m gefüllt (OK Sandschicht nach 1. Abgrabung, Entnahme am 07.12.2007). Die Proben wurden nur im Bereich des Gussrohrstrangs entnommen, da im Bereich des Betonrohrstrangs noch Versuche durchgeführt wurden. Die Proben 1 bis 3 sowie 4 und 5 wurden mit einem ausreichendem Abstand zu den eingebauten Erddruckgebern und den verlegten Messkabeln entnommen. Die Proben 2 und 5 wurden über dem Gussrohr entnommen, die Proben 1, 3 und 4 seitlich davon.

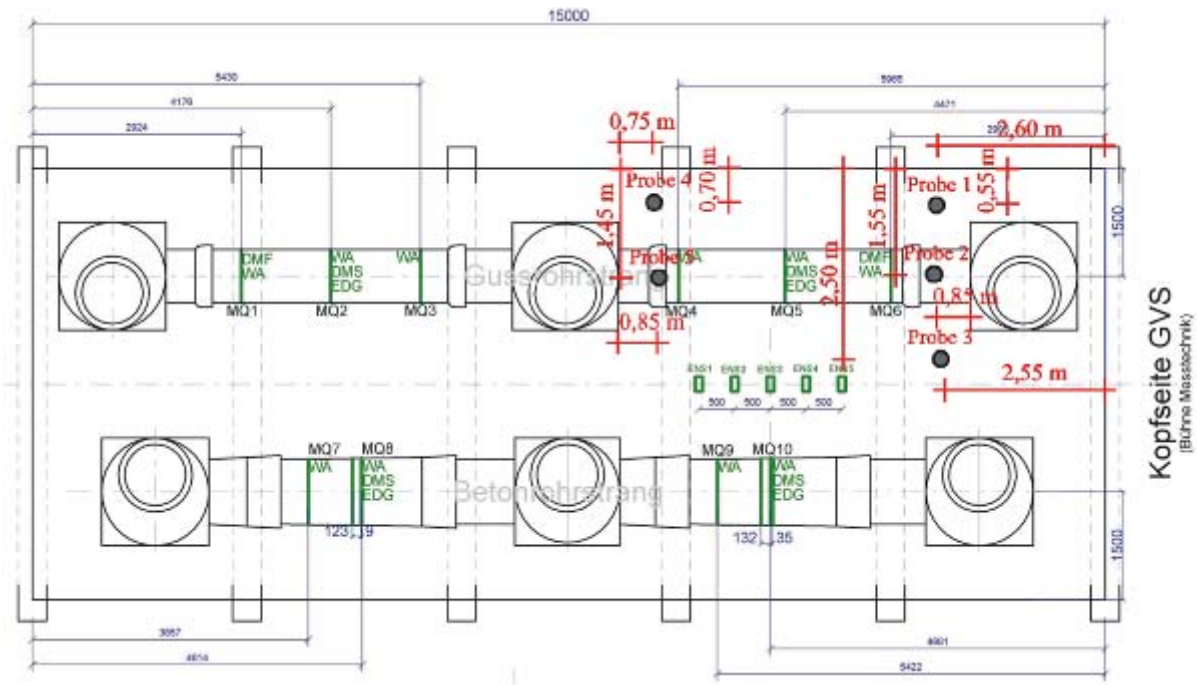


Bild 5-23 Draufsicht Großversuchsstand mit Lage der Entnahmestellen der Proben

Für die gewonnenen Proben haben sich folgende Verdichtungsgrade und Wassergehalte ergeben (siehe Tabelle 5-18).

Tabelle 5-18 Verdichtungsgrade und Wassergehalte

Probe	D_{Pr} [%]	w [%]
1	100,8	1,9
2	102,4	2,0
3	99,1	2,3
4	99,9	1,9
5	102,1	1,9

d) 4. Verdichtungskontrolle nach 2. Abgrabung

In Bild 5-24 ist ein Grundriss des Großversuchsstands mit den Entnahmeorten dargestellt. Der GVS war bis zu einer Höhe von rd. 4,10 m gefüllt (OK Sandschicht nach 2. Abgrabung, Entnahme am 13.12.2007). Die Proben wurden seitlich der Lastplatten entnommen, da noch Versuche durchgeführt wurden, bzw. schon vorbereitet waren. Alle Proben wurden mit einem ausreichendem Abstand zu den eingebauten Erddruckgebern und den verlegten Messkabeln entnommen. Die Proben 2 und 8 wurden über dem Gussrohr entnommen, die Proben 1, 3 und 7 seitlich davon. Die Probe 5 wurde über dem Betonrohr entnommen und die Proben 4 sowie 6 seitlich davon.

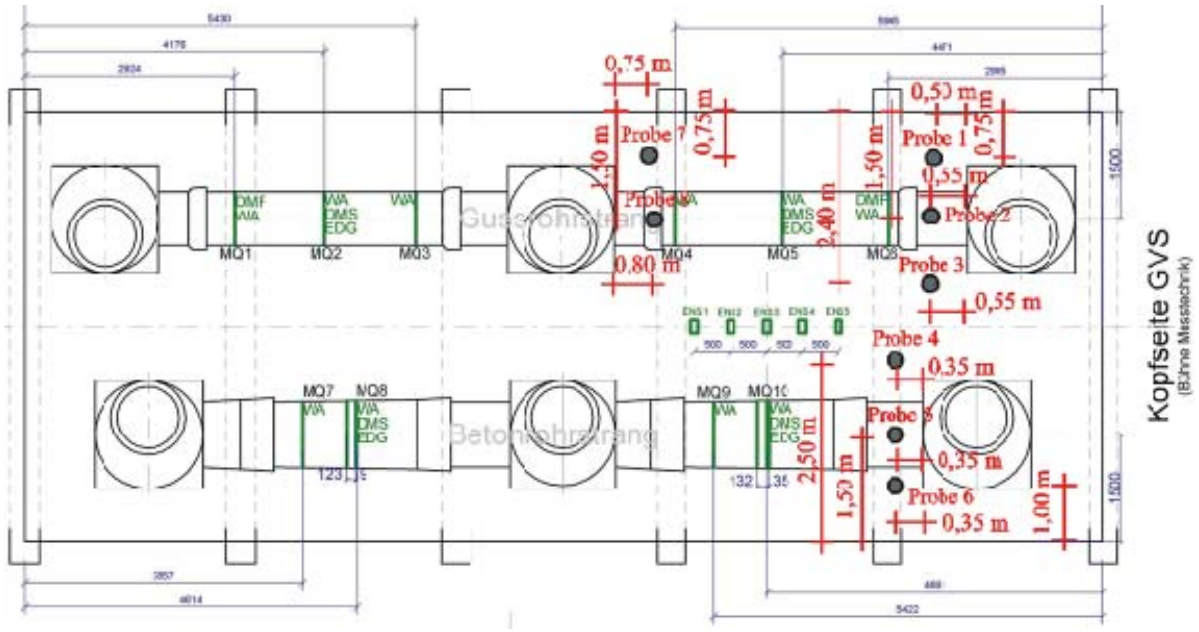


Bild 5-24 Draufsicht Großversuchsstand mit Lage der Entnahmestellen der Proben

Für die gewonnenen Proben haben sich folgende Verdichtungsgrade und Wassergehalte ergeben (siehe Tabelle 5-19).

Tabelle 5-19 Verdichtungsgrade und Wassergehalte

Probe	D_{Pr} [%]	w [%]
1	95,59	2,5
2	98,72	2,4
3	98,82	2,4
4	99,21	2,5
5	98,02	3,0
6	99,0	2,6
7	98,05	2,3
8	96,69	2,3

5.2.2.5 Ergebnisse der Verdichtungskontrollen

Bei den ersten Verdichtungskontrollen im GVS am 04.07.2007 wurde bei einer Füllung von rd. 2,8 m ein mittlerer Verdichtungsgrad von 94,0 % ermittelt. Hiernach wurden die beiden Rohrstränge eingebaut und der GVS weiter verfüllt.

Bei einer Füllung bis in eine Höhe von rd. 4,5 m (Maximalfüllung) wurde am 11.09.2007 eine erneute Verdichtungskontrolle durchgeführt. Hierbei wurde ein mittlerer Verdichtungsgrad von 98.9 % festgestellt. Der mittlere Verdichtungsgrad seitlich des Rohrstrangs betrug 98,6 % und über dem Rohrstrang 99,9 %. Anschließend wurde die erste Serie der Belastungsversuche durchgeführt.

Nach einem Abgraben von 0,20 m (Füllung von rd. 4,30 m) und weiteren Belastungsversuchen wurde der Verdichtungsgrad am 07.12.2007 erneut überprüft. Hierbei wurde ein mittlerer Verdichtungsgrad von 100,9 % festgestellt. Der mittlere Verdichtungsgrad seitlich des Rohrstrangs betrug 99,9 % und über dem Rohrstrang 102,3 %. Die Belastungsversuche haben somit zu einer Nachverdichtung geführt, welche über dem Rohrstrang stärker ausgefallen ist als im Verfüllbereich.

Nach einem weiterem Abgraben von 0,20 m (Füllung von rd. 4,10 m) und weiteren Belastungsversuchen wurde seitlich der Lasteinleitungsplatten der Verdichtungsgrad am 13.12.2007 erneut überprüft. Hierbei wurde ein mittlerer Verdichtungsgrad con 98,0 % festgestellt. Hier konnte keine Nachverdichtung festgestellt werden, da die Proben nicht unterhalb der Lasteinleitungsplatten entnommen wurden.

6 Auswertung der Versuchsergebnisse

6.1 Nullversuche (Bodenbelastung ohne Rohr)

Vor Durchführung der Belastungsversuche über den Rohrleitungen wurden Nullversuche in der Mitte des Großversuchsstandes zwischen den Rohrsträngen durchgeführt. In diesem Bereich wurden Erddruckgeber (EDG) in der gleichen Tiefe über den Rohren eingebaut. Die Überdeckungshöhe einschließlich Fahrbahnoberbau der Bauklasse III nach [V8] beträgt h = 0,73 m.

Die Ergebnisse der Nullversuche werden mit folgenden Berechnungsmethoden verglichen.

- Erddruckberechnung nach Boussinesq [5]
- Programmsystem ABAQUS [P6]
- Programm BISAR 3.0 zur Ermittlung von Asphalt- und Bodenspannungen
- Lastausbreitungsmodell nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1]

Für die Berechnungen mit dem Programm ABAQUS wird das Modell nach Abschnitt 7 mit folgenden Modifikationen verwendet:

- Belastung wie im Großversuchsstand zwischen den Rohrleitungen, vgl. Bild 6-1
- Ansatz eines E-Moduls des Bodens von E = 22,3 N/mm^2
- Vernachlässigung der Bodenspannungen aus Eigenlasten des Bodens

Der E-Modul wird nach [12] mit dem Steifemodul $E_{S,ref}$ = 30 N/mm^2 nach [U2] für einen Verdichtungsgrad von D_{Pr} = 97% und der Querkontraktionszahl μ = 0,3 nach [U2] wie folgt ermittelt:

$$E = \frac{1-\mu-2\cdot\mu^2}{1-\mu}\cdot E_S \qquad (6\text{-}1)$$

Die vertikalen Bodenspannungen aus der Berechnung mit dem Programm ABAQUS werden entlang des Pfades 1 nach Bild 6-1 ausgelesen und in Bild 6-3 dargestellt.

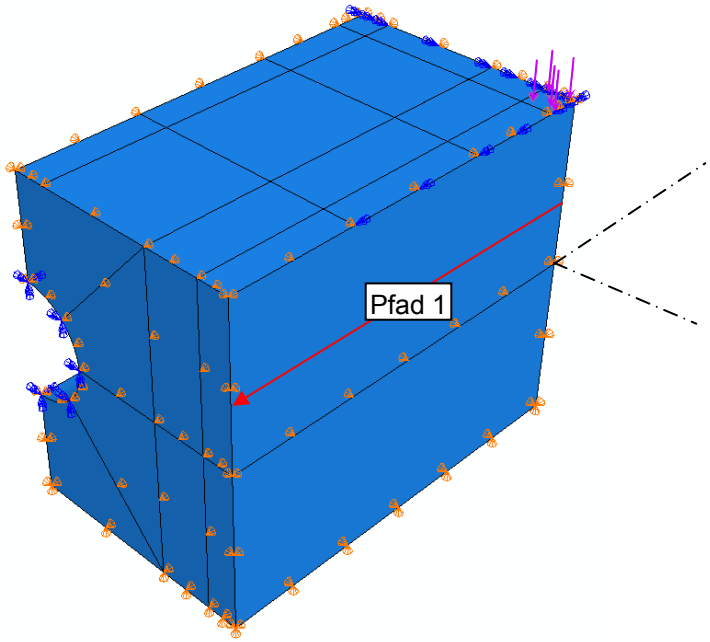


Bild 6-1 Radlast und Symmetriebedingungen zur Simulation des Nullversuchs mit dem Programm ABAQUS

In den Berechnungen mit dem Programmsystem ABAQUS und nach Arbeitsblatt ATV-A 127 wird eine quadratische Radlast mit einer Kantenlänge von a = 0,4 m angesetzt (Radaufstandsfläche nach DIN FB 101 [V7]). Bei den Versuchen im Großversuchsstand und in der Berechnung mit dem Programm BISAR 3.0 ist die Belastungsfläche kreisförmig mit 0,452 m Radius. Die Belastungsflächen sind mit A = 0,16 m^2 gleich. Die Berechnung nach Boussinesq geht von einer Punktlast aus. Für alle Berechnungen und Versuchsergebnisse gilt die Radlast F_1 = 120 kN.

Nach Boussinesq gilt für die Bodenspannung des elastischen isotropen Halbraumes unter einer Einzellast F:

$$p = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{F}{h^2} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{h}\right)^2\right]^{2,5}} \tag{6-2}$$

mit h = Erdüberdeckung und r = Abstand von der Kraftachse, vgl. Bild 6-3 (x = r)

Trotz der Abweichungen des natürlichen Bodens vom elastischen isotropen Halbraum hat sich die Gleichung von Boussinesq als eine für die Praxis anwendbare Annahme erwiesen, vgl. [5].

Mit den Programmen BISAR 3.0 und ABAQUS können weitere Parameter berücksichtigt werden:

- Fahrbahnoberbau: Asphaltoberbau BK III nach [4], simuliert durch Stahlplatten, 2 × t = 30 mm, E = 210.000 N/mm^2 nach [V14]
- Planum: E = 22,3 N/mm^2

Die Berechnung der Bodenspannungen aus Verkehrslasten erfolgt im Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] mit dem Lastausbreitungsmodell. Es wird eine Lastausbreitung mit dem Verhältnis 2:1 angenommen. Eine lastverteilende Wirkung des Fahrbahnoberbaus wurde bislang nicht berücksichtigt. Für die Ermittlung der Bodenspannungen nach [V1] zum Vergleich der Nullversuche mit Fahrbahnoberbau wird in der Fahrbahn eine Lastverteilung von 1:1 angesetzt. Damit folgt die Ermittlung der Bodenspannung mit dem Lastausbreitungsmodell zu

$$p = \frac{F_1}{(a + 2 \cdot h_F + h_S)^2} \tag{6-3}$$

mit F_1 = Radlast des Einzelrades
a = Breite der quadratischen Radaufstandsfläche (40 cm)
h_F = Höhe des Fahrbahnoberbaus
h_S = Höhe der Sandschicht zwischen UK Fahrbahnoberbau und OK Erddruckgeber

In Bild 6-2 sind die Ergebnisse der Nullversuche für drei Laststellungen (Z) über den Erddruckgebern E3, E4 und E5 dargestellt. Für die grafische Darstellung der Versuchsergebnisse wird angenommen, dass die Bodenspannung in einem Abstand von x = ±2,5 m neben der Radlast auf p = 0 zurückgeht. Die durchgezogenen Linien verbinden die Messwerte der Erddruckgeber aus den jeweiligen Laststellungen.

Da z. B. bei der Messung für eine Last über dem Erddruckgeber E5 auf der rechten Seite keine weiteren Erddruckgeber vorhanden waren, wird im Bild 6-2 die Darstellung der Bodenspannungen auf der linken Seite gespiegelt. Im Bereich von gespiegelten Werten sind die Kurven im Bild 6-2 gestrichelt dargestellt.

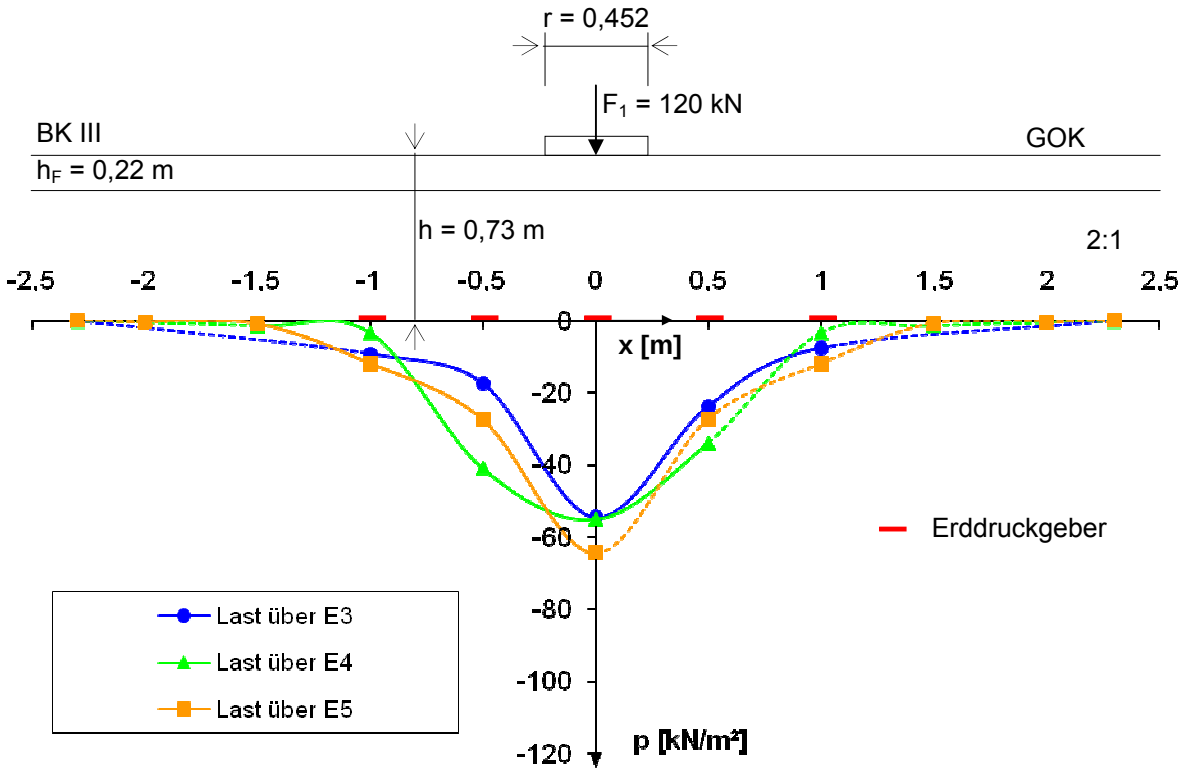


Bild 6-2 Vergleich der Bodenspannungen aus Nullversuchen im Großversuchsstand

In Bild 6-3 sind die Ergebnisse der Berechnungen nach Boussinesq, mit dem Programmsystem ABAQUS [P6], dem Programm BISAR 3.0 [P1] und nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] dargestellt.

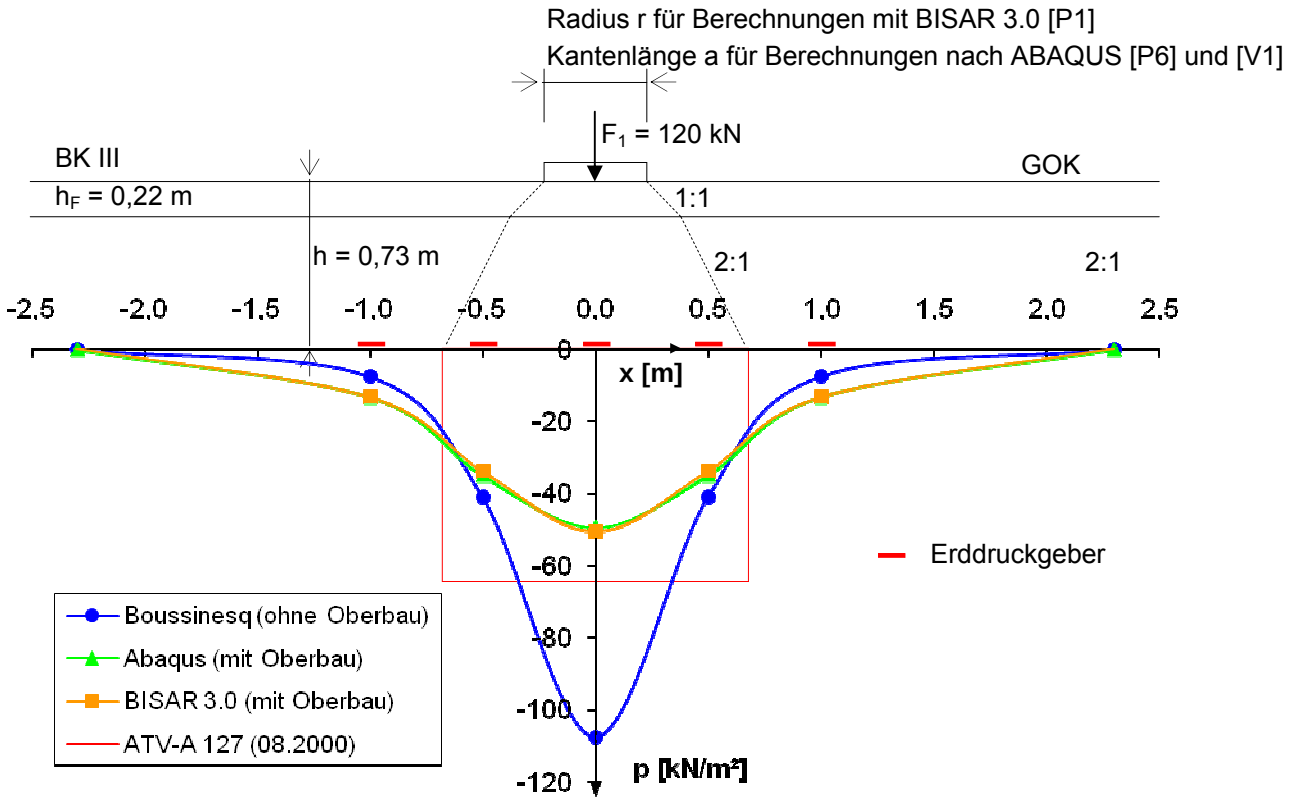


Bild 6-3 Vergleich von Berechnungsergebnissen

Der Vergleich der Belastungsversuche im Großversuchsstand (Nullversuche) zeigt gute Übereinstimmungen, vgl. Bild 6-2. Der Belastungsversuch über dem Erdruckgeber E3 liefert mit $p = -54{,}5\ kN/m^2$ die geringste Spannung unter der Radlast. Die höchsten Spannungen wurden bei Belastung über dem Erddruckgeber E5 mit $p = -64{,}4\ kN/m^2$ gemessen. Dies ist auf die Reihenfolge der Versuche zurückzuführen, da die Laststellung über dem Erddruckgeber E3 vor der Laststellung über E5 lag. Durch die Verdichtung des Bodens bei den Nullversuchen kommt es zu einer Konzentration der Bodenspannung unter der Einzellast F_1.

Der Vergleich der rechnerischen Bodenspannungen zeigt, dass nach Boussinesq erheblich größere Werte folgen als bei den übrigen Berechnungsmethoden, vgl. Bild 6-3. Dies ist auf die lastverteilende Wirkung des Fahrbahnoberbaus zurückzuführen, die nach Boussinesq nicht erfasst wird.

Die Berechnung mit dem Programm ABAQUS ergibt eine Bodenspannung von $p = -49{,}5\ kN/m^2$ unter der Einzellast. Mit dem Programm BISAR 3.0 wurde unter der Einzellast eine fast gleiche Bodenspannung von $p = -50{,}5\ kN/m^2$ ermittelt. Das Lastverteilungsmodell nach Arbeitsblatt ATV-A 127 liegt mit $p = 65{,}8\ kN/m^2$ über den Ergebnissen aus den Berechnungen mit den Programmen ABAQUS und BISAR 3.0 sowie den Versuchsergebnissen der Nullversuche im Großversuchsstand. Somit liegen die Bodenspannungen nach Arbeitsblatt ATV-A 127 mit einer Lastverteilung von 1:1 in der Fahrbahn auf der sicheren Seite.

Im Rahmen eines früheren Forschungsprojektes ASSUR [21] wurden ebenfalls Nullversuche in einem mittelformatigen Versuchsstand durchgeführt und Bodenspannungen mit Erddruckgebern gemessen. Bei diesen Versuchen waren die Bodenspannungen größer als die Ergebnisse der Berechnung nach Boussinesq. Unter der Krafteinleitung wurden Bodenspannungen gemessen, die rund dreimal größer waren als die Ergebnisse der Berechnung nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1], diese Versuche wurden zwar mit einer größeren Lastplatte, jedoch ohne Fahrbahnoberbau durchgeführt.

Die Ergebnisse der Versuche, die im Rahmen des Forschungsprojektes ASSUR durchgeführt wurden, verdeutlichen, dass ohne die lastverteilende Wirkung des Oberbaus große Bodenspannungen unter dem Rad entstehen, für die die Berechnung nach A 127 [V1] auf der unsicheren Seite liegt. Daher sind für die Ermittlung von Bodenspannungen aus Verkehrslasten für den Lastfall „Bauzustand“ gesonderte Spannungsermittlungen erforderlich.

6.2 Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101

6.2.1 Lastmodell bei 2 Fahrstreifen

Die in der EU für Brückenbauwerke gültigen Verkehrslasten sind im DIN-Fachbericht 101 [V7] zusammengefasst. Damit ist auch eine Anpassung der auf Rohre einwirkenden Bodenspannungen p_V erforderlich. Die Größe und Verteilung der Lasten aus den Doppelachsen der beiden Schwerlastwagen ist Bild 6-4 zu entnehmen. Gegenüber der bisherigen Regelung sind u. a. Radaufstandsflächen von 40×40 cm (früher 60×20 cm) vorgesehen, der Achsabstand ist verringert (früher 1,5 m), die Gesamtlast der Fahrzeuge beträgt $4 \cdot F_1 = 480$ bzw. $4 \cdot F_2 = 320$ kN (früher $6 \cdot F_1 = 600$ bzw. 300 kN) und der Stoßbeiwert ist nunmehr enthalten (früher: 1,2 für SLW 60 bzw. 1,5 für LKW 12).

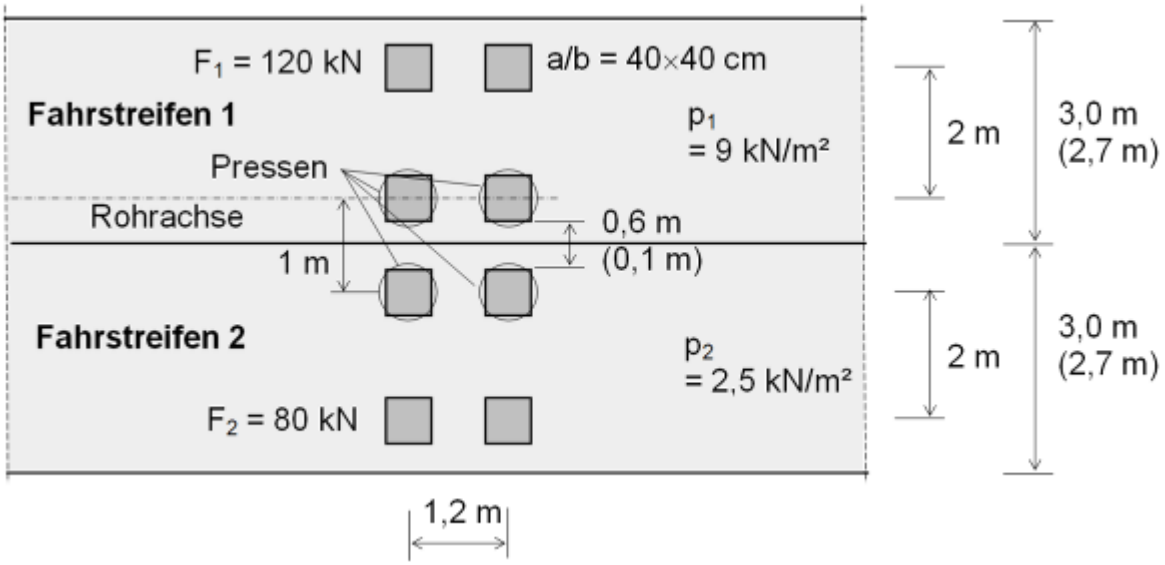


Bild 6-4 Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 [V7], „normale Laststellung“ und Pressenanordnung der Belastungsversuche

Angesichts des zunehmenden Schwerlastverkehrs – vgl. Verkehrsprognose 2015 des BMVBS [17] – ist auch innerhalb von Städten häufiger als bisher mit engen Vorbeifahrten zu rechnen. Die Auswirkungen von zwei sich begegnenden Fahrzeugen auf Rohre wurden von Hornung (vgl. [8]) für die Vorgängernorm DIN 1072 untersucht. Bei nach DIN Fachbericht 101 [V1] möglichen Fahrstreifenbreiten von 2,7 m sind jedoch lichte Radabstände von 10 cm (vgl. Bild 6-4) mit einer höheren Belastung der Rohre möglich.

Es werden daher sowohl Versuche mit 60 cm lichtem Abstand für 3 m breite Fahrstreifen (NL = „normale Laststellung“) als auch mit enger Radstellung und Überfahrung in Rohrlängsrichtung (ELL) sowie mit enger Radstellung und Überfahrung quer zum Rohr (ELQ) durchgeführt. Aus technischen Gründen konnte der lichte Abstand nur auf 25 cm verringert werden.

Zusätzlich wurde der Lastfall „exzentrische Laststellung“ (XL) untersucht, bei der zwei Radlasten im Abstand von 1 m neben der Rohrachse positioniert wurden.

Die Scheitel- und Sohlspannungen für das Betonrohr sind im Anhang B1, B2, B5 und B6 und für das Gussrohr in B35, B36, B41 und B42 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Spannungen nach Abschluss jeweils eines Belastungstests und Entlastung nicht auf Null zurückgehen sondern weiter anwachsen. Dies kann durch bodenmechanische Effekte wie z. B. aus der Belastung resultierende Verspannungen zwischen Boden und Rohroberfläche erklärt werden.

6.2.2 Rohrspannungen infolge unterschiedlicher Laststellungen

In den Tabellen 6-1 und 6-3 sind die Absolutwerte der Rohrspannungen im Scheitel der Beton- und Gussrohre für die Versuche mit F_1 = 120 kN und 2 Stahlplatten (entspricht BK III nach [V8]) aufgeführt,vgl. Anhänge B2 und B36. Die Überdeckungshöhe beträgt bei beiden Rohrwerkstoffen h = 0,88 m.

In den Tabellen 6-2 und 6-4 werden die Vergrößerungs- bzw. Abminderungsfaktoren der Umfangsspannungen im Scheitel der Beton- und Gussrohre für die untersuchten Laststellungen ermittelt.

a) Betonrohr

Tabelle 6-1 Umfangsspannungen auf der Innenseite des Betonrohres

Laststellung	-	**Z**	**NL**	**ELL**	**ELQ**	**XL**
Umfangsspannung	N/mm^2	0,62	1,36	1,39	1,5	0,7

Tabelle 6-2 Faktoren der Rohrspannungen auf der Innenseite des Betonrohres infolge verschiedener Laststellungen

	Z	**NL**	**ELL**	**ELQ**	**XL**
Z	1,00	2,19[1)]	2,24	2,42	1,13
NL	0,46	1,00	1,02	1,10	0,51
ELL	0,45	0,98	1,00	1,08	0,50
ELQ	0,41	0,91	0,93	1,00	0,47
XL	0,89	1,94	1,99	2,14	1,00

[1)] Beispiel: Ermittlung der Faktoren mit Werten aus Tabelle 6-1: σ_{NL} / σ_Z = 1,36 / 0,62 = 2,19

b) Gussrohr

Tabelle 6-3 Umfangsspannungen auf der Innenseite des Gussrohres

Laststellung	-	**Z**	**NL**	**ELL**	**ELQ**	**XL**
Umfangsspannung	N/mm^2	5,1	11,4	13,6	17,0	12,7

Tabelle 6-4 Faktoren der Rohrspannungen auf der Innenseite des Gussrohrs infolge verschiedener Laststellungen

	Z	NL	ELL	ELQ	XL
Z	1,00	2,23[1)]	2,65	3,31	2,48
NL	0,45	1,00	1,19	1,49	1,11
ELL	0,38	0,84	1,00	1,25	0,93
ELQ	0,30	0,67	0,80	1,00	0,75
XL	0,40	0,90	1,07	1,34	1,00

[1)] Beispiel: Ermittlung der Faktoren mit Werten aus Tabelle 6-3: σ_{NL} / σ_Z = 11,42 / 5,13 = 2,23

Der Vergleich Werte in den Tabellen 6-2 und 6-3 zeigt, dass die Faktoren für das Betonrohr und das Gussrohr in der Regel gut übereinstimmen. Mit Ausnahme der Werte der exzentrischen Laststellung stimmen die Trends der Faktoren für Beton- und Gussrohre überein.

Hinsichtlich der Radstellung des Einzelrades (Z) ist zu berücksichtigen, dass diese Versuche vor den lastzyklischen Versuchen durchgeführt wurden. Die kleineren Rohrspannungen in den Beton- und Gussrohren verglichen mit den folgenden Laststellungen resultieren somit aus der geringeren Verdichtung des Bodens bei diesem Versuch.

Der Vergleich der Rohrspannungen in den Tabellen 6-1 und 6-3 zeigt, dass die engen Laststellungen mit überholendem Fahrzeug die größten Rohrspannungen hervorrufen. Die Überfahrung quer zur Rohrachse erzeugt größere Spannungen als eine Überfahrung in Rohrlängsrichtung.

Für die Bemessung der Rohre besteht damit der maßgebende Lastfall aus den beiden Doppelachsen in den Fahrstreifen 1 und 2 nach Bild 6-4. Für eine wirtschaftliche Bemessung könnte ggf. die Lage der Rohrleitung unter der Fahrbahn (Längs- oder Querüberfahrung) berücksichtigt werden, andererseits ist bei einer Straßenkreuzung die Fahrtrichtung nicht zu trennen.

6.2.3 Vergleich der Spannungen im Rohrscheitel und der Sohle

In den Anhängen B9, B43 und B82 sind die Umfangsspannungen in Scheitel und Sohle während des gesamten Versuchsablaufs dargestellt. Dabei zeigt sich, dass die Spannungen nach Abschluss jeweils eines Belastungstests und Entlastung nicht auf Null zurückgehen sondern weiter anwachsen. Dies kann durch bodenmechanische Effekte wie z. B. aus der Belastung resultierende Verspannungen zwischen Boden und Rohroberfläche erklärt werden.

Für die Beton- und Gussrohre sind die Werte für die Außen- und Innenseiten aufgetragen. Für das PE-Rohr sind nur die Werte auf der Rohrinnenseite aufgetragen, da auf Grund der Profilierung auf der Außenseite keine Dehnungsmessstreifen (DMS) appliziert wurden.

Im Folgenden wird die Verteilung der Umfangsspannungen im Scheitel und in der Sohle für die Rohrwerkstoffe Beton, duktiles Gusseisen und PE behandelt:

a) Betonrohre

Bei den Versuchen mit Stahlplatten zur Simulation von Asphalt sind die Spannungen im Scheitel in der Regel größer als in der Sohle. Die Versuche mit enger Laststellung für Längs- und Querüberfah-

rung ergeben zum Teil zu größere Spannungen in der Sohle als im Scheitel. Mit abnehmender Überdeckungshöhe werden die Umfangsspannungen im Scheitel zunehmend größer, verglichen mit der Sohle.

Beim Versuch mit normaler Laststellung (NL) und einer Überdeckungshöhe von 80 cm sind die Sohlspannungen auf der Rohraußenseite größer als auf der Innenseite.

Bei den Versuchen mit Pflasterung und einer Überdeckungshöhe von 0,80 m sind die Umfangsspannungen im Scheitel in der Regel nur wenig größer als in der Sohle. Nur bei exzentrischer Laststellung und bei enger Laststellung (Überfahrt in Längsrichtung) mit der Radlast von 60 kN sind die Sohlspannungen größer als die Spannungen im Scheitel.

Bei zyklischer Belastung fällt auf der Rohraußenseite auf, dass die Umfangsspannung in der Sohle während des Versuchs stark zunimmt. Da diese Messungen wenig plausibel sind, wird hier ein Messfehler vermutet. Dies gilt auch für den Versuch mit F_1 = 60 kN im Bauzustand mit ungeklärtem Spannungszuwachs im Rohrscheitel.

Es bleibt jedoch festzuhalten, dass die Ablesung der Umfangsspannungen auf der Scheitelaußenseite, ausgewertet als Spannungsdifferenz vor der Lastaufbringung und nach dreißig Minuten Haltezeit der Belastung, stets größer sind als auf der Außenseite der Sohle.

b) Rohre aus duktilem Gusseisen

Die Belastungsversuche an Gussrohren weisen Umfangsspannungen mit einem Maximum im Scheitel auf.

Bei den Versuchen mit Stahlplatten zur Simulation einer Asphaltfahrbahn wird die Differenz zwischen den Umfangsspannungen im Scheitel und in der Sohle mit abnehmender Überdeckungshöhe größer.

Die Versuche mit einer Pflasterung und enger Laststellung mit Längs- und Querüberfahrung und für den Bauzustand haben größere Scheitelspannungen zum Ergebnis. Die Umfangsspannungen in der Sohle bleiben dabei auf einem niedrigen Niveau.

c) PE-Rohre

Wegen der Profilierung wurden am PE-Rohr DMS nur auf der Rohrinnenseite appliziert. Hierbei wurden auf der Innenseite des Scheitels und der Sohle bei allen Belastungen Druckspannungen gemessen, obwohl das positive Biegemoment an diesen Stellen auch eine positive Spannung erwarten lässt. Die hohe Normalkraft und die geringe Querschnittsfläche führt jedoch dazu, dass die Zugspannungen im Querschnitt überdrückt werden.

In Tabelle 6-5 sind die Messwerte der acht Wegaufnehmer für den Versuch Kantenpressung (KP) nach einer Belastungszeit von 32 Minuten detailliert aufgeführt. Aus der Grafik folgt, dass die Verschiebungen im Kämpfer gering sind, da profilierte Rohre wegen der geringeren Querschnittsfläche A = 7,7 mm²/mm eine vergleichsweise große Umfangsverkürzung erfahren, d. h., die Membranverformungen sind nicht zu vernachlässigen, vgl. auch A 127, Abschnitt 9.6. Dies ist an den Kämpferversformungen zu erkennen, die deutlich geringer sind als die Scheitel- und Sohlverformung, vgl. Bild 6-5.

Tabelle 6-5: Verschiebungen in mm, gemessen durch Wegaufnehmer beim Versuch KP (120 kN) nach 32 Minuten Haltezeit

Wegaufnehmer Nr.	WA51	WA52	WA53	WA54	WA55	WA56	WA57	WA58
Ausgangsverschiebung	-9,27	-3,17	2,24	0,95	2,51	0,87	1,55	-3,03
Startwert auf Null bezogen	-7,74	-2,64	1,76	1,00	2,25	0,84	0,55	-3,68

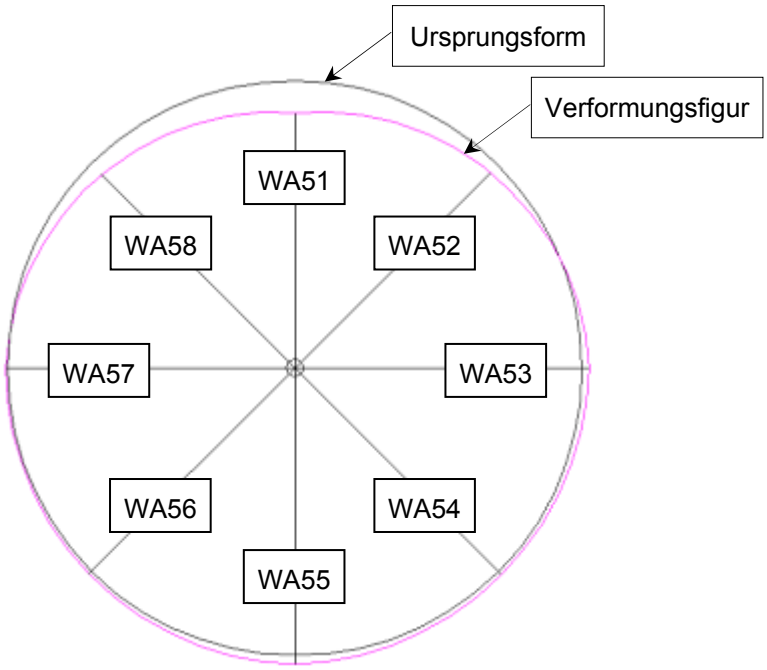


Bild 6-5 Verformungsfigur (fünffach überhöht) für Laststellung Kantenpressung KP nach 32 Minuten Haltezeit, vgl. Tabelle 6-5

Die Verschiebung der Sohle beträgt etwa die Hälfte des Scheitelwertes. Es ist anzunehmen, dass die Außenprofilierung des Wickelrohres trotz sorgfältiger Beachtung der Einbauvorschrift nicht ganz gefüllt werden konnten und durch die Auflasten in den Boden gedrückt wurden. Im Bereich der Kämpfer und des Scheitels kann jedoch ein problemloser Bodeneinbau vermutet werden.

Im Anhang B82 sind die Umfangsspannungen im Scheitel, in der Sohle und in beiden Kämpfern für den gesamten Versuchsablauf dargestellt. Die Druckspannungen im Kämpfer sind beim Versuch mit normaler Laststellung um ca. 25% größer als die Sohlspannungen und ca. 67% größer als die Scheitelspannungen.

Abweichend von den Messergebnissen für Beton- und Gussrohre sind die Umfangsspannungen in der Sohle um ca. 56% größer als die Scheitelspannungen.

Im PE-Wickelrohr treten somit bei allen Belastungen im Wesentlichen nur Druckspannungen auf. Damit folgt, dass die maßgebende Nachweisstelle die Außenseite des Rohrscheitels ist, die jedoch bei den Versuchen nicht gemessen werden konnten.

Im Folgenden werden die Druckspannungen auf der Rohraußenseite unter Berücksichtigung der Normalkraft und der Umfangsspannung auf der Innenseite im Scheitel aus einer Berechnung nach [V1] ermittelt. Die Ergebnisse gelten für den Versuch mit normaler Laststellung (NL) mit einer Radlast von F_1 = 120 kN. Die Abschätzung wird für eine Überdeckungshöhe von h = 0,68 m und eine Fahrbahnbefestigung der BK III nach [V8] durchgeführt.

Scheitelspannungen aus einer Berechnung nach A 127 [V1]:

σ_i = -1,45 N/mm^2 und σ_a = -5,46 N/mm^2, vgl. Anhang C

Gemessene Scheitelspannung auf der Innenseite:

$\sigma_{i,V}$ = -0,48 N/mm^2, vgl. Anhang B71

Unter der Voraussetzung, dass für Rechenmodell und für Versuch ähnliche Spannungsverhältnisse auf der Außen- und Innenseite des Querschnitts gelten, folgt

$$\sigma_{a,V} \cong -0{,}48 \cdot 5{,}46 / 1{,}45 = -1{,}82 \text{ N/mm}^2. \qquad (6\text{-}4)$$

Damit ist die für den Versuch NL 120 abgeschätzte Scheiteldruckspannung auf der Rohraußenseite mit $\sigma_{a,V}$ = -1,82 N/mm^2 deutlich größer als die gemessene Druckspannung auf der Rohrinnenseite.

Fazit:

In Berechnungen für ein Sand-/Kiesauflager mit einem Auflagerwinkel $2\alpha < 180°$ wird nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] stets die Rohrsohle maßgebend.

Die Versuche an Betonrohren zeigen, dass die Umfangsspannungen in Scheitel und Sohle bei einer Überdeckungshöhe von h = 0,88 m bzw. 0,80 m fast gleich groß sind. Bei geringeren Überdeckungshöhen nehmen die Spannungen im Scheitel gegenüber der Sohle zu.

Hieraus folgt, dass das Verfahren nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] für biegesteife Rohre nur bei größeren Überdeckungshöhen korrekt ist. Die Versuchsergebnisse zeigen, dass bei biegesteifen Rohren mit geringer Überdeckung der Rohrscheitel die maßgebende Nachweisstelle ist.

Für semiflexible Rohre aus duktilem Gusseisen ist der Ansatz nach Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] nicht korrekt, da die Sohlspannungen bei den Versuchen stets kleiner als im Scheitel sind. Hier ist eine Anpassung des Berechnungsmodells erforderlich.

Der Querschnitt biegeweicher PE-Wickelrohre wird bei guter seitlicher Bettung über den gesamten Umfang überdrückt. Aufgrund der Verformungsfigur in Bild 6-5 und der Maßgabe, dass das Rohr nur Druckspannungen erfährt, liegt die maßgebende Nachweisstelle für profilierte PE-Rohre im Scheitel auf der Rohraußenseite. Auch für diesen Fall ist eine Anpassung des Berechnungsmodells erforderlich.

6.2.4 Lastzyklische Versuche bis N = 10^6

Neben statischen Versuchen wurden auch lastzyklische Versuche mit 10^6 Lastwechseln und einer Frequenz von 3 Hz durchgeführt. Somit beträgt die Versuchszeit rund 90 Stunden. Der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung sind in Abschnitt 3.4 (vgl. [U4]) beschrieben.

In den Bildern 6-6 bis 6-9 ist jeweils die Verschiebung des Rohrscheitels in vertikaler Richtung und die Umfangsdehnungen auf der Innenseite des Rohrscheitels aufgetragen.

Bei jedem der vier Versuche mit zyklischer Belastung ist die Aufzeichnung der Messdaten ein bis zweimal unterbrochen worden. Zeitpunkt und Dauer der fehlenden Zeitabschnitte sind in den Bildern 6-6 bis 6-9 eingetragen. Die Start- und Endwerte der einzelnen Versuche sind jedoch vorhanden, so dass der Einfluss der lastzyklischen Beanspruchung auf die Rohre bewertet werden kann.

Bei allen Versuchen, außer beim Gussrohr mit Oberbau aus Pflasterbelag, verlaufen die Dehnungen über den Versuchszeitraum wellenförmig mit steigender Tendenz.

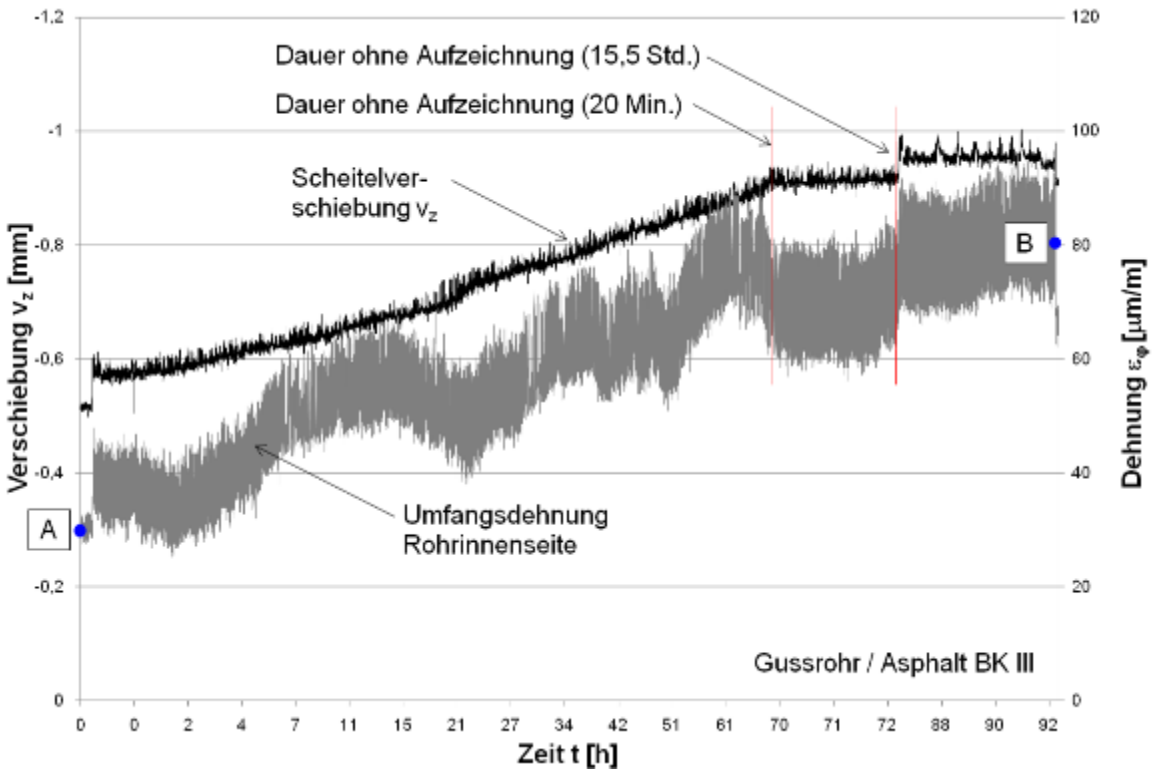


Bild 6-6 Verlauf der Scheitelverschiebung und der Umfangsdehnung im Rohrscheitel des Gussrohrs für zyklische Belastung auf Stahlplatten (Simulation Asphalt BK III nach [V8])
A: ε_φ bei n = 0, B: ε_φ = bei n = 10^6 (Abschluss der Lastzyklen)

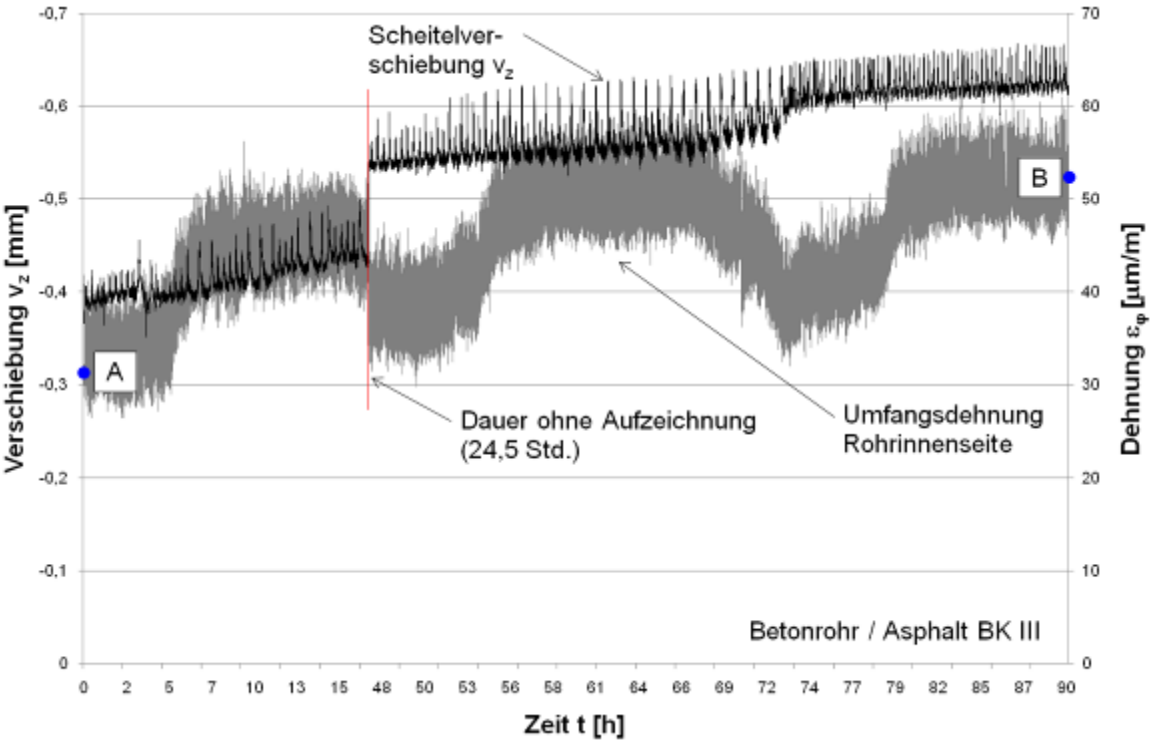


Bild 6-7 Verlauf der Scheitelverschiebung und der Umfangsdehnung im Rohrscheitel des Betonrohrs für zykl. Belastung auf Stahlplatten (Simulation Asphalt BK III nach [V8])
A: ε_φ bei n = 0, B: ε_φ = bei n = 10^6 (Abschluss der Lastzyklen)

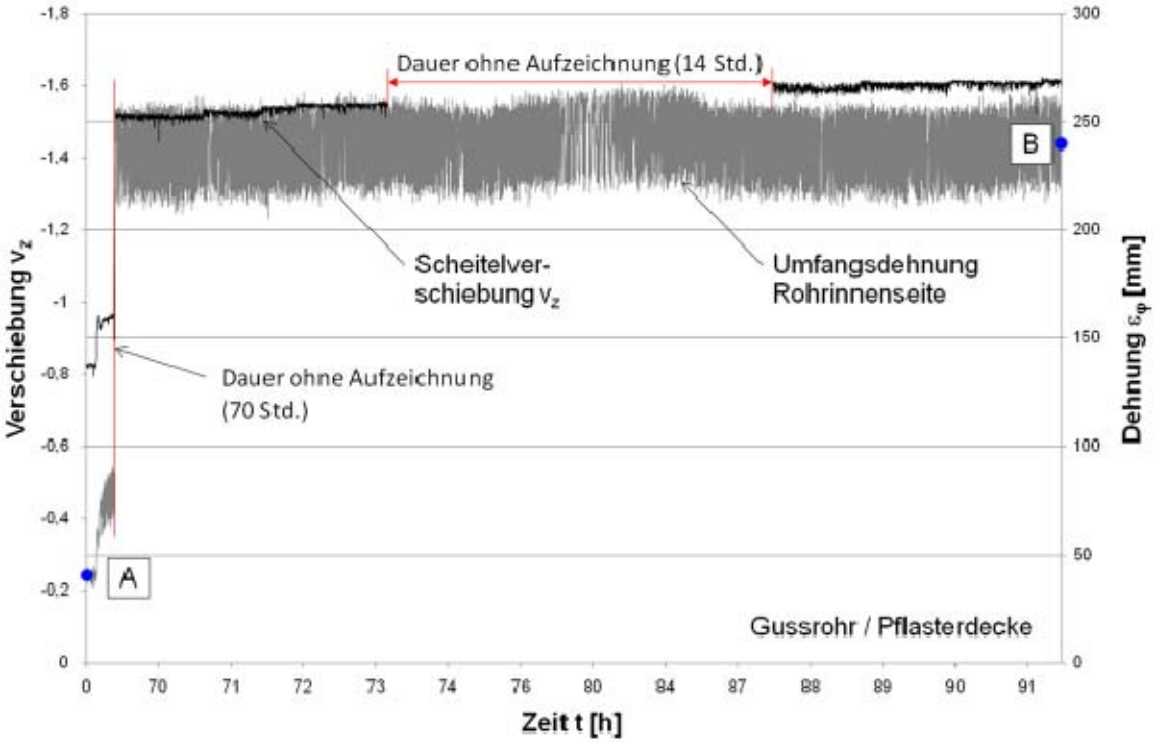


Bild 6-8 Verlauf der Scheitelverschiebung und der Umfangsdehnung im Rohrscheitel des Gussrohrs für zyklische Belastung auf den Pflasterbelag
A: ε_φ bei n = 0, B: ε_φ = bei n = 10^6 (Abschluss der Lastzyklen)

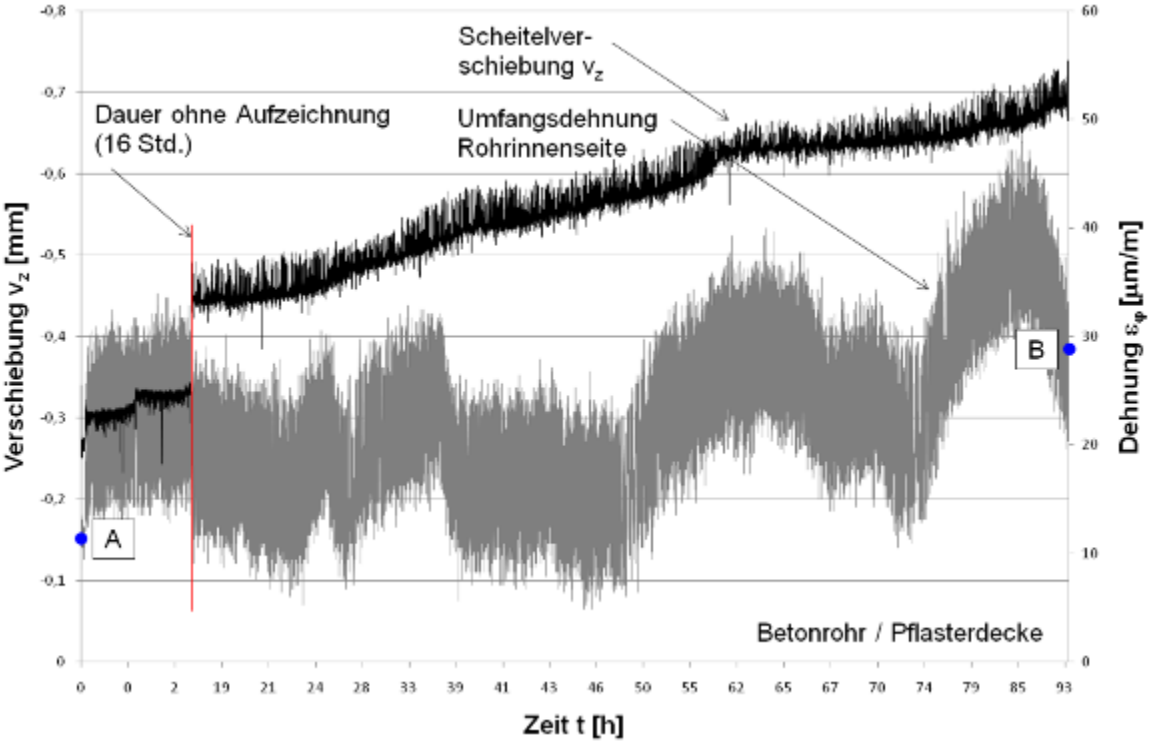


Bild 6-9 Verlauf der Scheitelverschiebung und der Umfangsdehnung im Scheitel des Betonrohrs für zyklische Belastung auf den Pflasterbelag
A: ε_φ bei n = 0, B: ε_φ = bei n = 10^6 (Abschluss der Lastzyklen)

Bei allen Versuchen mit lastzyklischer Beanspruchung nehmen die Dehnungen kontinuierlich zu. In Tabelle 6-6 sind die vertikalen Durchmesseränderungen der Rohre zusammengefasst, die aus den lastzyklischen Versuchen resultieren.

Tabelle 6-6 Verschiebungen v_z und Durchmesseränderungen von Guss- und Betonrohren DN 700 während der Versuche mit lastzyklischer Beanspruchung

Oberbau			Stahlplatten (Asphalt BK III nach [V8])		Pflaster	
Rohrwerkstoff			Gusseisen	Beton	Gusseisen	Beton
Anfangsschiebung im Scheitel[1)]	$v_{z1,A}$	mm	-0,575	-0,392	-0,950	-0,301
Endverschiebung im Scheitel[1)]	$v_{z1,E}$	mm	-0,938	-0,628	-1,611	-0,691
Verschiebungs-zunahme im Scheitel	$\Delta v_{z1} = v_{z1,E} - v_{z1,A}$	mm	**-0,363**	**-0,236**	**-0,661**	**-0,390**
Anfangsverschie-bung in der Sohle[1)]	$v_{z5,A}$	mm	0,192	0,420	0,317	0,414
Endverschiebung in der Sohle[1)]	$v_{z5,E}$	mm	0,240	0,672	0,356	0,808
Verschiebungszu-nahme in der Sohle	$\Delta v_{z5} = v_{z5,E} - v_{z5,A}$	mm	**0,048**	**0,252**	**0,039**	**0,394**
Durchmesser-änderung	$\Delta d_v = \Delta v_{z1} + \Delta v_{z,5}$	mm	**-0,315**	**0,016**	**-0,622**	**0,004**
mittlerer Rohr-durchmesser	d_m	mm	728	820	728	820
relative Durch-messeränderung	$\delta_v = \Delta d_v / d_m$	%	**~0,04**	**-**	**~0,08**	**-**

[1)] Mittelwert aus ca. 130 Einzelwerten bei Versuchsbeginn / Versuchsende

Es zeigt sich, dass der Verschiebungszuwachs in der Sohle (Rohrsetzung) der Betonrohre im Bereich von 0,3 mm bzw. 0,4 mm liegt. Bei den Gussrohren ist die Setzung mit 0,04 mm und 0,05 mm nahezu gleich Null.

Der vertikale Innendurchmesser der Gussrohre wird während der zyklischen Versuche um 0,3 mm bzw. 0,6 mm verringert, während es bei den Betonrohren nur zu einer Starrkörperverschiebung (Setzung) kommt.

In Tabelle 6-7 wird der Spannungszuwachs im Scheitel der Guss- und Betonrohre infolge zyklischer Belastung ermittelt.

Tabelle 6-7 Umrechnung der Umfangsdehnungen im Rohrscheitel in Umfangsspannungen

Oberbau			Stahlplatten (Asphalt BK III nach [V8])		Pflaster	
Rohrwerkstoff			Gusseisen	Beton	Gusseisen	Beton
n = 0	ε_φ	µm/m	30,6	31, 6	40,8	11,3
n = 10^6			80,4	52,1	241,9	28,6
Elastizitätsmodul	E	N/mm^2	170.000	36.500	170.000	36.500
n = 0	σ_φ	N/mm^2	5,2	1,15	6,9	0,41
n = 10^6			13,7	1,90	41,1	1,04
Spannungszuwachs	$\Delta\sigma_\varphi$	N/mm^2	**8,5**	**0,75**	**34,2**	**0,63**

Bei den Gussrohren ist der Spannungszuwachs im Bereich der Pflasterdecke mit $\Delta\sigma_\varphi$ = 34,2 N/mm^2 viermal so groß wie im Bereich der Stahlplatten (Asphalt BK III nach [V8]).

Bei den Betonrohren ist der Spannungszuwachs im Bereich der Stahlplatten etwas größer. Mit $\Delta\sigma_\varphi$ = 0,75 N/mm^2 ist der Spannungszuwachs hier 16% größer als im Bereich der Pflasterdecke.

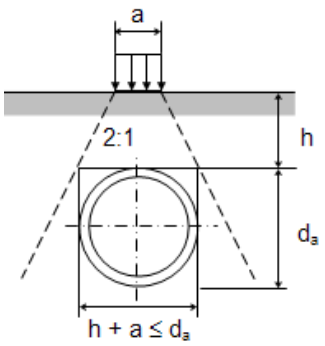
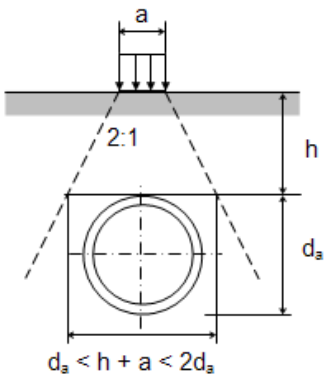
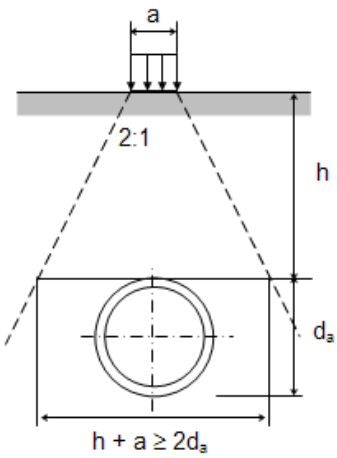
Hinweis: Bei der weiteren Auswertung für andere Laststellungen (NL, KP usw.) und geringere Überdeckungen h werden die durch die zyklischen Belastungen erreichten bleibenden Spannungsniveaus weiter erhöht.

6.3 Einfluss des seitlichen Erddrucks aus Verkehr

Der stützende seitliche Erddruck aus Verkehrslasten $q_h(p_V)$ wird in europäischen Vorschriften (z. B. ÖNORM B 5012 [V15] und Fascicule 70 [V16]) berücksichtigt, im Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] dagegen bisher nicht. Der Seitendruck lässt sich mit den Kriterien nach Tabelle 6-8 abschätzen.

Der Grenzfall nach Tabelle 6-8, Spalte 1 wird dadurch definiert, dass die Ausstrahlung der quadratischen Radlast mit der Seitenlänge *a* im Rohrscheitel den Rohraußendurchmesser erreicht. Ein stützender seitlicher Erddruck sollte erst angesetzt werden, wenn $h + a > d_a$ ist.

Tabelle 6-8 Kriterien zur Berücksichtigung des seitlichen Erddrucks aus Verkehrslasten

			
Fall	**1**	**2**	**3**
Kriterium	$h + a \le d_a$	$d_a < h + a \le 2d_a$	$h + a > 2d_a$
Gl. (6-5)	$\frac{h+a}{d_a} \le 1$	$1 < \frac{h+a}{d_a} \le 2$	$\frac{h+a}{d_a} > 2$
Seitendruck $q_h(p_V)$ Gl. (6-6a)	0	$K_2 \cdot f \cdot p_{V,K}$	$K_2 \cdot p_{V,K}$
Beiwert *f* Gl. (6-6b)	0	$\frac{h+a-d_a}{d_a} \ge 0$	1

Die vertikale Bodenspannung der Spalten 2 und 3 in Kämpferhöhe beträgt:

$$p_{V,K} = \frac{F_1}{(h + 0{,}4 + d_a / 2)^2} \qquad \text{(6-6c)}$$

Für die Radaufstandsflächen gilt

$a \times b$ = 20×60 cm² nach DIN 1072 [V6]

$a \times a$ = 40×40 cm² nach DIN-Fachbericht 101 [V7]

Im Folgenden werden die stützenden seitlichen Erddrücke neben den Kämpfern des Betonrohrs DN 700 für sechs verschiedene Überdeckungshöhen und a = 0,4 m nach DIN-Fachbericht 101 [V7]

berechnet. Die Werte für $q_h(p_V)$ werden mit den Messergebnissen der Versuche mit normaler Laststellung (NL) verglichen.

Maßgebend sind die Messergebnisse der Erddruckgeber auf der lastabgewandten Seite, vgl. EDG K1 in Bild 6-10.

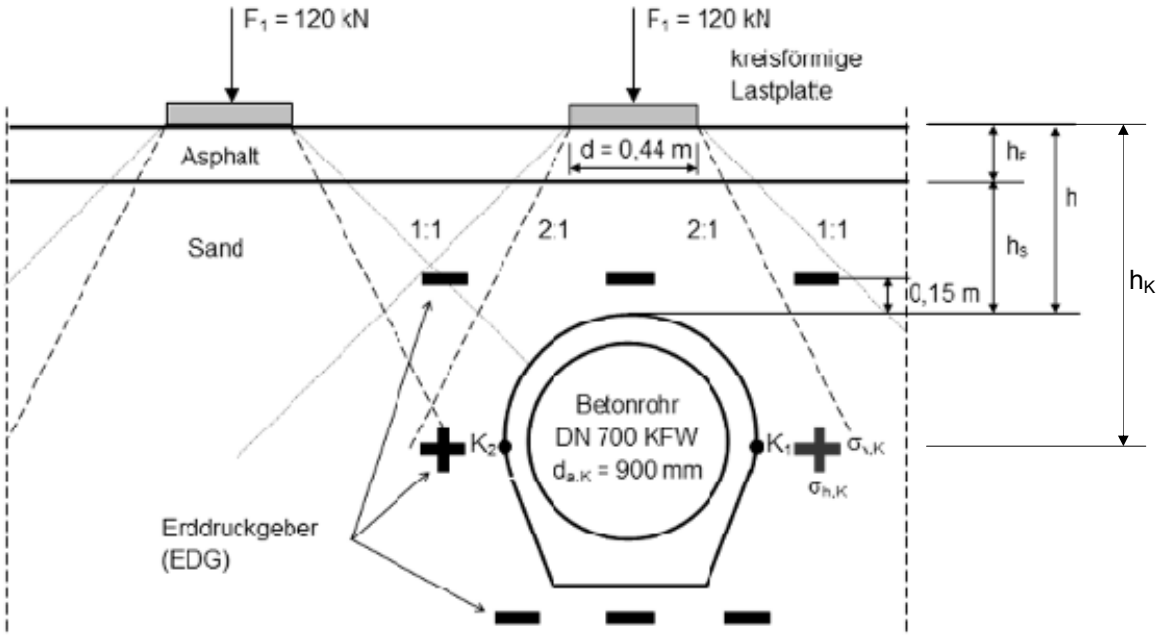


Bild 6-10 Lastausbreitung über dem Betonrohr DN 700 KFW, normale Laststellung, (maßstäblich für h = 0,88 m)

Tabelle 6-9 Vertikale Bodenspannungen am Betonrohrkämpfer, d_a = 0,94 m, a = 0,4 m

h	$h_K = h + 0{,}465$	$b_m = l_m = h_K + 0{,}4$	$A_m = b_m \cdot l_m$	$p_{V,K} = F_1/A_m$ Gl. (6-6c)
m	m	m	m²	kN/m²
0,88	1,35	1,75	3,06	39,2
0,80	1,27	1,67	2,79	43,0
0,68	1,15	1,55	2,40	50,0
0,60	1,07	1,47	2,16	55,5
0,48	0,95	1,35	1,82	65,8
0,40	0,87	1,27	1,61	74,4

In Tabelle 6-9 werden die vertikalen Bodenspannungen $p_{V,K}$ aus F_1 = 120 kN in Höhe des Kämpfers K_1 nach Bild 6-10 mit dem Lastausbreitungsmodell ermittelt. Hierbei wird eine Lastausbreitung von 2:1 berücksichtigt.

Anschließend wird die horizontale Bodenspannung $q_h(p_V)$ mit dem Erddruckbeiwert K_2 = 0,4 für die Bodengruppe 1 gemäß Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] berechnet, vgl. Tabelle 6-10.

Der Durchmesser der kreisförmigen Lasteinleitungsplatte d = 0,44 m entspricht a = 0,4 m.

Tabelle 6-10 Horizontale Bodenspannungen am Betonrohrkämpfer, d_a = 0,94 m

h	$(h + 0{,}4)/d_a$	f	$p_{V,K}$	$q_h(p_V) = K_2 \cdot f \cdot p_{V,K}$	$\sigma_{v,K}$	$\sigma_{h,K}$
	Gl. (6-5)	Gl. (6-6b)	Tab. 1	Gl. (6-6a)	Messwert	Messwert
m	-	-	kN/m²	kN/m²	kN/m²	kN/m²
0,88	1,36 > 1	0,362	39,2	**5,67**	13,7	**6,0**
0,80	1,28 > 1	0,277	43,0	**4,76**	14,8	**5,6**
0,68	1,15 > 1	0,149	50,0	**2,98**	16,3	**4,7**
0,60	1,06 > 1	0,064	55,5	**1,42**	16,0	**5,3**
0,48	0,94 < 1	0	65,8	**0,00**	16,5	**7,0**
0,40	0,85 < 1	0	74,4	**0,00**	17,1	**7,4**

Die im Versuch gemessenen horizontalen Bodenspannungen $\sigma_{h,K}$ liegen über den mit den Gleichungen (6-6a-c) ermittelten Werten, d. h., der Ansatz des seitlichen Erddrucks aus Verkehr liegt auf der sicheren Seite. Im IKT-Großversuchsstand wurden sogar noch seitliche Erddrücke für die minimalen Überdeckungen h = 0,48 m und 0,40 m gemessen, die dem Fall 1 nach Gleichung (6-5) entsprechen.

Die Ergebnisse des semiflexiblen Gussrohrs und des biegeweichen PE-Rohrs werden hier nicht betrachtet, da in den Messergebnissen der horizontalen Erddruckgeber im Kämpferbereich neben dem stützenden Erddruck q_h auch der Bettungsreaktionsdruck q_h^* enthalten ist.

6.4 Einfluss der Fahrbahnbefestigung

Im Arbeitsblatt ATV-A 127 [V1] wird der Einfluss der Fahrbahnbefestigung bislang nicht berücksichtigt. Ziel des Forschungsprojektes ist daher, diesen Einfluss auf die Boden- und Rohrspannungen zu messen. Hierzu werden die folgenden Untersuchungen durchgeführt:

- Abschnitt 6.4.1: Straßenoberbau ohne Schäden, Einfluss unterschiedlicher Oberbauvarianten
- Abschnitt 6.4.2: Straßenoberbau ohne Schäden, Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B
- Abschnitt 6.4.3: Straßenoberbau mit Schäden (Kantenpressung)
- Abschnitt 6.4.4: Spannungen im Straßenoberbau

6.4.1 Untersuchte Fahrbahnbefestigungen

Die im Großversuchsstand untersuchten Fahrbahnbefestigungen sind Tabelle 6-11 zu entnehmen. Oberbauten aus Asphalt wurden durch Stahlplatten simuliert. Außerdem wurde eine Pflasterdecke im Großversuchsstand (GVS) eingebaut. Für die unterschiedlichen Oberbauvarianten folgen die Höhen über Rohrscheitel nach Tabelle 6-11 und Bild 6-11.

Tabelle 6-11 Überdeckungshöhen im Großversuchsstand für Beton- und Gussrohre

Oberbau im GVS	Überdeckung im GVS	Höhe Fahrbahn	Höhe Sandschicht	Überdeckungshöhe Scheitel	Überdeckungshöhe EDG
		h_F	h_S	h	$\mathbf{h_{EDG}}$
-		m	m	m	m
Asphaltdecke Bauklasse III simuliert durch Stahlplatten t = 2 · 30 mm	Ü0	0,22	0,66	0,88	**0,73**
Asphaltdecke Bauklasse IV simuliert durch Stahlplatte t = 1 · 30 mm	Ü0	0,14	0,66	0,80	**0,65**
Asphaltdecke Bauklasse IV simuliert durch Stahlplatte t = 1 · 30 mm	Ü1	0,14	0,46	0,60	**0,45**
Asphaltdecke Bauklasse III simuliert durch Stahlplatten t = 2 · 30 mm	Ü1	0,22	0,46	0,68	**0,53**
Pflasterdecke	Ü0	0,38	0,42	0,80	**0,65**
Bauzustand (keine Befestigung)	Ü0	0,22	0,66	0,88	**0,73**

Die PE-Rohre wurden nur mit der Überdeckung Ü1 nach Tabelle X1, Zeilen 3 und 4 belastet.

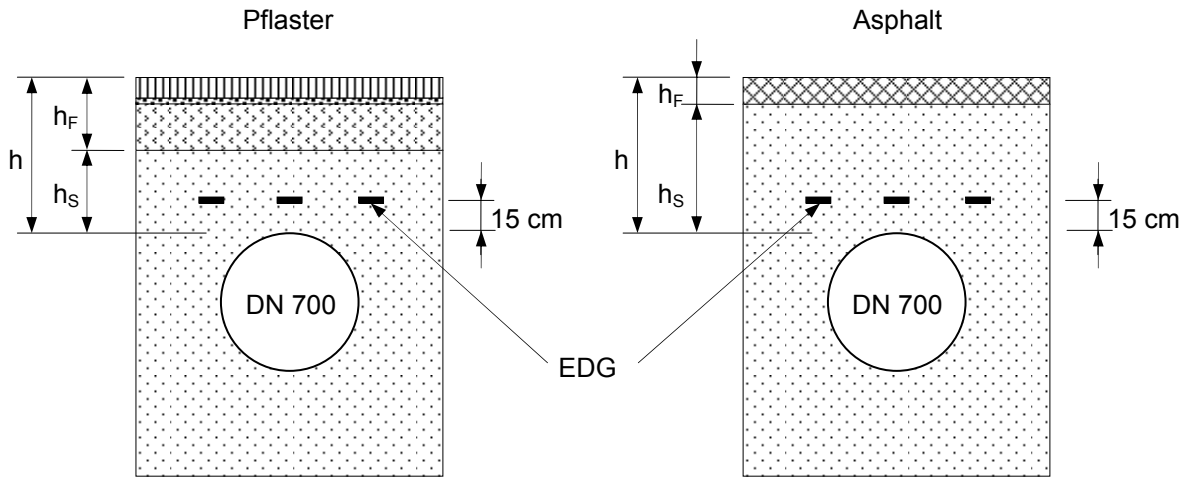


Bild 6-11 Überdeckung und Lage der DMS im Großversuchsstand

Der rechnerische Erddruck aus Verkehrslasten wird nach ATV-A 127 [V1], Gl. (5.08) oder Diagramm D2 ermittelt. Wegen der geringen Überdeckung wird nur der erste Term der Gleichung für das über dem Rohr stehende Rad verwendet. Hierbei wird eine lastverteilende Wirkung des Fahrbahnaufbaus nicht berücksichtigt. Es gilt folgende Spannungsverteilung unter einer Einzellast F_1:

$$p = \frac{F_1}{r^2 \cdot \pi} \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{h} \right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \tag{6-7}$$

mit F_1 = Radlast über dem Rohr
r = Radius der Radaufstandsfläche (Kreisfläche)
h = Überdeckungshöhe bis EDG

Im Folgenden werden die rechnerischen Bodenspannungen nach [V1] mit den Messwerten im Großversuchsstand mit Fahrbahnbefestigung für a) Betonrohre, b) Gussrohre und c) PE-Wickelrohre verglichen

Für die Vergleiche werden die Ergebnisse für die normale Radstellung (NL) und für das zentrisch über dem Rohr stehende Einzelrad (Z) herangezogen. Es werden die Relativwerte der Messergebnisse ausgewertet, also die Differenzen der Bodenspannungen vor Versuchsbeginn und nach ca. 30 Minuten Belastungsdauer mit F_1 = 120 kN.

a) Bodenspannungen über dem Betonrohr

Tabelle 6-12 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch NL-Ü0 mit F_1 = 120 kN

Oberbau	-	-	1	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	BK V, 14 cm Asphalt (1 Stahlplatte)	Pflaster
Tiefe der EDG unter GOK	h_{EDG}	m	2	0,73	0,65	0,65
Radius der Radlast	r_A	m	3	0,226		
rechnerischer Erdruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m²	4	-95,9	-117,7	-117,7
gemessener Erddruck 15 cm über Betonrohr	p_z	kN/m²	5	-53,6	-85,1	-122,2
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	6 = 5/4	**0,56**	**0,72**	**1,04**

Tabelle 6-13 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch Z-Ü0 mit F_1 = 120 kN

Oberbau	-	-	1	Nullversuch	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	Pflaster
Tiefe der EDG unter GOK	h_{EDG}	m	2	0,73	0,73	0,65
Radius der Radlast	r_A	m	3	0,226		
rechnerischer Erdruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m²	4	-95,9	-95,9	-117,7
gemessener Erddruck 15 cm über Betonrohr	p_z	kN/m²	5	-54,5	-90,1	-179,7
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	6 = 5/4	**0,57**	**0,94**	**1,53**

Die beiden Stahlplatten (BK III) führen bei normaler Laststellung (NL) zu eine Reduktion von 44% gegenüber der rechnerischen Bodenspannung, vgl. Tabelle 6-12. Erwartungsgemäß ist die Reduktion bei Verwendung von einer Stahlplatte (BK V) geringer: 28%.

Beim Versuch mit zwei Stahlplatten und zentrischer Radstellung beträgt die Reduktion gegenüber der rechnerischen Bodenspannung nur 6%, vgl. Tabelle 6-13. Hierbei muss jedoch berücksichtigt werden, dass dies der erste Belastungsversuch war und noch keine Verdichtung durch zyklische Belastung erfolgte.

Der Pflasterbelag hat keine lastverteilende Wirkung, daher sind die Bodenspannungen bei normaler Laststellung etwas größer als die rechnerischen Werte, vgl. Tabelle 6-12. Beim Versuch mit einer zentrisch über dem Rohr stehenden Radlast beträgt die Spannungszunahme 53%, vgl. Tabelle 6-13. Wie bei den Versuchen mit Asphaltoberbau (Stahlplatten) liefern die Versuche mit normaler Laststellung geringere Bodenspannungen als die Versuche mit zentrischer Laststellung.

Für den Nullversuch wurden zwei Stahlplatten (BK III) eingesetzt. Dieser Versuch ohne Einfluss der Rohrleitung liefert eine Reduktion von 43% gegenüber den rechnerischen Bodenspannungen, vgl. Tabelle 6-13.

b) Bodenspannungen über dem Gussrohr

Tabelle 6-14 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch NL-Ü0 mit F_1 = 120 kN

Oberbau	-	-	1	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	BK V, 14 cm Asphalt (1 Stahlplatte)	Pflaster
Tiefe der EDG ab GOK	h_{EDG}	m	2	0,73	0,65	0,65
Radius Radlast	r_A	m	3	0,226		
rechnerischer Erdruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m²	4	-95,9	-117,7	-117,7
gemessener Erddruck 15 cm über Gussrohr	p_z	kN/m²	7	-26,7	-74,1	-107,2
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	8 = 7/4	**0,28**	**0,63**	**0,91**

Tabelle 6-15 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch Z-Ü0 mit F_1 = 120 kN

Oberbau	-	-	1	Nullversuch	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	Pflaster
Tiefe der EDG ab GOK	h_{EDG}	m	2	0,73	0,73	0,65
Radius Radlast	r_A	m	3	0,226		
rechnerischer Erdruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m²	4	-95,9	-95,9	-117,7
gemessener Erddruck 15 cm über Gussrohr	p_z	kN/m²	7	-54,5	-58,5	-134
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	8 = 7/4	**0,57**	**0,61**	**1,14**

Zwei Stahlplatten (BK III) führen bei normaler Laststellung (NL) zu einer Reduktion von 72% gegenüber der rechnerischen Bodenspannung, vgl. Tabelle 6-14. Bei einer Stahlplatte (BK V) ist die Reduktion mit 37% geringer.

Bei zentrischer Radstellung beträgt die Reduktion 39%, vgl. Tabelle 6-15, was wiederum durch die geringere Verdichtung zu erklären ist, vgl. Abschnitt a) Bodenspannungen über dem Betonrohr.

Der Pflasterbelag hat wie bei den Betonrohren nur eine geringe lastverteilende Wirkung, Reduktion der Bodenspannungen beträgt nur 7%, vgl. Tabelle 6-14. Bei zentrischer Laststellung werden die Bodenspannungen um 14% erhöht – hier ist ein Konzentrationsfaktor der Last $\lambda_R > 1$ zu vermuten.

c) Bodenspannungen über dem PE-Wickelrohr

Tabelle 6-16 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch NL-Ü1 mit F_1 = 120 kN

Oberbau	-	-	1	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	BK V, 14 cm Asphalt (1 Stahlplatte)
Tiefe der EDG ab GOK	h_{EDG}	m	2	0,53	0,45
Radius Radlast	r_A	m	3	0,226	
rechnerischer Erdruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m²	4	165,8	214,2
gemessener Erddruck 15 cm über PE-Rohr	p_z	kN/m²	5	32,6	50,4
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	6 = 5/4	**0,20**	**0,24**

Tabelle 6-17 Erddruck in Höhe der EDG für Versuch Z-Ü1 mit F_1 = 120 kN

Oberbau	-	-	1	BK III, 22 cm Asphalt (2 Stahlplatten)	BK V, 14 cm Asphalt (1 Stahlplatte)
Tiefe der EDG ab GOK	h_{EDG}	m	2	0,53	0,45
Radius Radlast	r_A	m	3	0,226	
rechnerischer Erdruck, Gl. (6-7)	p_v	kN/m²	4	165,8	214,2
gemessener Erddruck 15 cm über PE-Rohr	p_z	kN/m²	5	30,8	50,7
Abminderungsfaktor	$\chi = p_v/p_z$	-	6 = 5/4	**0,19**	**0,24**

Die beiden Versuche mit zwei (BK III) und einer Stahlplatte (BK V) liefern übereinstimmende Ergebnisse mit erwartungsgemäß großen Reduktionen von bis zu 80%, vgl. Tabellen 6-16 und 6-17. Das Gleiche gilt für den Vergleich der normalen und der zentrischen Laststellung.

Hieraus folgt, dass mit abnehmender Rohrsteifigkeit die Bodenspannungen in Höhe der Erddruckgeber und damit auch über dem Rohrscheitel ebenfalls abnehmen: Für die normale Laststellung und BK III beim Betonrohr 44%, beim Gussrohr 72% und beim PE-Rohr 80%.

6.4.2 Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B

Nach Arbeitsblatt ATV- A127, Abschnitt 6.1 [V1] lagern sich die Bodenspannungen in der Scheitelebene über und neben dem Rohr aufgrund der unterschiedlichen Verformungsfähigkeit des Bodens um. Zur Untersuchung dieses Effektes werden die Messungen der Erddruckgeber (EDG) in Scheitelebene mit den Ergebnissen der Nullversuche verglichen. Die Erddruckgeber wurden in der Ebene 15 cm über dem Rohrscheitel eingebaut.

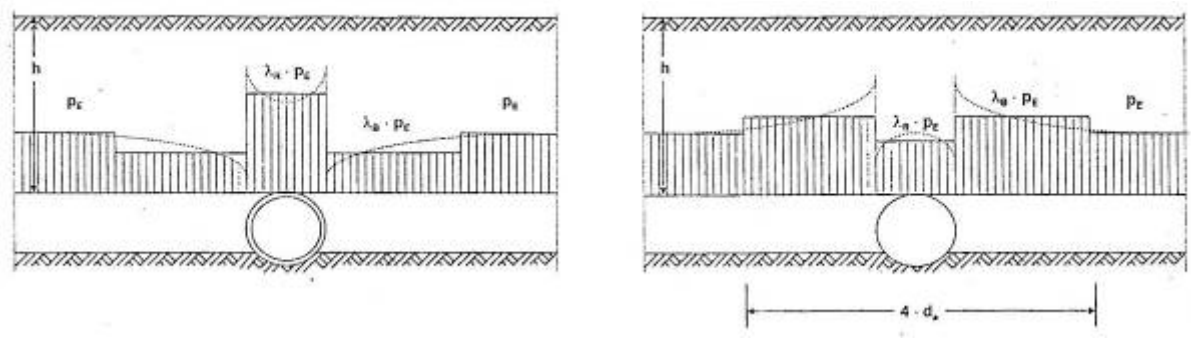


Bild 6-12 Umlagerung der Bodenspannungen nach [V1], Bild 7
(links: biegesteifes Rohr, rechts: biegeweiches Rohr)

Die Berechnung der Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B erfolgt mit dem Programm A127 [P3] zu statischen Berechnung erdgebetteter Rohre. Die Berechnungsergebnisse sind in den Tabellen 6-18 bis 6-21 aufgeführt.

Die Ermittlung der Konzentrationsfaktoren λ_R und λ_B aus den Versuchsergebnissen erfolgt durch Vergleich der Ergebnisse der Nullversuche mit den Ergebnissen der Versuche mit zentrisch stehender Einzellast (Z) und normaler Laststellung (NL). Hierbei werden die Relativwerte der Messergebnisse berücksichtigt. Das bedeutet, dass die Differenz der Bodenspannung vor Versuchsbeginn und nach ca. 30 Minuten Belastung mit F_1 = 120 kN für die Auswertung angesetzt wird.

Für die Ergebnisse aus den Nullversuchen werden die Messungen des Erddruckgebers E3 herangezogen, der zwischen dem Guss- und Betonrohrstrang im Bereich des Oberbaus aus Stahlplatten angeordnet ist, vgl. Bild 6-13. Für die Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_R wurde der Prüfzylinder zentrisch über dem Erddruckgeber E3 angeordnet. Für die Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_B wurde der Prüfzylinder um 50 cm in Richtung Gussrohrstrang verschoben. Dieser Abstand entspricht dem Abstand der seitlichen Erddruckgeber über der Scheiteleibene der Guss- und Betonrohre.

Die Konzentrationsfaktoren werden für die Versuche Z 120 Ü0 und NL 120 Ü0 mit h = 0,88 cm ausgewertet. Da bei den Versuchen mit normaler Laststellung (NL 120) ein Erddruckgeber in der Scheitelebene zwischen zwei Radlasten positioniert ist, kann dieser nicht zur Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_B für die Spannungen neben dem Rohr herangezogen werden, vgl. Bild 6-13. Aus diesem Grund werden die Messergebnisse der Erddruckgeber auf der Außenseite des Großversuchstandes (GVS) ausgewertet. Auf der Betonrohrseite handelt es sich hierbei um den Erddruckgeber EA80 und auf der Gussrohrseite um den Erddruckgeber E520. Diese liegen im Abstand von 50 cm neben der Rohrachse.

Da der Nullversuch mit der Überdeckungshöhe h = 0,88 cm (h_S = 0,66 cm, Stahlplatten 2 $\times$ t = 30 mm) werden die Konzentrationsfaktoren aus den Versuchen mit normaler und zentrischer Laststellung ebenfalls für die Überdeckungshöhe h = 0,88 cm untersucht.

Die Konzentrationsfaktoren für PE-Rohre können über die zuvor beschriebene Vorgehensweise nicht ermittelt werden, da der Nullversuch mit einer Überdeckungshöhe von h = 0,88 cm, und die Versuche an PE-Rohren mit einer Überdeckungshöhe von h = 0,68 cm durchgeführt wurden. +

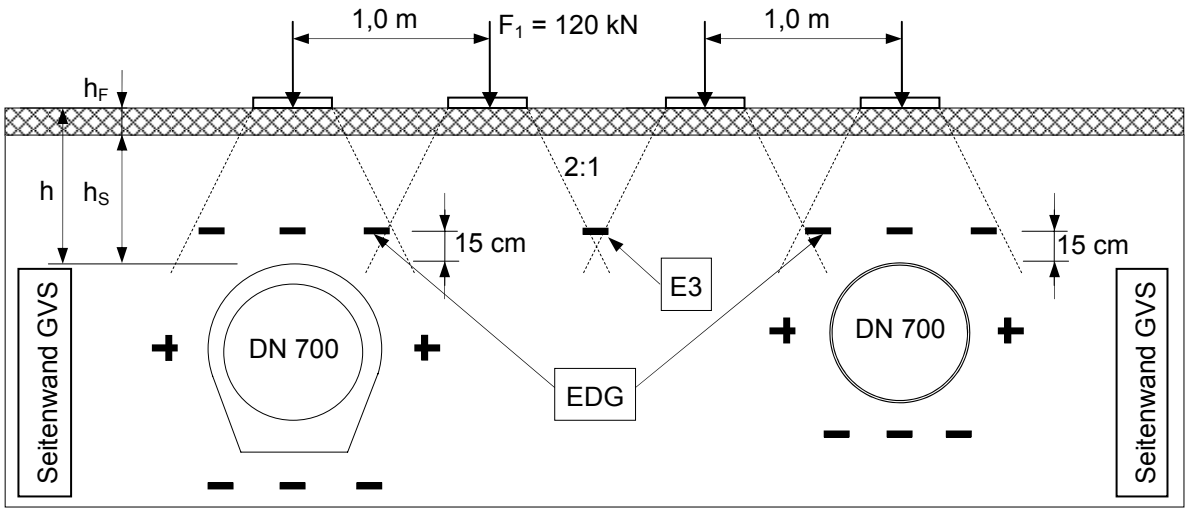


Bild 6-13 Lastausbreitung / Anordnung der Erddruckgeber im GVS über Guss- / und Betonrohren

a) Konzentrationsfaktor λ_R für Bodenspannungen über dem Rohr:

Tabelle 6-18 Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_R für den Versuch Z, F = 1 · 120 kN

Rohr-werk-stoff		Belas-tung	Nullversuch		Z 120 Ü0 Z		**Konzentrationsfaktor**	
			Messwert	Boden-spannung	Messwert	Boden-spannung	Versuch	ATV-A 127
-		F_1	p_v	σ_v	p_v	σ_v	λ_R	$\lambda_{R,A127}$
-		kN	mbar	kN/m²	mbar	kN/m²	-	-
1	2	3	4	5 =(B4-A4)*0,1	6	7 =(B6-A6)*0,1	8 = 7/5	9
Beton	A	0	-219,0	-54,5	-155,5	-90,1	**1,65**	1,23
	B	120	-763,5		-1056,9			
Guss	A	0	-219,0	-54, 5	-194,0	-58,5	**1,07**	0,94
	B	120	-763,5		-779,3			

Tabelle 6-19 Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_R für den Versuch NL, F_1 = 120 kN,

Rohr-werk-stoff		Belas-tung	Nullversuch		NL 120 Ü0 Z		**Konzentrationsfaktor**	
			Messwert	Boden-spannung	Messwert	Boden-spannung	Versuch	ATV-A 127
-		F_1	p_v	σ_v	p_v	σ_v	λ_R	$\lambda_{R,A127}$
-		kN	mbar	kN/m²	mbar	kN/m²	-	-
1	2	3	4	5 =(B4-A4)*0,1	6	7 =(B6-A6)*0,1	8 = 7/5	9
Beton	A	0	-219,0	-54,5	-92,3	-53,6	**0,98**	1,23
	B	120	-763,5		-628,3			
Guss	A	0	-219,0	-54,5	-167,0	-26,7	**0,49**	0,94
	B	120	-763,5		-434,3			

Gemäß der Definition der Konzentrtionsfaktoren nach [V1] müsste der Konzentrationsfaktor λ_R beim biegesteifen Betonrohr > 1 und beim biegeweichen Gussrohr < 1 sein. Beim Vergleich der Konzentrationsfaktoren λ_R die aus den Versuchsergebnissen ermittelt wurden fällt auf, dass beim Versuch Z 120 der Konzentrationsfaktor des Gussrohrs λ_R = 1,07 beträgt. Beim Versuch NL 120 beträgt der Konzentrationsfaktor λ_R = 0,98.

Jedoch stimmt die Tendenz, dass der Konzentrationsfaktor λ_R bei biegeweichen Rohren größer ist als bei biegesteifen Rohren, mit der Definition nach [V1] überein.

Bei den Versuchen mit einem Einzelrad (Z 120) liegen die Konzentrationsfaktoren für das Betonrohr und das Gussrohr über den Werten der Berechnung mit dem Programm A127 [P3]. Für die Versuche mit normaler Laststellung (NL 120) sind die Werte kleiner als die berechneten Werte der Berechnung mit dem Programm A127 [P3]. Dies kann auf die Konsolidierung des Bodens bei den Versuchen mit normaler Laststellung durch die vorangegangenen lastzyklischen Versuche (n = 10^6) zurückgeführt werden.

Es wird darauf hingewiesen, dass die Berechnungen mit dem Programm A127 [P3] nur die Umlagerung der Spannungen infolge Bodenlast berücksichtigen, während bei den Versuchsergebnissen der Einfluss der Verkehrslasten enthalten ist.

b) Konzentrationsfaktor λ_B für Bodenspannungen neben dem Rohr:

Tabelle 6-20 Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_B für den Versuch „Einzelrad“, F = 1 · 120 kN

Rohrwerkstoff		Belastung	Nullversuch		Z 120 Ü0 Z		**Konzentrationsfaktor**	
			Messwert	Bodenspannung	Messwert	Bodenspannung	Versuch	ATV-A 127
-		F_1	p_v	σ_v	p_v	σ_v	λ_B	$\lambda_{B,A127}$
-		kN	mbar	kN/m²	mbar	kN/m²	-	-
1	2	3	4	5 =(B4-A4)*0,1	6	7 =(B6-A6)*0,1	8 = 7/5	9
Beton	A	0	-164,6	-36,1	-243,2	-48,1	**1,33**	0,92
	B	120	-525,1		-724,6			
Guss	A	0	-164,6	-36,1	-124,2	-27,8	**0,77**	1,02
	B	120	-525,1		-402,3			

Tabelle 6-21 Ermittlung des Konzentrationsfaktors λ_B für den Versuch NL-120-Ü0-S2

Rohrwerkstoff		Belastung	Nullversuch		NL 120 Ü0 Z		**Konzentrationsfaktor**	
			Messwert	Bodenspannung	Messwert	Bodenspannung	Versuch	ATV-A 127
-		F_1	p_v	σ_v	p_v	σ_v	λ_B	$\lambda_{B,A127}$
-		kN	mbar	kN/m²	mbar	kN/m²	-	-
1	2	3	4	5 =(B4-A4)*0,1	6	7 =(B6-A6)*0,1	8 = 7/5	9
Beton	A	0	-164,6	-36,1	-187,2	-26,8	**0,74**	0,92
	B	120	-525,1		-455,0			
Guss	A	0	-164,6	-36,1	-140,9	-38,6	**1,07**	1,02
	B	120	-525,1		-527,0			

Entgegen der Definition der Konzentrationsfaktoren λ_B für Bodenspannungen neben dem Rohr nach [V1] sind die Konzentrationsfaktoren, die mit den Versuchen mit einer Einzellast (Z) ermittelt wurden, beim Gussrohr > 1 und beim Betonrohr < 1. Die Ergebnisse für die Versuche mit normaler Laststellung (NL) stimmen mit der Definition nach [V1] überein.

Es zeigt sich, dass die Konzentrationsfaktoren aus den Versuchen NL 120 beim Betonrohr kleinere Werte liefern als die Berechnung mit dem Programm A127 [P3] und beim Gussrohr größere Werte. Der Effekt der Spannungszunahme neben dem Rohr bei biegeweichen Rohren und der Verringerung der Spannungen bei biegesteifen Rohren tritt bei den Versuchsergebnissen deutlicher hervor als bei der Berechnung mit dem Programm A127 [P3].

6.4.3 Straßenoberbau mit Schäden (Kantenpressung)

Als Sonderfall wurde im IKT-Großversuchsstand der Lastfall „Kantenpressung“ mit dicht am Stahlplattenrand angeordneten Druckzylindern untersucht. Dieser Versuch kann z. B. Übergänge einer steifen Fahrbahn zu anderen Fahrbahnbefestigungen oder Querrisse im Straßenbelag beschreiben, vgl. Bild 6-14. Bei dieser Lastkonfiguration werden die Radlasten nicht mehr gleichmäßig sondern näherungsweise dreieckförmig in den Baugrund übertragen, vgl. Bild 6-15.

Bild 6-14 Praxisbeispiele für den Lastfall Kantenpressung, Querrisse im Straßenoberbau und Übergang zwischen unterschiedlichen Fahrbahnaufbauten

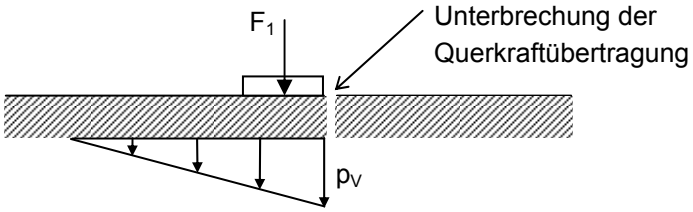


Bild 6-15 Lastfall Kantenpressung mit dreieckförmiger Spannungsverteilung

In den Tabellen 6-22 bis 6-24 werden die Rohrspannungen für die Laststellung Kantenpressung (KP) und die normale Laststellung (NL) auf einem Asphaltoberbau verglichen. Die jeweils zugehörigen Überdeckungshöhen sind beim Beton- und Gussrohr h = 0,4 m und beim PE-Rohr h = 0,6 m. Ausgewertet werden sowohl die Absolutwerte mit auf Null bezogenen Startwerten als auch die Relativwerte, also die Differenz der Bodenspannung vor Versuchsbeginn und nach ca. 30 Minuten Belastung.

Tabelle 6-22 Vergleich der Umfangsspannungen im Scheitel des **Betonrohres** (Innenseite) für h = 0,40 m, Laststellung Kantenpressung

Versuch		Belastung	Spannung vgl. Anhang B2	Spannungszuwachs, vgl. Anhang B2	Vergrößerungs-faktor
-		F_1	σ_φ	$\Delta\sigma_\varphi$	f
-		kN	µm/m	N/mm²	-
1	2	3	4	5 = B4 - A4	6 = B5 / A5
Relativwerte ($\sigma_\varphi = \sigma_{t=30min} - \sigma_{t=0}$)					
NL 120 Ü2	A	0	1,10	0,66	2,88
	B	120	1,76		
KP 120 Ü2	A	0	1,14	1,90	
	B	120	3,04		
Absolutwerte (Startwert auf 0 bezogen)					
NL 120 Ü2	A	120	-	1,76	1,73
KP 120 Ü2	B	120	-	3,04	

Tabelle 6-23 Vergleich der Umfangsspannungen im Scheitel des **Gussrohres** (Innenseite) für h = 0,40 m, Laststellung Kantenpressung

Versuch		Belastung	Spannung vgl. Anhang B36	Spannungszuwachs, vgl. Anhang B36	Vergrößerungs-faktor
-		F_1	σ_φ	$\Delta\sigma_\varphi$	f
-		kN	µm/m	N/mm²	-
1	2	3	4	5 = B4 - A4	6 = B5 / A5
Relativwerte ($\sigma_\varphi = \sigma_{t=30min} - \sigma_{t=0}$)					
NL 120 Ü2	A	0	28,4	7,19	4,19
	B	120	35,6		
KP 120 Ü2	A	0	40,5	30,09	
	B	120	70,6		
Absolutwerte (Startwert auf 0 bezogen)					
NL 120 Ü2	A	120	-	35,60	1,98
KP 120 Ü2	B	120	-	70,63	

Tabelle 6-24 Vergleich der Umfangsspannungen im Scheitel des **PE-Rohres** (Innenseite) für h = 0,60 m, Laststellung Kantenpressung

Versuch		Belastung	Spannung vgl. Anhang B71	Spannungszuwachs, vgl. Anhang B71	Vergrößerungs-faktor
-		F_1	σ_φ	$\Delta\sigma_\varphi$	f
-		kN	µm/m	N/mm²	-
1	2	3	4	5 = B4 - A4	6 = B5 / A5
Relativwerte ($\sigma_\varphi = \sigma_{t=30min} - \sigma_{t=0}$)					
NL 120 Ü1	A	0	-1,19	-0,27	1,15
	B	120	-1,46		
KP 120 Ü1	A	0	-1,73	-0,31	
	B	120	-2,04		
Absolutwerte (Startwert auf 0 bezogen)					
NL 120 Ü1	A	120	-	-1,46	1,40
KP 120 Ü1	B	120	-	-2,04	

Die Versuche mit Kantenpressung zeigen gegenüber der normalen Laststellung nach DIN-Fachbericht 101 [V7] deutlich größere Rohrspannungen. Bei den Beton- und Gussrohren ist der Vergrößerungsfaktor der Relativwerte größer als der Vergrößerungsfaktor der Absolutwerte. Beim PE-Rohr ist gilt das Gegenteil. Die größte Spannungserhöhung wurde für Rohre aus duktilem Gusseisen mit ca. 4 ermittelt.

Bei der geringsten Überdeckung h = 0,4 m sinken die Bodenspannungen bei der Laststellung NL gegenüber den höheren Überdeckungen deutlich ab (vgl. Anhang B13 und B47). Für diese Messungen wird auf einen Messfehler der Erddruckgeber geschlossen, der möglicherweise durch die hohen örtlichen Belastungen bedingt ist, vgl. [U4].

Die Bodenspannungen aus dem Lastfall Kantenpressung sind dagegen bei allen Rohrwerkstoffen deutlich größer als bei den übrigen Versuchen und damit plausibel, vgl. Anhänge B13, B47 und B87. Somit haben Straßenschäden oder Unstetigkeiten der Fahrbahnbefestigung mit gestörter Querkraftübertragung eine erhebliche Mehrbelastung der Rohre die Folge.

6.4.4 Spannungen im Straßenoberbau

Im Großversuchsstand wurde der Asphaltbelag durch eine bzw. zwei 30 mm dicke Stahlplatten simuliert und deren Einfluss auf die Boden- und Rohrspannungen gemessen. Versuchsergebnisse zu den Spannungen in der Fahrbahnbefestigung liegen jedoch nicht vor.

Um den Einfluss der Verformungen flach überdeckter Kanäle auf die Beanspruchungen in der Fahrbahnbefestigung abzuschätzen, wird das FE-Modell nach Abschnitt 7 mit elastischem Bodengesetz mit spannungsabhängigem E-Modul modifiziert. Anstelle der Stahlplatte mit 37,8 mm äquivalente Plattendicke und dem E-Modul von 210.000 N/mm^2 werden folgende Parameter gewählt:

- Asphaltdicke t = 220 mm für eine Fahrbahn der Bauklasse III nach [V8] und
- E-Modul der Asphaltschicht E = 1065 N/mm² für eine sommerliche Temperatur von ca. 35° C, vgl. [U3].

Als Verkehrslast wird die normale Laststellung (NL) nach DIN-FB 101 [V7] mit F_1 = 120 kN gewählt. Für die Berechnungen mit Rohren gilt die gleiche Überdeckungshöhe von 0,88 m. Es werden die folgenden Modelle verglichen:

- Boden ohne Rohr (Vergleichsberechnung)
- Boden mit Betonrohr DN 700 KW, s = 120 mm
- Boden mit duktilem Gussrohr DN 700, s = 9,8 mm
- Boden mit PE-Wickelrohr, Rohrsteifigkeit SN 2

Die Auswertung erfolgt entlang der Pfade 1 und 2 in x- und y-Richtung gemäß Bild 6-16. Von Interesse sind die Fahrbahnspannungen σ_x und σ_y in Pfadrichtung auf der Fahrbahnober- und der Fahrbahnunterseite. Die Ergebnisse sind in den Bildern 6-17 bis 6-20 dargestellt.

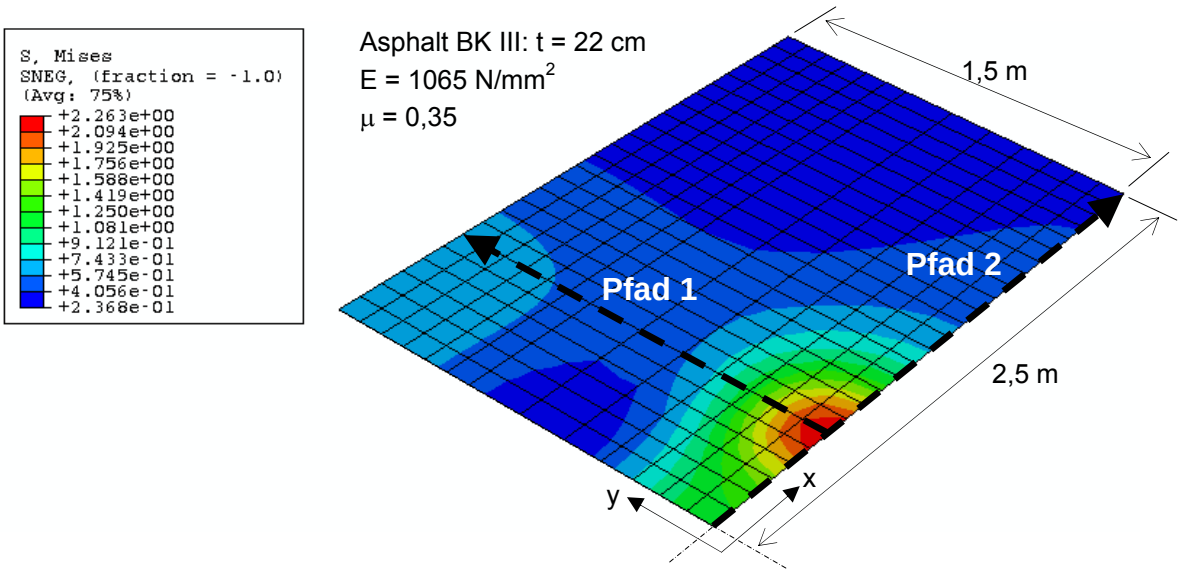


Bild 6-16 Pfade zur Auswertung der Spannungen im Asphaltbelag unter Belastung NL (doppelte Symmetrie, x = Rohrlängsachse))

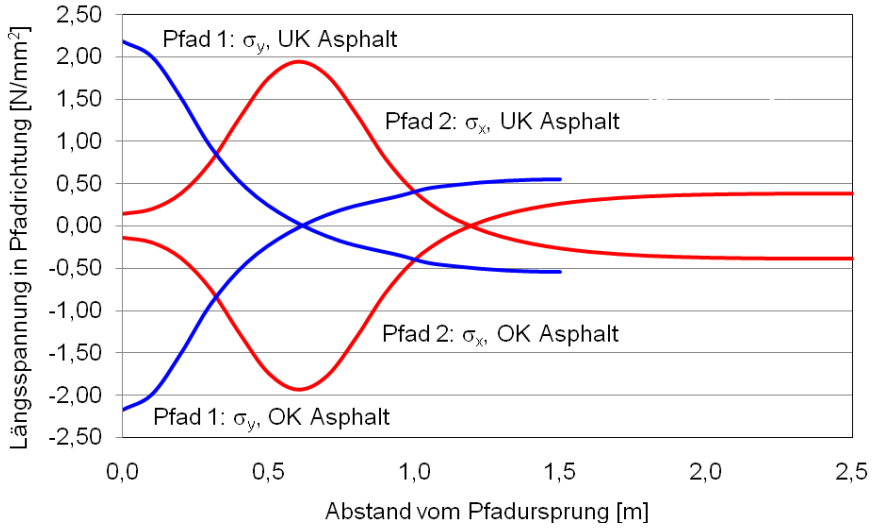


Bild 6-17 Fahrbahnspannungen für das Modell Boden ohne Rohr

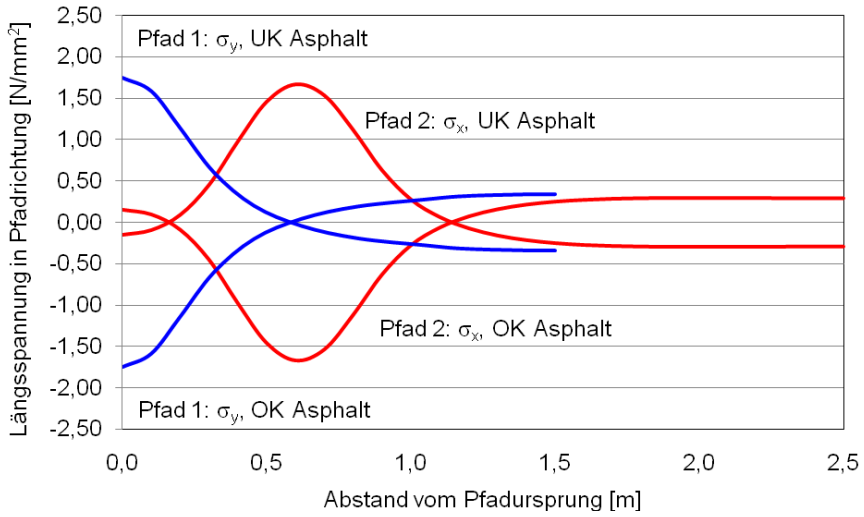


Bild 6-18 Fahrbahnspannungen für das Modell mit einem Betonrohr DN 700

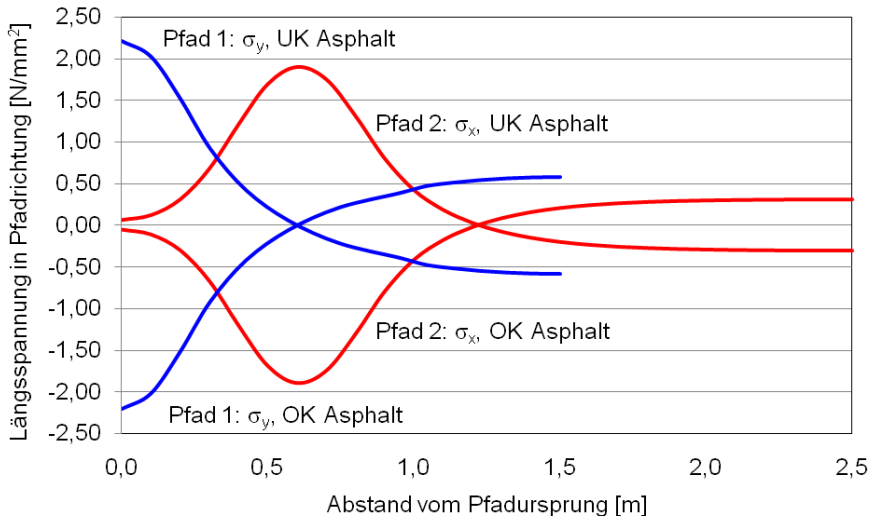


Bild 6-19 Fahrbahnspannungen für das Modell mit einem Rohr aus duktilem Gusseisen

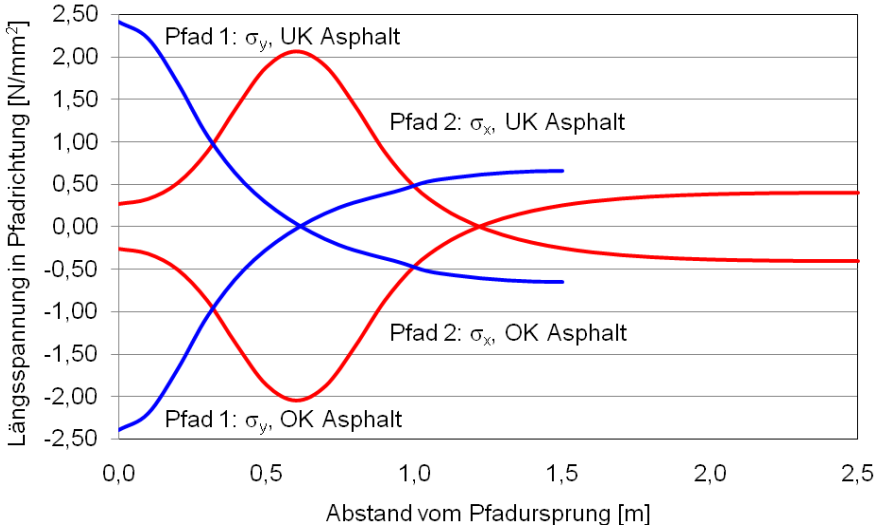


Bild 6-20 Fahrbahnspannungen für das Modell mit einem PE-Wickelrohr DN 700

Die Spannungen in der Fahrbahn sind für den Nullversuch und für alle Rohrarten unter der Radlast maximal. In Tabelle 6-25 sind die Maximal- und Minimalwerte der Bilder 6-17 bis 6-20 zusammengefasst.

Tabelle 6-25 Maximale und minimale Spannungen des FE-Modells im Asphaltbelag BK III

	Pfad 1, vgl. Bild 6-16		**Pfad 2**, vgl. Bild 6-16	
Rohrwerkstoff	Querspannung OK Fahrbahn	Querspannung UK Fahrbahn	Längsspannung OK Fahrbahn	Längsspannung UK Fahrbahn
	$\sigma_{y,o}$	$\sigma_{y,u}$	$\sigma_{x,o}$	$\sigma_{x,u}$
	N/mm²	N/mm²	N/mm²	N/mm²
Vergleichsrechnung ohne Rohr	-2,17	2,18	-1,93	1,94
Beton	-1,74	1,75	-1,66	1,67
Duktiles Gusseisen	-2,20	2,21	-1,89	1,91
PE (Polyethylen)	**-2,40**	**2,42**	**-2,05**	**2,07**

Über dem biegesteifen Betonrohr sind die Verformungen geringer, da die Fahrbahn durch das Rohr gestützt. Damit sind die Spannungen kleiner als im Modell ohne Rohr, vgl. Tabelle 6-25.

Bei einem biegeweichen Rohr aus PE ist die Verformung unter den Radlasten größer als im Fall ohne Rohr, was zu größeren Spannungen in der Fahrbahndecke führt. Der Spannungszuwachs beträgt in Rohrlängsrichtung 6% und in Querrichtung 11%.

Die Spannungen in der Fahrbahn über dem duktilen Gussrohr bleiben nahezu konstant, verglichen mit dem Modell ohne Rohr.

Bei Asphaltbefestigungen, die über flach überdeckten biegeweichen Rohren eingebaut werden, resultiert ein Spannungszuwachs, der bei der Bemessung der Asphaltdecke berücksichtigt werden sollte. Nach jetzigem Kenntnisstand und üblicher Praxis werden Fahrbahnbemessungen ohne Einfluss von

Rohrleitungen durchgeführt. Der Einfluss von Rohrleitungen mit Nennweiten über DN 700 und Überdeckungen unter 0,88 m auf den Fahrbahnbelag ist jedoch noch größer, wie weitere Berechnungen mit dem Finite Element Modell zeigen.

6.5 Längstragwirkung der Rohre

6.5.1 Messergebnisse

Im Folgenden werden die Messergebnisse ausgewertet, mit deren Hilfe die Längstragwirkung der Rohre ermittelt werden kann.

Im Gussrohr wurden nur im mittleren Messquerschnitt MQ 5 (vgl. Bericht IKT [U4], Bild 17) Dehnungsmessstreifen appliziert. Die Wegaufnehmer befinden sich im Abstand von 1,50 m und 1,48 m neben dem Messquerschnitt MQ5.

In Bild 6-21 ist die Anordnung der Dehnungsmessstreifen (DMS) und induktiven Wegaufnehmer (WA) auf der Innenseite des PE-Wickelrohres dargestellt. Auf der lastabgewandten Seite wurden im Abstand von 46,5 cm und 93,5 cm vom mittleren Messquerschnitt MQ 12 zusätzlich Dehnungsmessstreifen im Rohrscheitel angebracht, um Aussagen zur Längstragwirkung zu erhalten, vgl. Bild 6-21. Die Dehnungsmessstreifen im PE-Rohr wurden im steiferen Bereich unterhalb der Rippen positioniert, vgl. Bild 6-22.

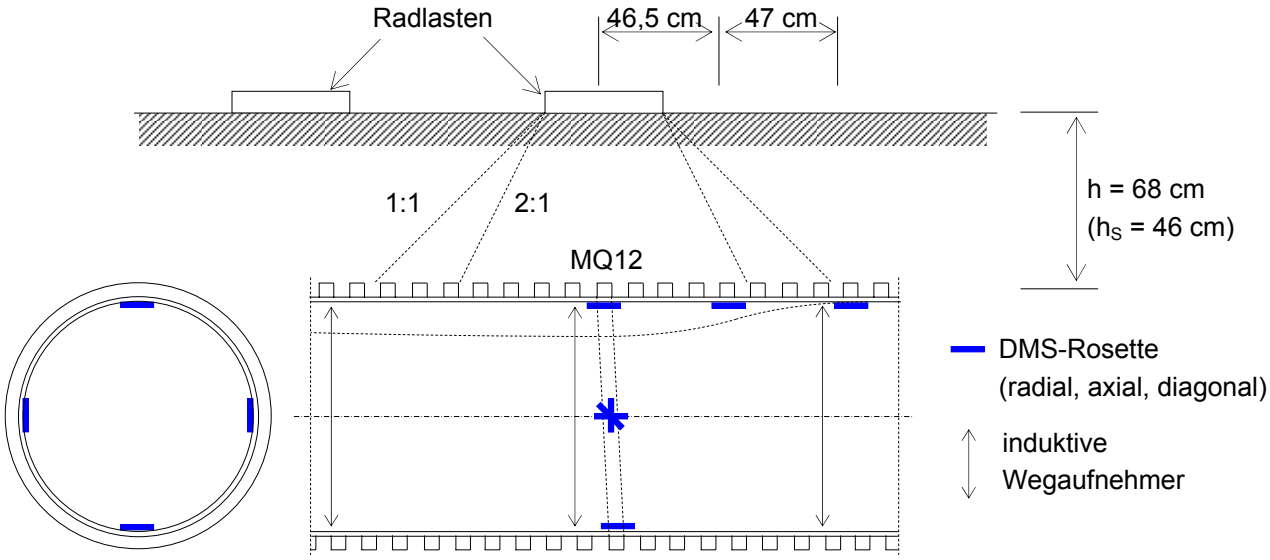


Bild 6-21 Lage der Dehnungsmessstreifen und Wegaufnehmer im PE-Rohr DN 700

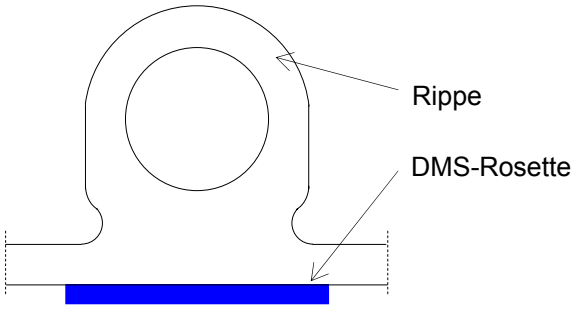


Bild 6-22 Lage der Dehnungsmessstreifen und Wegaufnehmer im Profil des PE-Rohrs

Bild 6-23 zeigt die Durchmesseränderungen der biegeweichen Rohre (duktiles Gussrohr und PE-Wickelrohr) bei normaler Laststellung nach DIN-Fachbericht 101 [V7]. Es sind die Rohrverformungen bei Fahrbahnbefestigungen der Bauklassen III und V nach RStO 01 [V8] aufgetragen.

Der Auswertung werden die Relativwerte der Messungen zugrunde gelegt, also die Differenz der Verschiebungen vor Versuchsbeginn und nach ca. 30 Minuten Belastung mit F_1 = 120 kN.

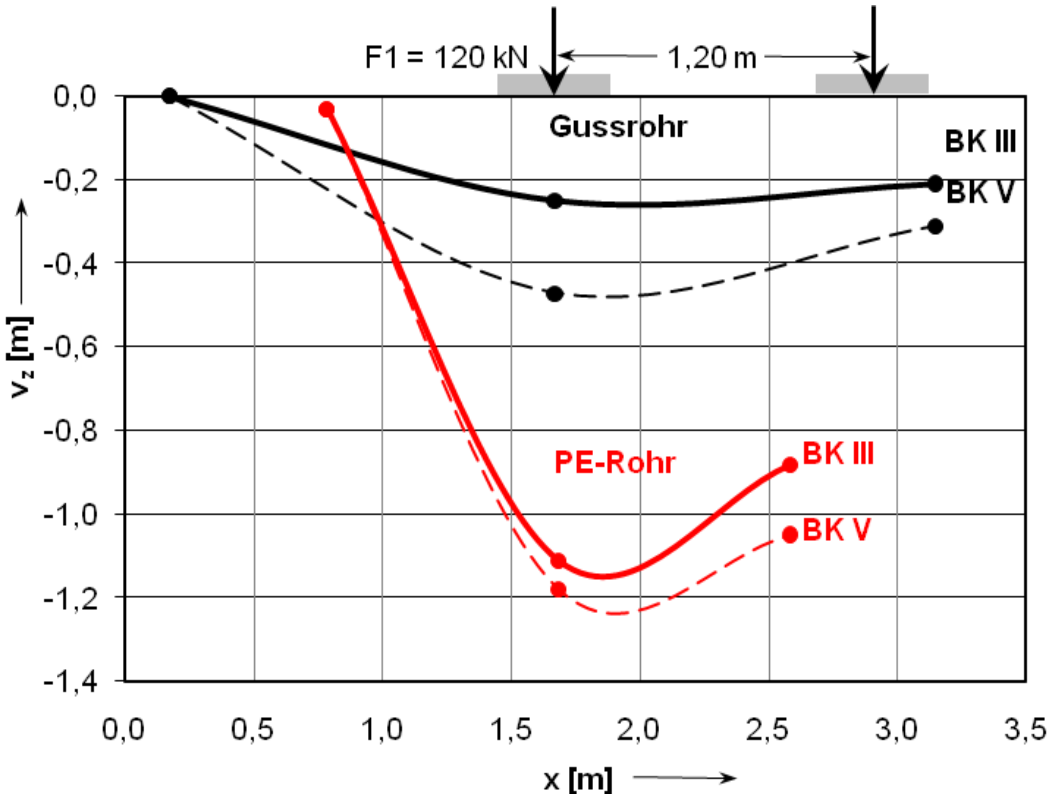


Bild 6-23 Verlauf der Rohrverformungen in Längsrichtung bei normaler Laststellung (NL), für Fahrbahnen der Bauklassen III und V, Markierung = Position der Wegaufnehmer (Rohranfang: x = 0, Rohrende: x = 3,55 m)

Die Verformungen des profilierten PE-Wickelrohres haben eine geringere Ausbreitung in Rohrlängsrichtung als die des duktilen Gussrohrs. Dies ist mit der Tragwirkung als orthotrope Schale zu erklären, die vorrangig in Umfangsrichtung erfolgt.

Zu Verformungen in Längsrichtung gehören jedoch Längsspannungen, die in rohrstatischen Berechnungen meist nicht behandelt werden.

In Bild 6-24 sind die Umfangs- und Längsspannungen im Scheitel des PE-Rohrs für die normale Laststellung (NL) unter der Radlast (e = 0), im Abstand von e = 0,465 m und e = 0,935 m aufgeführt. Es handelt sich hierbei um die Ergebnisse für den Versuch mit einem Fahrbahnoberbau der Bauklasse III nach [V8] und einem Fahrbahnoberbau der Bauklasse V nach [V8].

Die Längsspannungen im Abstand von e = 0,935 m von der Rohrmitte sind sehr groß und damit nicht plausibel. Diese Werte werden in der Auswertung nicht berücksichtig. In Bild 6-24 werden diese mit Null angegeben.

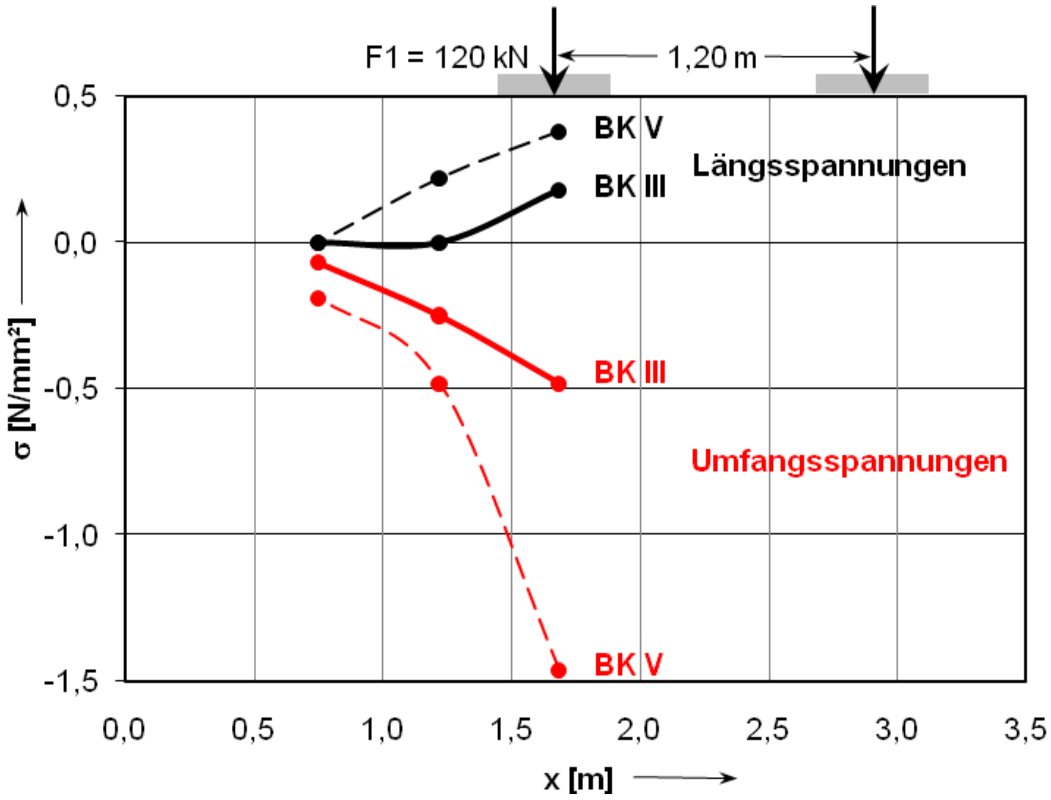


Bild 6-24 Verlauf der Umfangs- und Längsspannungen auf der Innenseite des PE-Rohrscheitels bei normaler Laststellung (NL) für Fahrbahnen der Bauklassen III und V, Markierung = Position der Dehnungsmessstreifen, (Rohranfang: x = 0, Rohrende: x = 3,55 m)

Aus Bild 6-24 ist zu entnehmen, dass entgegen der Erwartung auf der Innenseite Druckspannungen entstehen, der PE-Rohrquerschnitt also überdrückt wird. In Rohrlängsrichtung treten dagegen Zugspannungen auf. Die Umfangs- und Längsspannungen nehmen mit zunehmendem Abstand von der Radlast rasch ab. Bei den Spannungsverläufen des Versuchs mit einer Asphaltbefestigung der Bauklasse V nach [V8] ist zu erkennen, dass die Umfangsspannungen mit zunehmendem Abstand zur Radlast stärker abfallen als die Längsspannungen.

Beim Versuch mit einer Asphaltbefestigung der Bauklasse III nach RStO 01 [V8] beträgt der Unterschied der Umfangs- und Längsspannungen

$$100 - (100 / 0{,}48 \cdot 0{,}18) = 62{,}5\%. \qquad (6\text{-}8)$$

Dies verdeutlicht, dass neben den Umfangsspannungen bei flachen Überdeckungen auch Längsspannungen entstehen, die in rohrstatischen Berechnungen nicht vernachlässigt werden dürfen.

6.5.2 Berechnungmodell in Rohrlängsrichtung

Ein weiteres Ziel des Forschungsvorhabens ist die Entwicklung eines einfachen und kalibrierten Rechenmodells für die Tragwirkung in Längsrichtung. Sind Rohre z. B. durch Querrisse geschädigt, so ist eine Lastabtragung in Längsrichtung nicht mehr möglich, vgl. [15]. In solchen Fällen ist eine Erhöhung der Verkehrslasten angezeigt.

Im Folgenden wird zur Abschätzung der Längstragwirkung für die Rohre ein elastisch gebetteter Balken mit der Teilung 10 angenommen. Die Federsteifigkeit c des Bodens wird an die gemessenen Verformungen angepasst, sie beträgt damit ca. 3 kN/cm².

Aus der Scheitelbelastung der Rohre q_v = 95 kN/m² = 0,0095 kN/cm² bei einer Überdeckung von 0,4 m werden drei Knotenlasten des Balkenmodells wie folgt berechnet:

$$F = d_a \cdot L/10 \cdot q_v \qquad (6\text{-}9)$$

a) Betonrohr

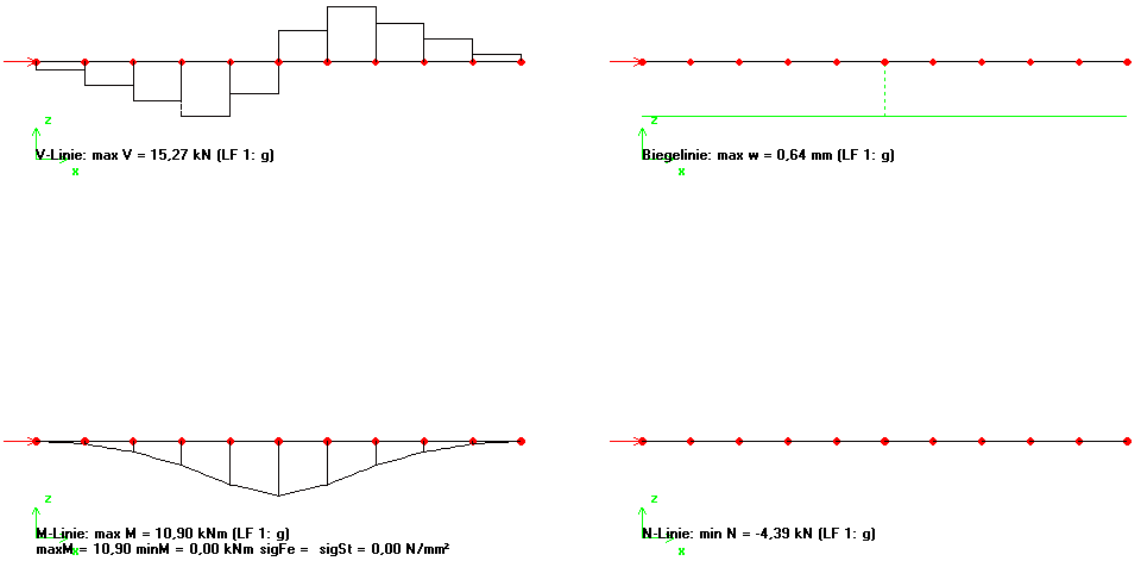


Bild 6-25 Querkräfte, Biegelinie, Biegemomente und Normalkräfte des elastisch gebetteten Betonrohres DN 700, L = 2,5 m, Ausgaben in kN und cm

Die Spannungen in Längsrichtung werden wie folgt ermittelt:

max M = 1090 kNcm, vgl. Bild 6-25

$$W = \pi / 32 \cdot (90^4 - 70^4) / 90 = 45.360 \text{ cm}^3 \qquad (6.10)$$

$$\sigma = M / W = \pm 1090 / 45.360 = \pm 0{,}024 \text{ kN/cm}^2 = \pm 0{,}24 \text{ N/mm}^2 \qquad (6\text{-}11)$$

b) Gussrohr

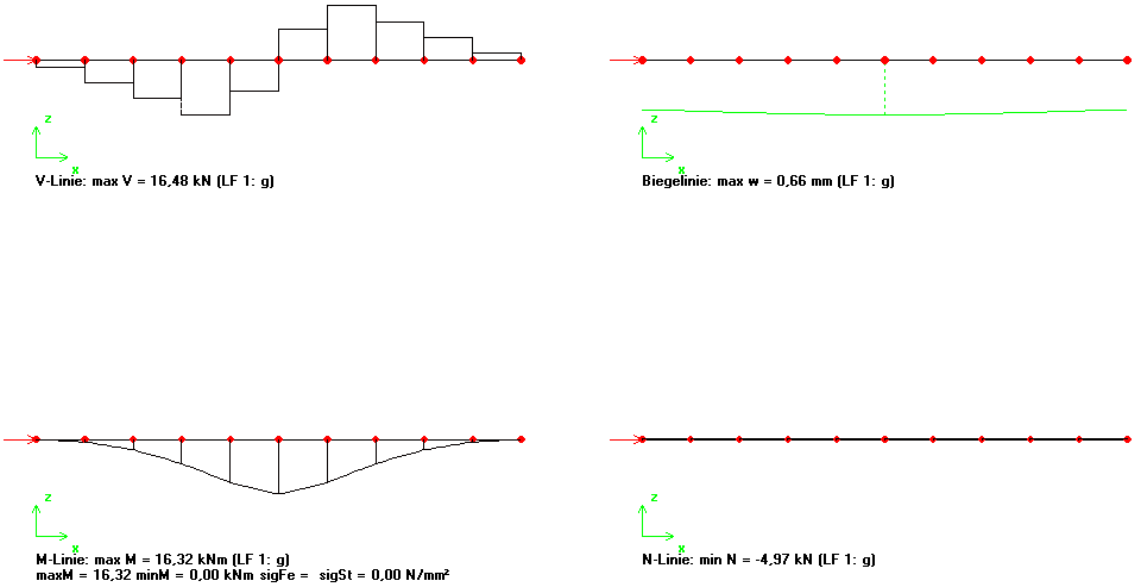


Bild 6-26 Querkräfte, Biegelinie, Biegemomente und Normalkräfte des elastisch gebetteten Rohres DN 700 aus duktilem Gusseisen, L = 3,5 m, Ausgaben in kN und cm

Die Spannungen in Längsrichtung des Gussrohres werden wie folgt ermittelt:

max M = 1632 kNcm, vgl. Bild 6-26

$$W = \pi / 32 \cdot (71{,}92^4 - 70^4) / 71{,}92 = 3.745 \text{ cm}^3 \qquad (6\text{-}10)$$

$$\sigma = M / W = \pm 1632 / 3.745 = \pm 0{,}436 \text{ kN/cm}^2 = \pm 4{,}36 \text{ N/mm}^2 \qquad (6\text{-}11)$$

c) PE-Wickelrohr

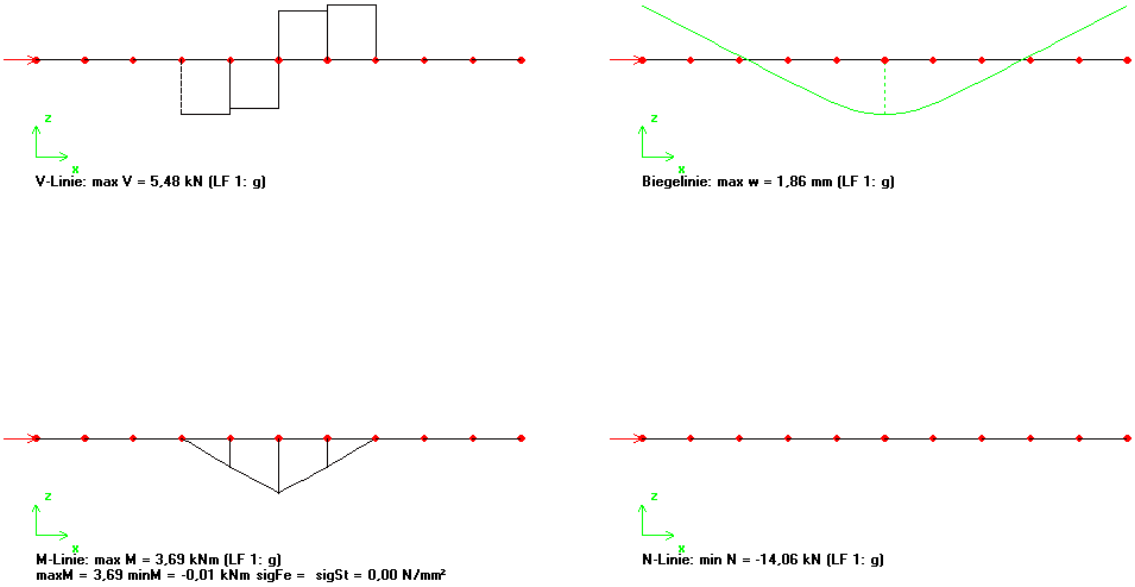


Bild 6-27 Querkräfte, Biegelinie, Biegemomente und Normalkräfte des elastisch gebetteten PE-Wickelrohres DN 700, L = 3,55 m, Ausgaben in kN und cm

Die Spannungen in Längsrichtung des PE-Wickelrohres werden wie folgt ermittelt:

Grundwanddicke s_1 = 4,5 mm, vgl. Anhang E

max M = 369 kNcm, vgl. Bild 6-27

$$W = \pi / 32 \cdot (70{,}9^4 - 70^4) / 70{,}9 = 1742 \text{ cm}^3 \quad (6\text{-}10)$$

$$\sigma = M / W = \pm 369 / 1742 = \pm 0{,}211 \text{ kN/cm}^2 = \pm 2{,}11 \text{ N/mm}^2 \quad (6\text{-}11)$$

Unter der Lastangriffstelle treten damit Druckspannungen in Umfangsrichtung und Zugspannungen in Rohrlängsrichtung auf. Dieser Fall entgegen gesetzter Spannungsvorzeichen ist beim Vergleichs-spannungsnachweis zu berücksichtigen.

Die gemessenen Spannungen sind höher als die des Berechnungsmodells. Dies ist damit zu begründen, dass zur Balkenbiegung noch Spannungen aus örtlicher Biegung des Rohrscheitels hinzu kommen.

Diese örtlichen Spannungen in Längsrichtung können mit Hilfe des dreidimensionalen FE-Modells ermittelt werden, vgl. Abschnitt 7.

6.6 Stoßartige Belastung

Ergänzend zu den Versuchen mit Laststellungen nach DIN Fachbericht 101 [V7] wurden im Großversuchsstand (GVS) Versuche mit stoßartiger Belastung durchgeführt. In der Praxis können stoßartige Belastungen z. B. durch Überfahren von Schlaglöchern, durch Unwucht oder Bremsen auftreten.

Mit Hilfe einer stoßartigen Belastung durch Abwurf einer Last im Großversuchsstand kann zudem die Reaktion einer biegeweiche PE-Rohrleitung im Vergleich zu starren Rohren durch Aufzeichnung der horizontalen und vertikalen Beschleunigungen an der Erdoberfläche getestet werden.

In den Bildern 6-28 bis 6-30 ist der Versuchsaufbau dargestellt. Während der Fallversuche werden die Verschiebungen im PE-Rohr aufgezeichnet. Mit Hilfe eines Messgerätes zur Beschleunigungsmessung wird die durch stoßartige Belastung erzeugte Schwinggeschwindigkeit und die Beschleunigung im Boden im Abstand von 3,9 m bis 4,3 m vom Ort der Belastung aufgezeichnet, vgl. Bild 6-30.

Bild 6-28 Versuchsaufbau für Versuche mit stoßartiger Belastung

Bild 6-29 Messaufnehmer für Schwinggeschwindigkeiten in x-, y- und z-Richtung

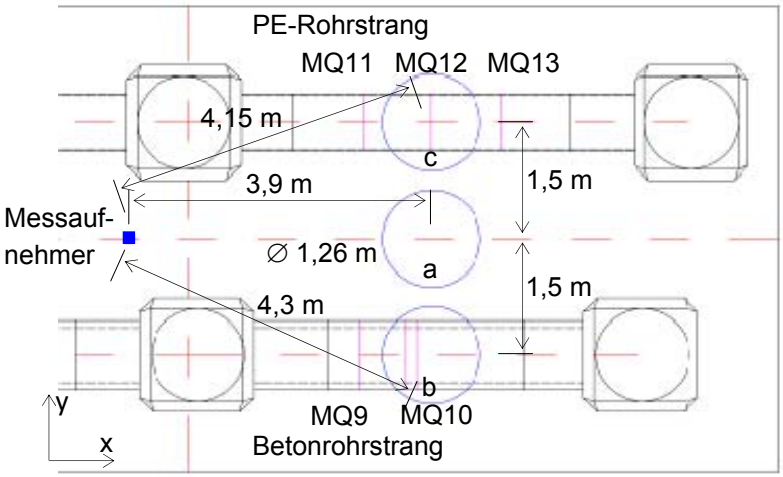


Bild 6-30 Lage der Abwurfstellen a – c und des Messaufnehmers im GVS

Mit dem Gewicht des Big Pack von 500 kg und dem Durchmesser des liegenden Big Packs von 1,26 m folgt die Flächenlast ohne Einfluss der Fallbeschleunigung

$$p = \frac{500 \cdot 10 / 1000}{1{,}26^2 / 4 \cdot \pi} = 4{,}0 \text{ kN/m}^2$$

Im Bild 6-31 ist exemplarisch für den Fallversuch über dem PE-Rohr und eine Fallhöhe von 2 m die Schwinggeschwindigkeit in x-Richtung dargestellt. Bild 6-32 zeigt die zugehörige Scheitelverschiebung des PE-Rohres.

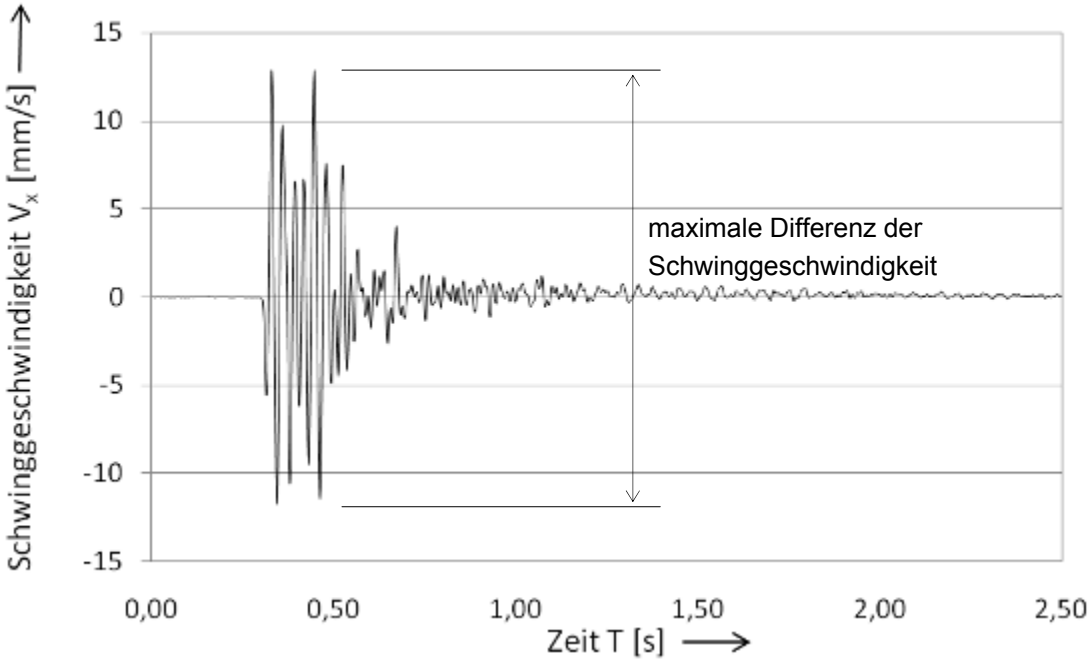


Bild 6-31: Horizontale Schwinggeschwindigkeit v_x in Rohrlängsrichtung beim Aufprall über dem PE-Rohr aus 2 m Fallhöhe

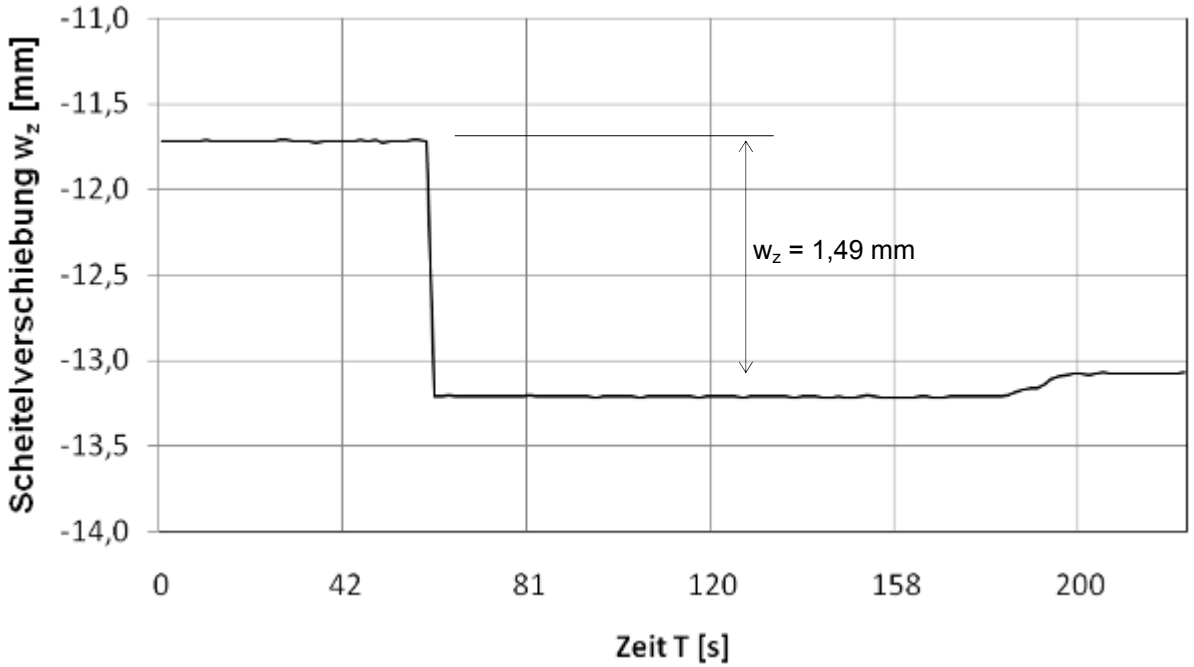


Bild 6-32: vertikale Verschiebung w_z des PE-Rohrscheitels beim Aufprall über dem PE-Rohr aus 2 m Fallhöhe

Aus Bild 6-31 geht hervor, dass die Schwingungen nach ca. 1 Sekunde abgeklungen sind. Die maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeit beträgt Δv_x = 24,6 mm/s. Mit dem Aufprall des Big Pack wird der Scheitel um w_z = 1,49 mm bleibend nach innen verschoben, vgl. Bild 6-32. Die Abnahme der Scheitelverschiebung um 0,13 mm nach rund 2 Minuten ist auf das Entfernen des Big Pack zurückzuführen.

Tabelle 6-26 Fallversuche, maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeiten Δv und der Beschleunigung a_x

Versuch	Abwurfstelle	Fallhöhe	maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeit			Beschleunigung
			x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung	x-Richtung
Nr.	-	h	Δv_x	Δv_y	Δv_z	a_x
-	-	m	mm/s	mm/s	mm/s	mm/s^2
1	a Boden	0,50	10,1	5,3	**9,4**	1360
	b Betonrohr		4,3	3,1	2,0	740
	c PE-Rohr		**11,7**	**6,2**	4,8	**1610**
2	a Boden	0,75	15,6	8,2	**10,3**	2150
	b Betonrohr		2,6	3,8	3,0	450
	c PE-Rohr		**18,9**	**8,9**	5,8	**2530**
3	a Boden	1,00	19,8	9,6	9,2	2130
	b Betonrohr		8,6	7,6	6,8	1290
	c PE-Rohr		**22,0**	**20,5**	**12,7**	**2270**

Versuch	Abwurfstelle	Fallhöhe	maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeit			Beschleunigung
			x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung	x-Richtung
Nr.	-	h	Δv_x	Δv_y	Δv_z	a_x
-	-	m	mm/s	mm/s	mm/s	mm/s^2
4	a Boden	2,00	18,4	11,7	19,0	2000
	b Betonrohr		16,4	11,9	11,0	2150
	c PE-Rohr		**24,6**	**28,7**	**28,3**	**2760**
5	a Boden	3,00	**26,8**	12,2	36,2	**3210**
	b Betonrohr		21,5	**28,6**	29,6	2800
	c PE-Rohr		26,5	28,0	**44,0**	2610

Nach Tabelle 6-26 treten die maximalen Differenzen der Schwinggeschwindigkeiten in der Regel über dem PE-Rohr auf. Bei den Versuchen mit einer Fallhöhe von 0,5 m und 0,75 m ist die Differenz der Schwinggeschwindigkeit beim Abwurf zwischen den Rohrleitungen am größten. Bei den Versuchen mit einer Fallhöhe von 3 m ist die maximale Schwinggeschwindigkeitsdifferenz in x-Richtung beim Abwurf zwischen den Rohrleitungen am größten, in y-Richtung beim Abwurf über dem Betonrohr und in z-Richtung beim Abwurf über dem PE-Rohr.

Die größte Beschleunigung wird bei den Fallhöhen von 0,5 m bis 2 m bei den Abwürfen des Big Pack über dem PE-Rohr gemessen. Bei einer Fallhöhe von 3 m wird die größte Beschleunigung beim Abwurf zwischen den Rohrleitungen gemessen. Bei dieser Fallhöhe ist die Beschleunigung beim Abwurf über dem PE-Rohr am geringsten.

Zusätzlich zu den Versuchen mit Fallgewichten wurde das Rohr-Bodensystem durch eine Handrüttelplatte in Schwingung versetzt, vgl. Bild 6-33.

Bild 6-33 Dynamische Belastung infolge Vibrationsverdichter

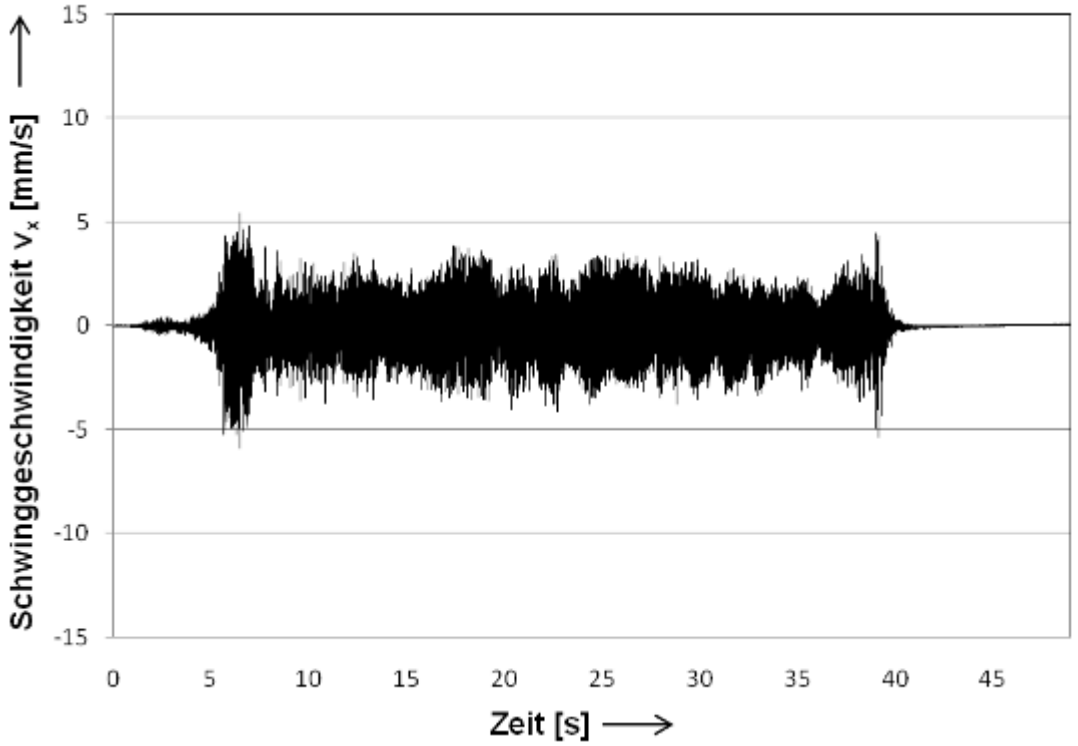


Bild 6-34 Horizontale Schwinggeschwindigkeit v_x in Rohrlängsrichtung bei Vibrationsverdichtung über dem PE-Rohr

In Bild 6-34 ist die Schwinggeschwindigkeit in Rohrlängsrichtung während des Versuchs mit einer Handrüttelplatte exemplarisch dargestellt. Die maximale Schwinggeschwindigkeitsdifferenz von 11,3 mm/s liegt größenordnungsmäßig im Bereich des Fallversuchs über dem PE-Rohr mit einer Fallhöhe von h = 0,5 m. Die Ergebnisse der weiteren Versuche und die Beschleunigung in Rohrlängsrichtung sind in Tabelle 6-27 zusammengefasst.

Tabelle 6-27 Versuche mit Vibrationsverdichter, maximale Differenz der Schwinggeschwindigkeiten Δv und Beschleunigung a_x

Belastungsstelle	maximale Schwinggeschwindigkeitsdifferenz			Beschleunigung
	x-Richtung	y-Richtung	z-Richtung	x-Richtung
-	Δv_x	Δv_y	Δv_z	a_x
-	mm/s	mm/s	mm/s	mm/s^2
a Boden	**13,4**	**10,4**	9,2	**1980**
b Betonrohr	7,3	5,3	3,5	1380
c PE-Rohr	11,3	9,5	**10,0**	1740

Nach Tabelle 6-27 wurde die größte Schwinggeschwindigkeitsdifferenz und die größte Beschleunigung beim Versuch über zwischen den Rohrsträngen gemessen wurde. Die größte Schwinggeschwindigkeitsdifferenz in z-Richtung entstand während des Versuchs über dem PE-Rohr. Alle ge-

messenen Größen sind mit den Ergebnissen der Fallversuche mit einer Fallhöhe von h = 0,5 m vergleichbar.

Die Ergebnisse der Schwingungs- und Beschleunigungsmessungen wurden mit Veröffentlichungen über ähnliche Untersuchungen verglichen. In Tabelle 6-28 sind die Messergebnisse zusammengefasst.

Tabelle 6-28 Vergleich von dynamischen Versuchen

Quelle	Belastung	Schwinggeschwindigkeit	Frequenz	Beschleunigung
MIBAK, vgl. Tabelle 6-26	5 kN (4 kN/m^2)	3 – 44 mm/s abhängig von Fallhöhe und Richtung	stoßartige Belastung	450 bis 3210 mm/s^2 abhängig von Fallhöhe und -richtung
Göbel [29]	94,5 kN/m^2	16 – 32 mm/s z-Richtung	7 Hz - 40 Hz	nicht gemessen
Baessler, Ruecker [22]	10 kN	nicht gemessen	30 Hz / 80 Hz	10.000 mm/s^2 bis 40.000 mm/s^2
Hu, Gartung, Prühs, Müllner [25]	50 – 60 kN/m^2	nicht gemessen	25 Hz – 35 Hz	6 bis 60 mm/s^2 abhängig von der Belastungsstufe

Da die Eingangsparameter der Versuche sehr unterschiedlich sind, werden auch bei den Versuchen deutlich abweichende Beschleunigungen gemessen.

6.7 Belastung geschädigter Rohre

6.7.1 Allgemeines

Auf der Basis einer Befragung von Kanalnetzbetreibern aus Nordrhein-Westfalen und von Projekten der Autoren werden im nächsten Abschnitt typische Schadensbilder bei Rohren und Sammlern mit geringer Überdeckung vorgestellt.

Die auftretenden Lasten und örtlichen Randbedingungen insbesondere bezüglich hoher Verkehrsbelastungen werden - soweit bekannt - zusammengestellt. Fehlende Angaben z. B. zur Rohrwanddicke müssen sinnvoll geschätzt werden. Die spezifische Schadensarten, -ursachen und -mechanismen sind z. B. für die Beurteilung der Reststandsicherheit von geschädigten Kanälen sowie für die Planung von Sanierungsmaßnahmen von hoher Bedeutung.

Findet eine Sanierung bei flach überdeckten Rohren und hohen Verkehrslasten statt, so geben die Versuche im Großversuchsstand auch Hinweise auf die Lastansätze, die bei der Sanierung anzuwenden sind.

Ferner wird das unterschiedliche Verhalten von biegesteifen und biegeweichen Rohren in oberflächennaher Lage beschrieben.

6.7.2 Beispiele für schadhafte Kanäle mit geringen Überdeckungen

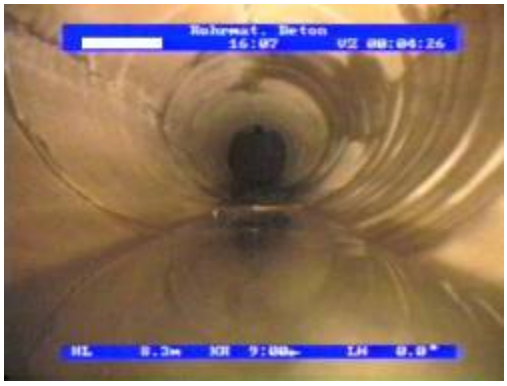
Schadensfall Nr. 1

Geometrie: Kreisprofil DN 800
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 75 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,50 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt

Schäden aus Verkehr:
- Längsrisse im Kämpfer

sonstige Schäden:
- Korrosion

Schadensfall Nr. 2



Geometrie: Kreisprofil DN 800
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 75 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 1,30 m
Verkehrslast: Eisenbahnverkehr UIC 71
Oberfläche: Schotter

Schäden aus Verkehr:
- Längsrisse über gesamte Länge der Haltung
- Verformung ca. 10 %

sonstige Schäden:

Schadensfall Nr. 3

Geometrie: Kreisprofil DN 125
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 22 mm
Altrohrzustand: II
Überdeckung: min h = 0,20 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt

Schäden aus Verkehr
- Längsriss im Scheitel
- zum Teil Scherbenbildung

sonstige Schäden:

Schadensfall Nr. 4

Geometrie: Eiprofil B/H = 500/750
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 70 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 1,10 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt

Schäden aus Verkehr:
- ausgeprägte Längsrisse im Kämpfer
- Verformung (nach Innen)
- Fehlstellen

sonstige Schäden:
- Korrosion

Schadensfall Nr. 5

Geometrie: Kreisprofil DN 300
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 40 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,75 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt

Schäden aus Verkehr:

sonstige Schäden:
- starke Betonkorrosion
- Fehlstellen
  → Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen

Schadensfall Nr. 6

Geometrie: Eiprofil B/H = 800/1200
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 122 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 1,70 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt

Schäden aus Verkehr:
- Längsriss im Scheitel
- Längsrisse in den Kämpfern

sonstige Schäden:
- Sohlkorrosion
  → Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen

Schadensfall Nr. 7

Geometrie: Eiprofil B/H = 1200/1500
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 120 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,90 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: Pflaster

Schäden aus Verkehr:
- Längsriss im Scheitel
- Längsrisse in den Kämpfern

sonstige Schäden:
- Fehlstellen und Abplatzungen
  → Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen

Schadensfall Nr. 8

Geometrie: Maulprofil 1320/880 mm
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: ?
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 1,55 m
Verkehrslast: UIC 71
Straßenoberbau: -

Schäden aus Verkehr:
- Risse

sonstige Schäden:
- geringe Betonqualität

Schadensfall Nr. 9

Geometrie: Kreisprofil DN 400
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 40 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,80 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: unbekannt

Schäden aus Verkehr:
- Scherbenbildung
- Fehlstelle

sonstige Schäden:

Schadensfall Nr. 10

Geometrie: Kreisprofil DN 480
Rohrwerkstoff: PVC
Wanddicke: 12 mm (Annahme)
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 2,1 m
Verkehrslast: keine
Straßenoberbau: -

Schäden aus Verkehr:
- Verformungen
- örtliche plastische Verformung
- Scherbenbildung

sonstige Schäden:

Schadensfall Nr. 11

Geometrie: Kreisprofil
Rohrwerkstoff: PE profiliert DN 700
Wanddicke: h_p = 36,5 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 1,38 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: -

Schäden aus Verkehr:
- Verformungen mit Querschnittsreduzierung
- Lageabweichungen / Ausbiegungen Sohle

sonstige Schäden:
-

Im Folgenden soll der **Schadensfall Nr. 1** exemplarisch nach Arbeitsblatt A 127 nachgerechnet werden. Bei geringen Überdeckungen (A 127: h < 1,5 m) ist die Betriebsfestigkeit zu berücksichtigen, da die Verkehrslast mehr Einfluss hat. Seitendruck aus Verkehr und Fahrbahnoberfläche.

Berechnungsannahmen und -voraussetzungen

Rohr

Geometrie	Kreisquerschnitt DN 800
Wanddicke	s = 75 mm (Annahme)
Außendurchmesser	d_a = 950 mm
Werkstoff	Beton
E-Modul (Beton)	E = 30.000 N/mm²
Wichte	γ_R = 24,0 kN/m³

Boden

anstehender Boden	keine Angaben vorhanden, gew.: Bodengruppe G3, D_{Pr} = 90 % → E_3 = 2 N/mm²
Verfüllung der Leitungszone	Lehm, Sand Bodengruppe G2, D_{Pr} = 90 % → $E_{2,0}$ = 3 N/mm²
Überschüttung über Rohrscheitel	keine Angaben vorhanden, gew.: Bodengruppe G3, D_{Pr} = 90 % → E_1 = 2 N/mm²

Boden unter dem Rohr	$E_4 = 10 \cdot E_1 = 20$ N/mm², bei Böden (Lockergestein) wird $E_4 = 10 \cdot E_1$ angenommen, vgl. ATV-A 127, Abschnitt 6.2.2
Erdruckverhältnis	$K_2 = 0{,}5$ vgl. A 127, Tabelle 9

Einbaubedingungen

minimale Überdeckungshöhe über Scheitel	h = 0,5 m
Grabenbreite in Scheitelhöhe	$b = d_a + 0{,}85$, vgl. EN 1610 $b = 0{,}95 + 0{,}85 + 2 \cdot 0{,}1 = 2{,}0$ m gew. b = 2,0 m
Böschungswinkel	gew. $\beta = 90°$
Überschüttungs-/ Einbettungsbedingung	keine Angaben, gew. A2 / B2
Auflagerwinkel	keine Angabe, gew. $2\alpha = 90°$

Lastannahmen

Straßenverkehrslast	SLW 60

Ein Seitendruck aus Verkehr darf nicht angesetzt werden.

Grundwasser	nicht vorhanden.
Wasserfüllung, Wichte	$\gamma_W = 10$ kN/m³

Statische Berechnung nach ATV-A 127

Spannungsnachweis

Die Berechnungen werden mit einem EDV-Programm nach ATV-A 127 durchgeführt. Die Ergebnisse sind der Tabelle 6-29 zu entnehmen.

Tabelle 6-29 Nachweise für das Rohr DN 800

Nennweite	Wanddicke	Erdüberdeckung	Spannungs-nachweis
DN	s	h	γ
mm	mm	m	-
800	75	0,5	**0,86 < 2,2**

Der Spannungsnachweis wird nicht eingehalten.

Nachweis der Schwingbreite (Betriebsfestigkeitsnachweis)

Auf die nach ATV-A 127 [V1], Abschnitt 9.7.4 mögliche Erhöhung von h um 0,3 m wird im vorliegenden Fall verzichtet, da die Überdeckungshöhe sehr gering ist und die Gefahr einer „Lastbrücke“ besteht.

Für den Nachweis der Schwingbreite darf die Belastung aus Verkehr dyn p_V mit dem Faktor α_V abgemindert werden, vgl. ATV-A 127, Tabelle 14.

$$\text{dyn } p_v = \alpha_v \cdot \varphi \cdot p$$

$$\text{dyn } p_v = 0{,}5 \cdot 1{,}2 \cdot 77{,}3 = 46{,}4 \text{ kN/m}^2$$

Schnittgrößen: $N_{qv} = n_{qv} \cdot \text{dyn } p_V \cdot r_m$

$M_{qv} = m_{qv} \cdot \text{dyn } p_v \cdot r_m^2$

mit: n_{qv} = Normalkraftbeiwert nach ATV-A 127, Anhang 1, Tabelle 3

m_{qv} = Biegemomentenbeiwert nach ATV-A 127, Anhang 1, Tabelle 3

r_m = 0,4375 m

Tabelle 6-30 Schnittgrößen für den Nachweis der Schwingbreite der Betonrohre

	Scheitel	Kämpfer	Sohle	Einheit
M_{qv}	2443,95	-2488,55	2800,73	Nmm/mm
N_{qv}	1,08	-20,39	-1,08	N/mm

Der dynamische Spannungsanteil folgt mit:

$$\text{dyn } \sigma_{pV,i} = \frac{N_{qv}}{A} + \frac{M_{qv}}{W} \cdot \alpha_{K,i} \qquad \text{mit } \alpha_{K,i} = 1 + \frac{s}{3 \cdot r_m} = 1{,}06$$

$$\text{dyn } \sigma_{pV,a} = \frac{N_{qv}}{A} - \frac{M_{qv}}{W} \cdot \alpha_{K,a} \qquad \text{mit } \alpha_{K,a} = 1 - \frac{s}{3 \cdot r_m} = 0{,}94$$

A = 75 mm²/mm und W = 938 mm³/ mm

Tabelle 31 Dynamischer Spannungsanteil

	Scheitel	Kämpfer	Sohle	Einheit
dyn $\sigma_{pV,i}$	2,77	-3,08	3,14	N/mm²
dyn $\sigma_{pV,a}$	-2,44	2,23	-2,83	N/mm²

$$\frac{2\sigma_A}{\text{dyn } \sigma_{pv}} > \gamma$$

mit: γ = 1,0 vgl. A 127, Gl. 9.24

$2\sigma_A$ = 2,4 N/mm² vgl. A 127, Tab. 3

Tabelle 6-32 Sicherheitsbeiwerte

	Scheitel	Kämpfer	Sohle
γ	**0,87**	1,08	**0,76**
erf γ	**< 1,0**	> 1,0	**< 1,0**

Der Nachweis der Schwingbreite wird nicht eingehalten.

Im Folgenden werden die Schadensfälle 1 bis 11 tabellarisch nachgewiesen. Bei den meisten Fällen ist eine Unterschreitung der erforderlichen Sicherheiten nachvollziehbar.

Tabelle 6-33 Nachrechnung von Schadensfällen - Eingaben

Fall	Werkstoff	Profil	Nennweite	Wanddicke	Außen-durch-messer	Über-deckung	Verhältnis	Verkehrslast	Graben-breite	Boden-gruppen Grabenzone 3/2/1	Einbettungs-Überschüt-tungsbeding.
Nr.			DN, B/H	s	d_a	min h	h/d_a		b	BG	B/A
-			mm	mm	mm	m	-		m		
1	Beton	K	800	75	950	0,50	0,63	SLW 60	2,00	3/2/3	2/2
2	Beton	K	800	75	950	1,30	1,37	UIC 71	2,00	3/3/3	2/2
3	Beton	K	125	22	169	0,20	1,18	SLW 60	2,00	3/3/3	2/2
4	Beton	Ei	500/750	64	628	1,10	1,75	SLW 60	1,60	3/2/3	2/2
5	Beton	K	300	40	380	0,75	1,97	SLW 60	1,10	3/2/3	2/2
6	Beton	Ei	800/ 1200	94	988	1,70	1,72	SLW 60	2,10	3/2/3	2/2
7	Beton	Ei	1200/1500	140	1480	0,90	0,61	SLW 60	2,70	3/2/3	2/2
8	Beton	Maul	1320/880	?	?	1,55	?	UIC 71			
9	Beton	K	400	40	480	0,80	1,67	SLW 60			
10	PVC	K	480	12	504	1,69	3,35	-			
11	PE	K	700	h_p =	773	1,38	1,79	SLW 60	1,8	4/3-4/4	2/2

Hinweise: Schätzungen für Wanddicke, Grabenbreite und Einbaubedingungen A/B

Tabelle 6-34 Nachrechnung von Schadensfällen - Ergebnisse (Auswahl)

Fall	Werkstoff	Nennweite	Auflagerwinkel	Relative Ausla-dung	Konz. faktor	Schäden	Spannungen	Seitendruck aus Verkehr	Straßenoberbau berücksichtigt	Schwingbreite
		DN,	2α	a	$\lambda_{R(G)}$		σ_R/σ	σ_R/σ	σ_R/σ	$2\sigma_A$ / dyn
-		mm	°	-	-	-	-	-	-	-
1	Beton	800	90	1	1,05	Längsrisse im Kämpfer	**0,86**	**0,86**	k.A.	**0,76**
2	Beton	800	90	1	1,22	Längsrisse,	**0,61**	**0,95**	k.A.	**0,30**
3	Beton	125	90	1	1,31	Längsrisse im Scheitel,	**0,78**	**1,88**	k.A.	**0,61**
4	Beton	500/	90	1,46	1,25	Längsrisse im Kämpfer,	2,21	6,13	k.A.	2,30
5	Beton	300	90	1	1,20	Keine	**1,85**	2,83	k.A.	1,67
6	Beton	800/	90	1,46	1,21	Längsrisse im Scheitel und	**1,93**	3,40	k.A.	2,90
7	Beton	1200/	90	1,20	1,06	Längsrisse im Scheitel und	**1,16**	**1,16**	**1,00**	**0,16**
8	Beton	1320/					k.A.			
9	Beton	400		1			k.A.			
10	PVC	480		1		Verformungen 12%, Scher-	k.A.			
11	PE	700	120	1	1,05/0,9	Verformungen 15%	1,65 < 2,5			

Hinweis: Schätzung für den Auflagerwinkel

6.7.3 Beispiele für schadhafte Sammler mit geringen Überdeckungen

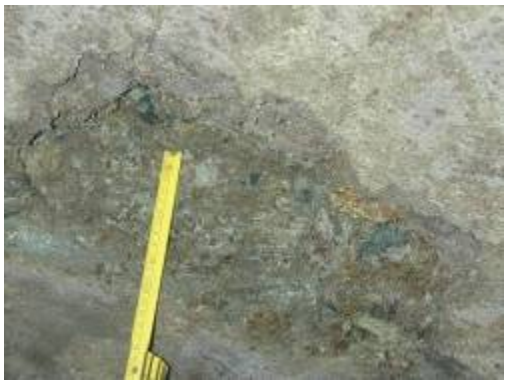
Schadensfall Nr. S1

Geometrie: Kreisprofil DN 800
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicke: 100 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 1,0 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: Pflaster

Schäden aus Verkehr:
- Längsriss im Scheitel
- Längsriss in der Sohle
- Längsriss auf einer Seite im Kämpfer

sonstige Schäden:
- Fehlstellen
  → Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen

Schadensfall Nr. S2



Geometrie: Maulprofil B/H = 2750/1800
Rohrwerkstoff: Beton
Wanddicken: Scheitel: 250 mm
Kämpfer: 500 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,5 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: Asphalt

Schäden aus Verkehr:
- Längsrisse vor allem im Kämpfer
- vereinzelt Längsrisse im Scheitel, Querrisse und Scherbenbildung

sonstige Schäden:
- Fehlstellen
- Abplatzungen an der Betonoberfläche
  → Schwächung des Querschnitts führt zu Gefährdung der Standsicherheit bei hohen Belastungen

Schadensfall Nr. S3

Geometrie: Eiprofil B/H = 1700/2000
Rohrwerkstoff: Mauerwerk
Wanddicke: 250 mm
Altrohrzustand: III
Überdeckung: min h = 0,77 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: nicht bekannt

Schäden aus Verkehr:
- Querrisse

sonstige Schäden:
- Inkrustation

Schadensfall Nr. S4

Geometrie: Eiprofil B/H = 1600/1500
Rohrwerkstoff: Mauerwerk
Wanddicken: Scheitel: 190 mm
Kämpfer: 240 mm
Altrohrzustand: II
Überdeckung: min h = 1,90 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: Asphalt

Schäden aus Verkehr:
- Querrisse

sonstige Schäden:
- Inkrustation
- Fugenauswaschungen

Schadensfall Nr. S5

Geometrie: Maulprofil B/H = 1800/1150
Rohrwerkstoff: Mauerwerk
Wanddicke: 380 mm
Altrohrzustand: II
Überdeckung: min h = 0,80 m
Verkehrslast: SLW 60
Straßenoberbau: Asphaltdecke

Schäden aus Verkehr:
- Längsriss im Scheitel und im Gerinne
- Verformung im Bereich der Berme
- Querrisse

sonstige Schäden:
- Auswaschung von Fugen
- gelöste Klinker

Für die Sammlerschäden ist keine Nachrechnung durchgeführt worden. Die Standsicherheit von gemauerten Sammlern mit Scheitelrissen und Verformungen können mit dem durch Versuche kalibrierten Verfahren in [21] nachgewiesen werden. Für Betonsammler ist ein ähnliches Verfahren, bei dem die Zugfestigkeit des Querschnitts gleich Null gesetzt wird (Zustand II) bereits mehrfach angewendet worden.

Aus den Nachrechnungen in Tab. 6-33 und 6-34 ergeben sich Fälle mit

1. $\gamma \geq \text{erf}\,\gamma$, also mit ausreichender Sicherheit,
2. $1 < \gamma < \text{erf}\,\gamma$, also mit rechnerischer Standsicherheit, aber Unterschreitung und
3. $\gamma \leq 1$, also mit rechnerischem Versagen der Rohrleitung.

Aufgrund der Notwendigkeit gewisser Annahmen ist zwar eine gewisse Zurückhaltung angebracht, es fällt jedoch dennoch auf, dass die meisten (Schadens-)Fälle rechnerisch keine ausreichende Standsicherheit aufweisen.

Maßnahmen zur Verbesserung der Standsicherheit bei flachen Überdeckungen sind neben einer realitätsnahen statischen Berechnung z. B. die Verwendung geeigneter Bodenmaterialien, eine gute überprüfte Verdichtung der Rohrbettung und der Seitenverfüllung und ein schadensfreier Straßenoberbau.

7 Kalibrierung von Rechenmodellen

7.1 Lastverteilungsmodell

Alle Berechnungsmodelle mit Ausnahme von Kontinuumsmodellen (z. B. Finite Element Modelle) benötigen Annahmen zur vertikalen Scheitelbelastung q_v, zum horizontaler Erddruck q_h und ggf. zum horizontalen Bettungsreaktionsdruck q_h* an der Rohroberfläche.

Diese Größen können anhand von Lastverteilungsmodellen ermittelt werden. Üblich sind hierfür z. B. die folgenden Modelle:

A Lastausbreitung mit angenommenem (bodenmechanisch begründetem) Winkel

B Verteilung nach Boussinesq

C Finite Element Modelle, vgl. Abschnitt 7.2

Für die praktische Berechnung von Rohrleitungen hat das **Modell A** eine Reihe von Vorteilen, die im Folgenden zusammengestellt werden:

- Es können Fahrbahnbefestigungen aus verschiedenen Baustoffen und verschiedenen Bauklassen berücksichtigt werden. Ohne besonderen Nachweis wird eine Fahrbahndicke von 20 cm empfohlen.
- Die Steigung der Lastausbreitung in der Fahrbahn kann getrennt von der Steigung im Boden z. B. mit 1:1 gewählt werden (Parameter st_F).
- Bei Bauzuständen und Überfahrungen ohne lastverteilende Stahlplatte wird die Fahrbahndicke gleich Null gesetzt. Kommt eine Stahlplatte zum Einsatz, so lässt sich ihr Einfluss analog zu den Versuchen mit einer und zwei Stahlplatten berücksichtigen.
- Die Lastausbreitung im Boden (in der Regel 2:1) kann angepasst werden (vgl. hierzu die Eisenbahnlasten nach DIN-Fachbericht 101, die mit der Steigung 4:1 berechnet werden).
- Überlappende Bereiche der Lastausstrahlung können auf einfache Weise berechnet werden. Während bei flachen Überdeckungen nur ein oder zwei Räder maßgebend werden, sind in größeren Tiefen die sechs Räder beider Fahrzeuge zu berücksichtigen.
- Die mittragende Länge der Rohrleitung kann getrennt von der Steigung im Boden z. B. mit 1:1,5 gewählt werden (Parameter st_R).
- Es kann die Unterbrechung der mittragenden Länge der Rohrleitung z. B. durch eine Muffe einbezogen werden.
- Bei Schäden in der Rohrleitung in Form von Querrissen oder Scherbenbildung wird dies durch Verzicht auf die mittragende Länge berücksichtigt.
- Die Scheitellasten aus Sonderfahrzeugen (z. B. Busse oder Baufahrzeuge) können mit demselben Berechnungsverfahren ermittelt werden, es müssen lediglich die Parameter Radaufstandsfläche (a_x, a_y) und die Radabstände (e_x, e_y) angepasst werden.
- Eine geschädigte Fahrbahn kann z. B. durch Reduktion der Fahrbahndicke (Parameter h_F) berücksichtigt werden.
- Besonderheiten bei einer Versuchsauswertung können durch das Modell erfasst werden.

Die Lastverteilungsmodelle zur Auswertung der Versuche mit den Laststellungen NL und ELL sind in den Bildern 7-1 und 7-2 dargestellt.

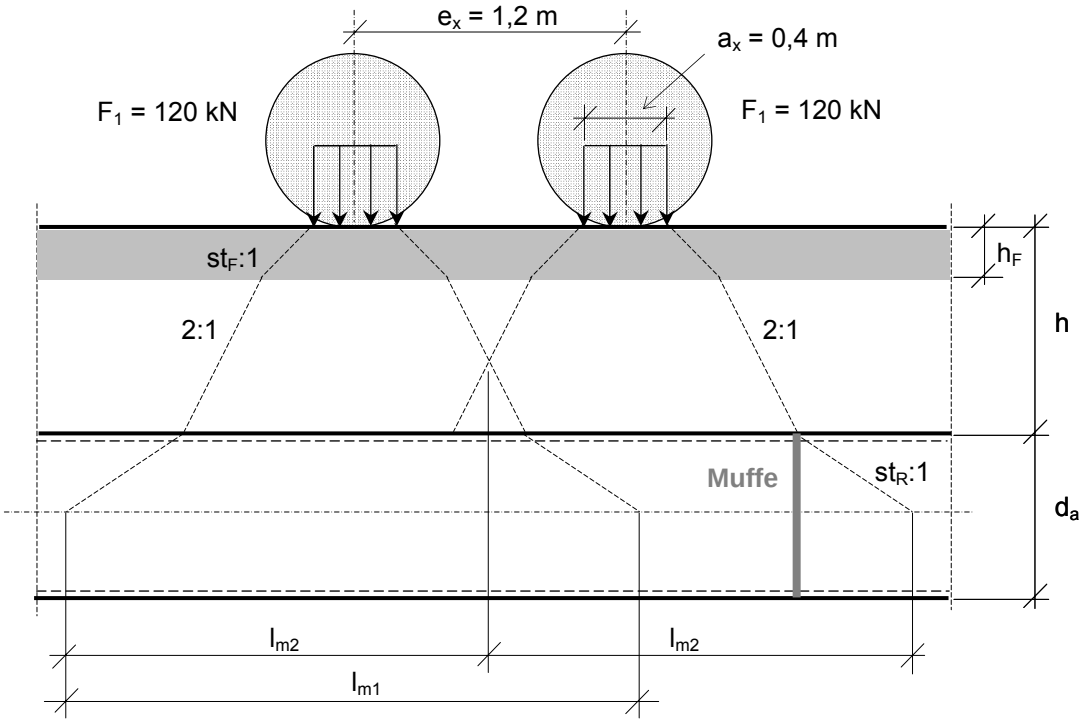


Bild 7-1 Lastverteilung in Rohrlängsrichtung, Modell A (maßstäblich für h = 0,88 m, h_F = 0,22 m)

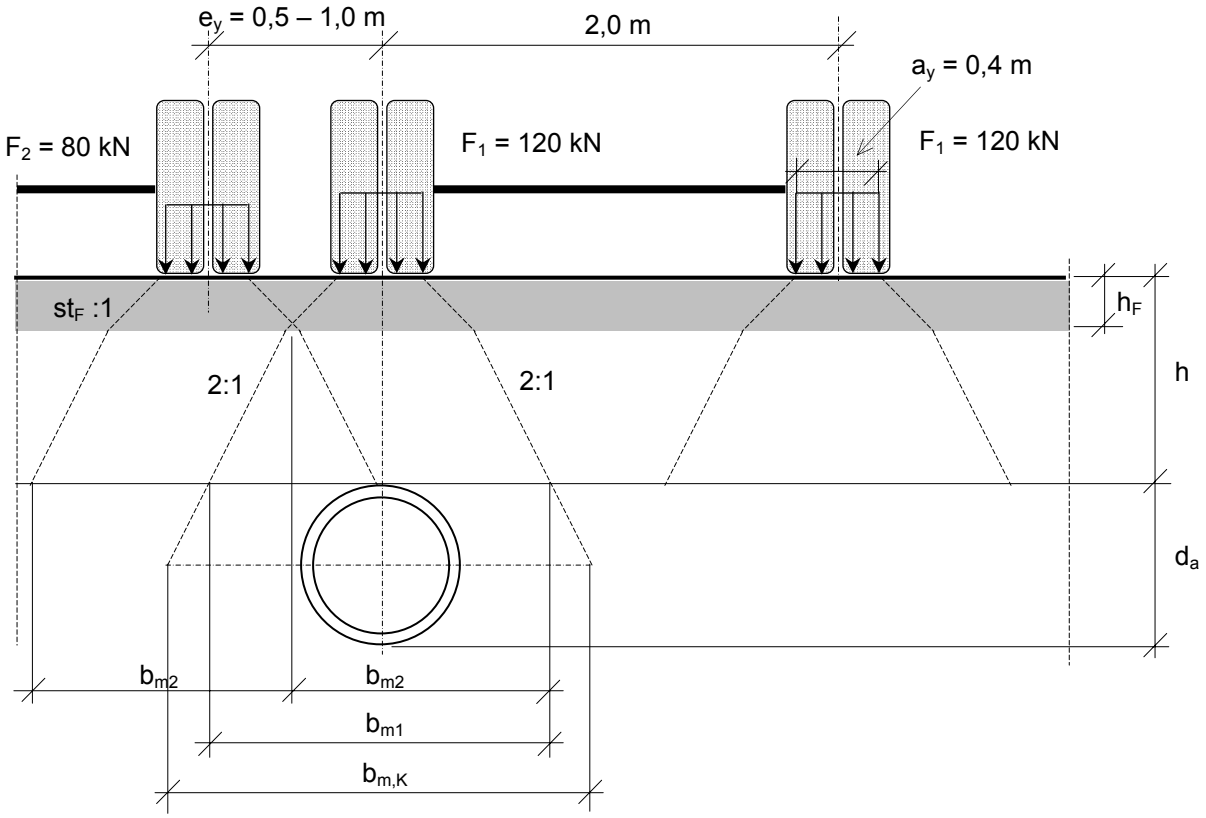


Bild 7-2 Lastverteilung quer zur Rohrleitung mit Begegnungsverkehr, Modell A

Die Ermittlung der konzentrierten Flächenlast p_K erfolgt mit den folgenden Annahmen zur Lastverteilung:

- in der Fahrbahn die Steigung 1:st_F (1:1),
- im Boden die Steigung 2:1,
- im Rohr in Längsrichtung die Steigung 1:st_R (1:1,5).

Zur Beschreibung der Randbedingungen für das vorliegende Forschungsprojekt „Mindestüberdeckung“ sind weitere Festlegungen erforderlich:

Rohre *ohne* Muffe im Bereich der Lastverteilung
Radaufstandsfläche: $a_x = a_y = 0{,}4$ m
Längsrichtung: $e_x = 1{,}2$ m
Querrichtung: normale Laststellung (NL) $e_y = 1$ m
enge Laststellung (ELL) $e_y = 0{,}7$ m
Radlasten $F_1 = F_2 = 120$ kN (DIN-Fachbericht 101: $F_2 = 80$ kN)
$h_F = 0{,}22$ m (BK III) und 0,14 m (BK V)
Lastverteilung in der Fahrbahn 1:1 ($st_F = 1$)
Lastverteilung im Boden 2:1
Lastverteilung in Rohrlängsrichtung 1,5:1 ($st_R = 2/3$)

Aus Bild 7-1 folgt die mittragende Länge

$$l_{m1} = b_{m1} + 2 \cdot st_R \cdot d_m / 2 \tag{7-1a}$$

$$l_{m2} = (e_x + b_{m1}) / 2 \tag{7-1b}$$

$$l_m = \min (l_{m1}, l_{m2}) \tag{7-1c}$$

und aus Bild 7-2 die mittragende Breite

$$b_{m1} = a_y + 2 \cdot st_F \cdot h_F + (h - h_F) \tag{7-2a}$$

$$b_{m2} = (e_y + b_{m1}) / 2 \tag{7-2b}$$

$$b_m = \min (b_{m1}, b_{m2}) \tag{7-2c}$$

(falls $b_m < d_a$: Lasterhöhung der Scheitelteilbelastung)

Damit folgt die konzentrierte Flächenlast:

$$p_K = F_1 /(b_m \cdot l_m) \tag{7-3}$$

Mit den Gleichungen (7-1 bis 7-3) werden maximal vier Radlasten (je zwei der Fahrstreifen 1 und 2) berücksichtigt. Im Fahrstreifen 2 ist eine kleinere Radlast $F_2 = 80$ kN vorgesehen – auf der sicheren Seite wird auch hier $F_1 = 120$ kN angenommen, vgl. Bild 7-2 und Gl. (7-3). Bei den hier nicht betrachteten größeren Überdeckungen sind beide Doppelachsen mit insgesamt acht Radlasten in die Gleichung (7-3) einzubeziehen.

Die Gleichungen (7-1 bis 7-3) lassen sich leicht programmieren. Die Oberfläche des für das Forschungsprojekt entwickelten Programms ist in Bild 7-3a,b wiedergegeben.

Mit den Auswahlmöglichkeit „DIN-FB 101 (mit Muffe)“ oder „Versuch (ohne Muffe)“ wird berücksichtigt, dass beim Versuch eine günstigere mittragende Wirkung der Rohre in Längsrichtung erzielt wurde als im Praxisfall, da die Rohre u. a. aus Platzgründen über der halben Länge belastet wurden. Dadurch wird die Lastverteilung unter dem Winkel 1:1,5 in Rohrlängsrichtung nicht durch Muffen unterbrochen, vgl. Bild 7-1.

Im Fall Bauzustand wird die Fahrbahndicke gleich Null gesetzt. Alternativ kann eine Schotterschicht mit einer Lastverteilung z. B. unter 2:1 oder flacher gewählt werden.

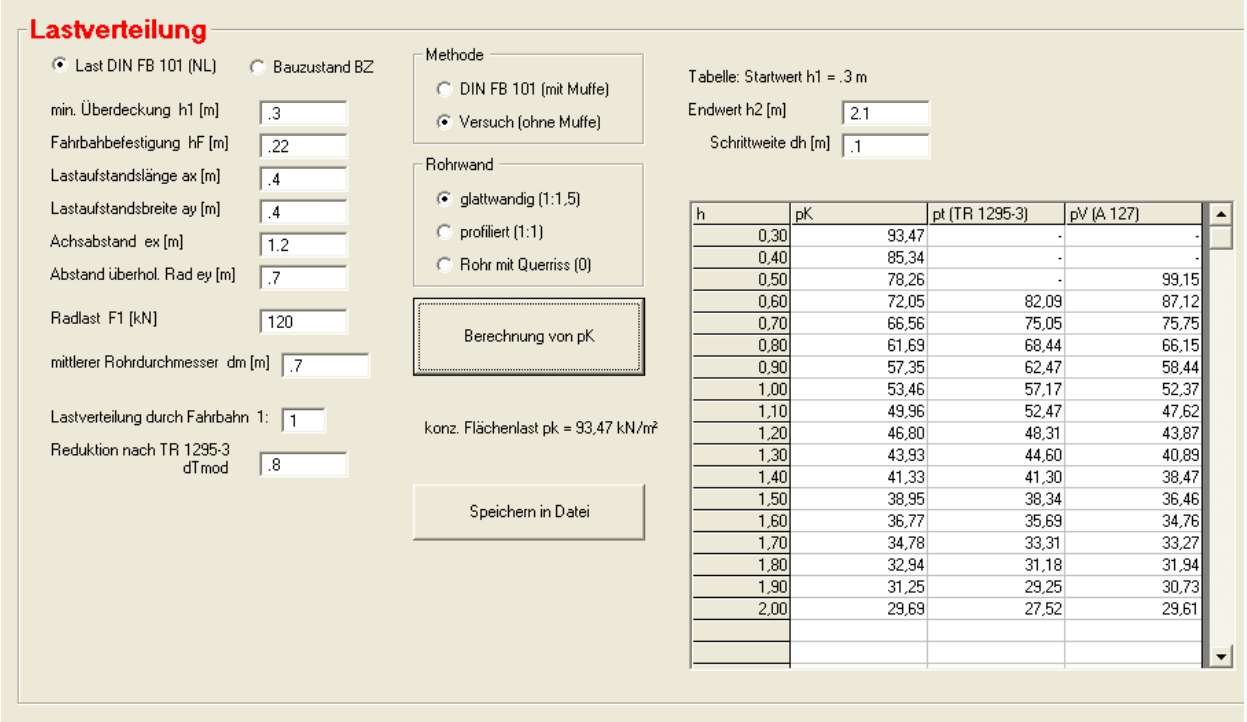


Bild 7-3a Normale Laststellung nach DIN-Fachbericht 101, Asphaltoberbau h_F = 22 cm (NL)

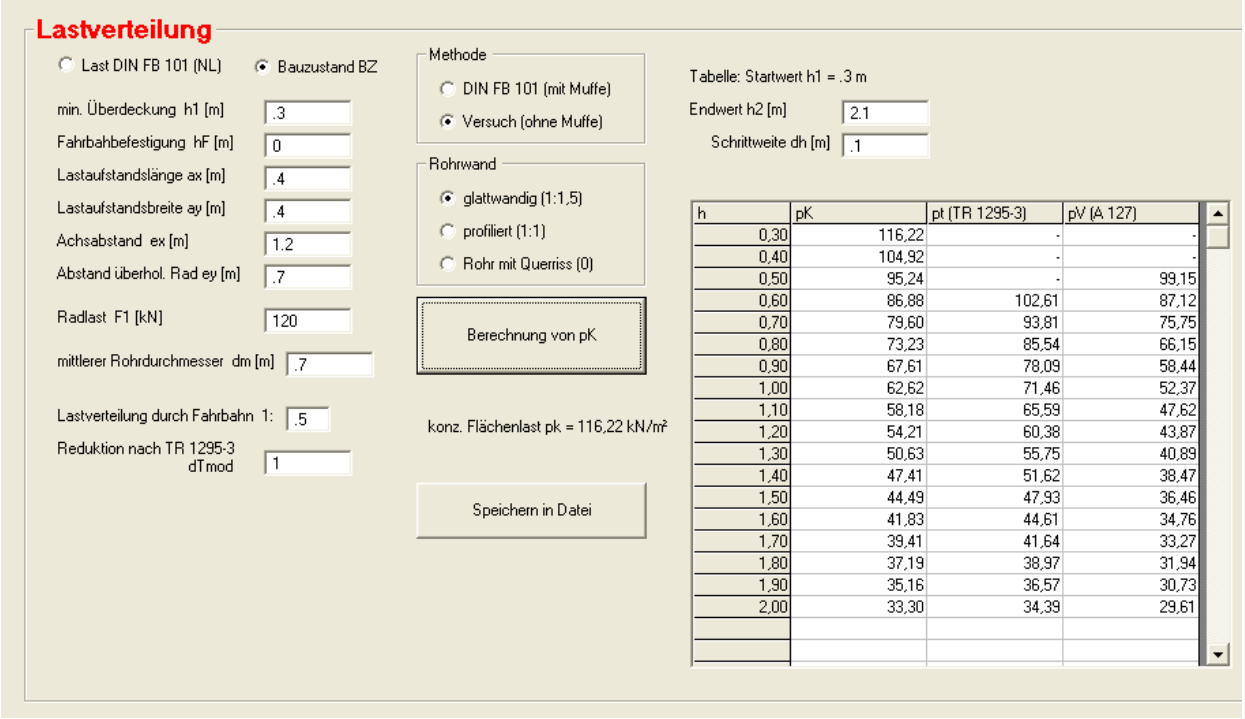


Bild 7-3b Bauzustand, keine Befestigung der Oberfläche (BZ)

Die Bilder 7-4 und 7-5 zeigen Scheitelbelastungen in Abhängigkeit von der Überdeckung h. Bei den Kurven für den Technischen Bericht TR 1295-3 [V4] beginnen die Kurven erst bei h = 0,6 m, für das Arbeitsblatt ATV-A 127 bei h = 0,5 m.

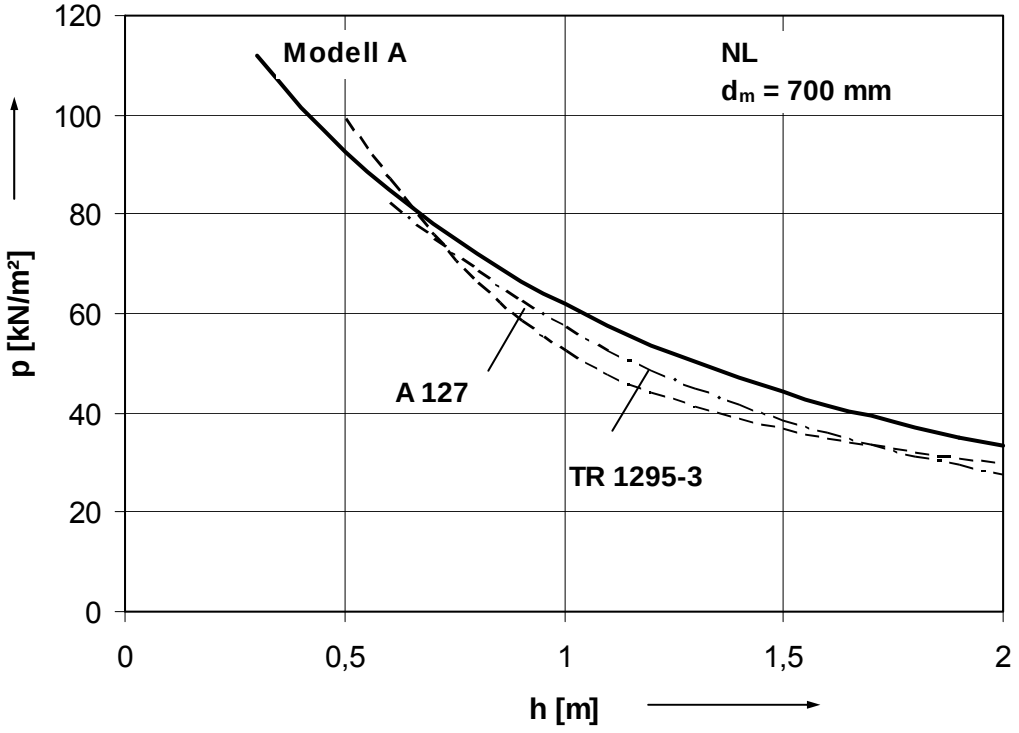


Bild 7-4 Scheitellast aus Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101, Asphaltoberbau h_F = 22 cm (NL)

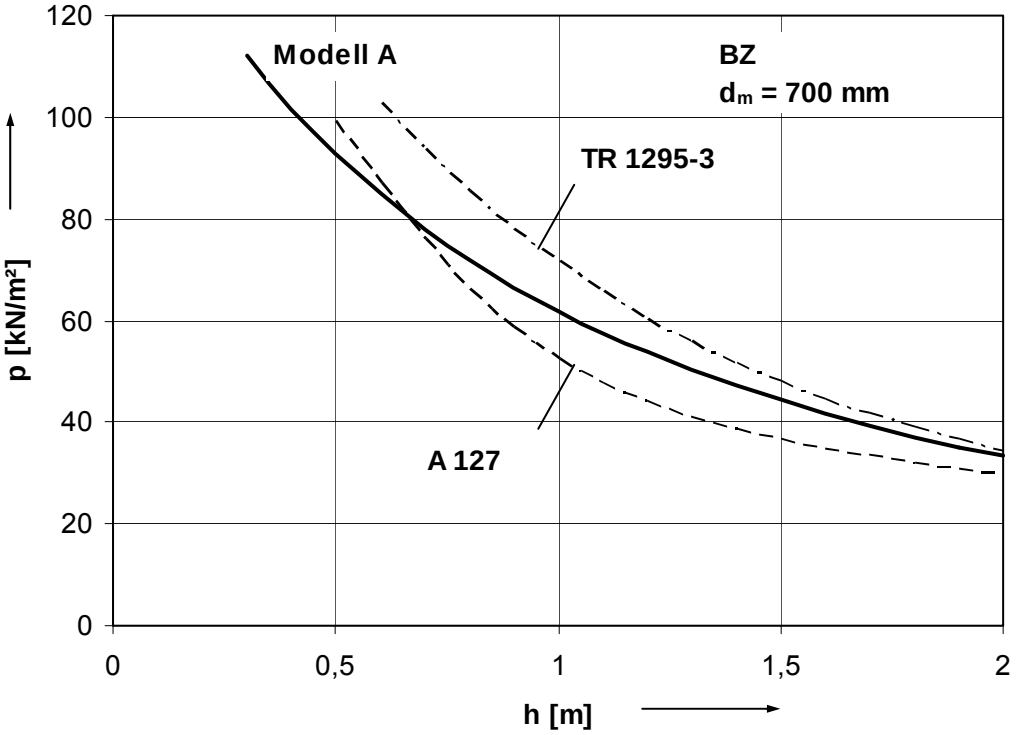


Bild 7-5 Scheitellasten im Bauzustand, keine Befestigung der Oberfläche (BZ)

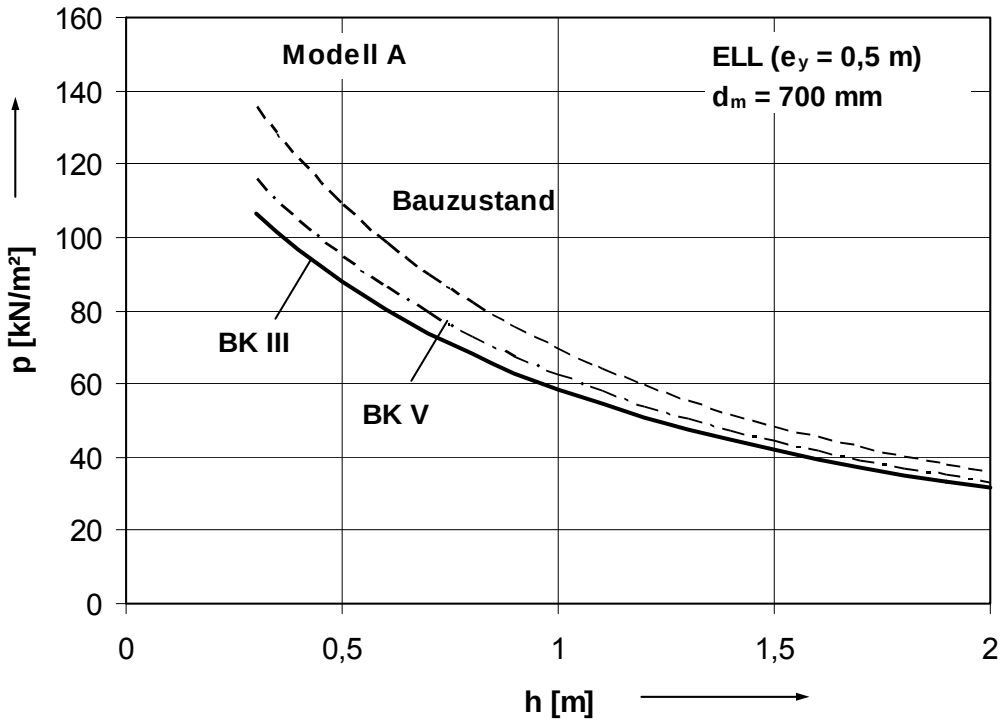


Bild 7-6 Scheitellasten für BK III, BK V und Bauzustand, enge Laststellung (ELL)

In Bild 7-6 sind die vertikalen Bodenspannungen in der Rohrscheitelebene für Asphaltdecken der BK III und BK V sowie ohne Fahrbahnbefestigung im Bereich von 0,3 m bis 2 m Überdeckung dargestellt. Die Kurven gelten für eine Längsüberfahrung der Rohrleitung und engen Begegnungsverkehr, also minimale Fahrstreifenbreiten von 2,7 m. Im Bauzustand sollte der stützende Seitendruck auf der sicheren Seite vernachlässigt werden.

7.2 Kalibrierung des FE-Modells

7.2.1 FE-Modell

Die Strukturanalyse des Fahrbahn-Boden-Rohrsystems wird mit der Finite Element Methode durchgeführt. Zur Reduktion der Modellgröße wird die doppelte Symmetrie genutzt, vgl. auch die Abschnitte 7.2.3 und 7.2.47.2.3.

7.2.2 Geometrie

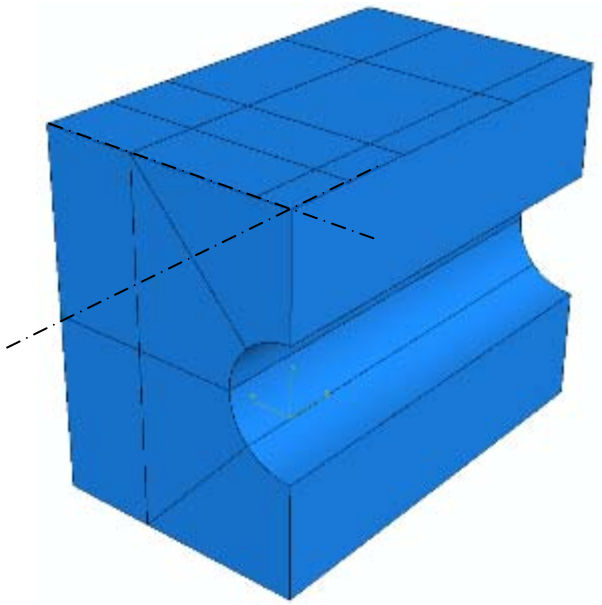


Bild 7-7 Isometrische Ansicht des FE-Modells (¼-System)

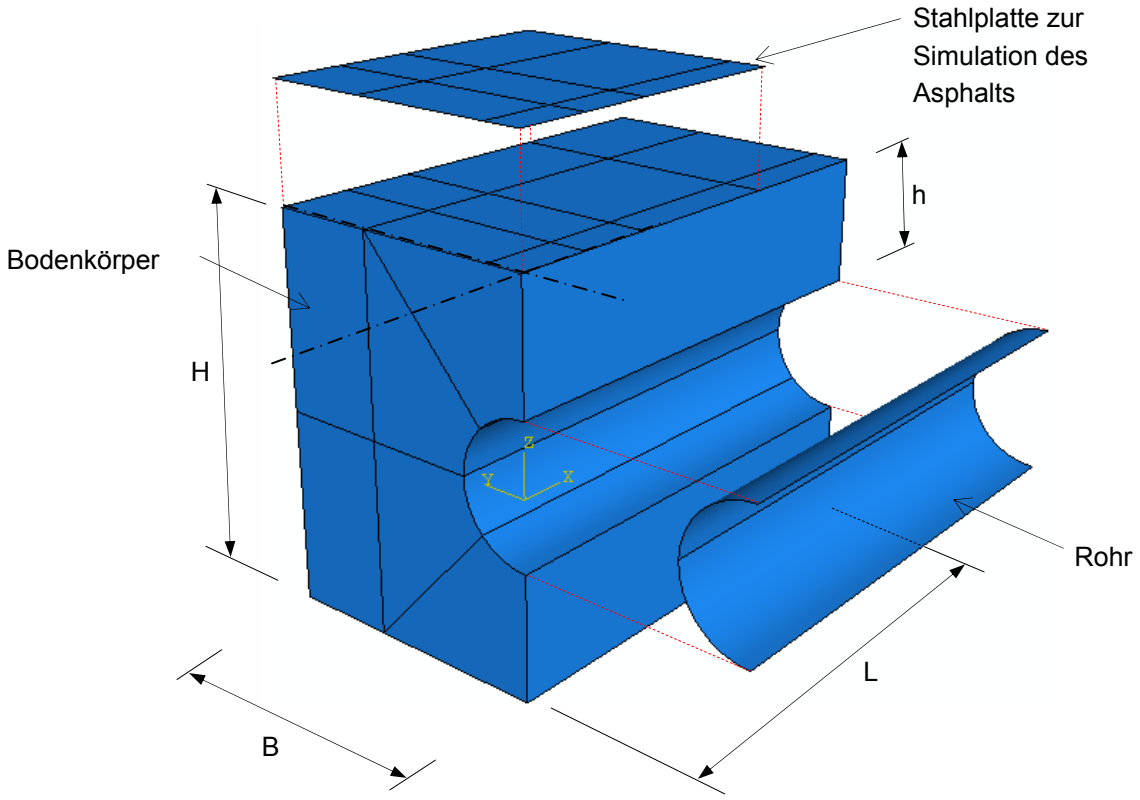


Bild 7-8 Bezeichnung der Einzelparts

Tabelle 7-1 Abmessungen der Parts im symmetrischen ¼-Modell, alle Maße in mm

Part		Gussrohr	Betonrohr	Kunststoffrohr
Abmessungen des FE-Modells	Überdeckung h_S	660[1)]	660[1)]	460[1)]
	H	2.058	2.250	1.869,4
	Modelllänge L	2.500		
	Modellbreite B	1.500		
Stahlplatte	Länge L_S	1.700		
	Äquivalente Dicke für 2 Platten a 30 mm	37,8[2)]		
	Äquivalente Dicke für 1 Platte t = 30 mm	30,0[3)]		
Rohr	Außendurchmesser d_a	738[4)]	930	749,2
	Innendurchmesser d_i	718,4	700[5)]	700
	Wanddicke s, $s_{äq}$	9,8[6)]	120[7)]	24,6[8)]
	Rohrlänge L_R	2.500		

[1)] ohne Asphaltschicht / Tragschicht
[2)] entspricht Asphalt BK III nach [V8]
[3)] entspricht Asphalt BK IV nach [V8]
[4)] Sollwert nach [V9]
[5)] Sollwert nach [V12] für Wanddicke im Scheitel – entspricht Messwert am Betonrohr
[6)] Messwert nach Abzug des Oberflächenreliefs, vgl. Anhang E
[7)] Messwert Wanddicke im Betonrohrscheitel
[8)] äquivalente Wanddicke: I_{Profil} = 1234 mm^4, vgl. [U6] → $s_{äq} = (1234 \cdot 12)^{(1/3)}$ = 24,6 mm

Die Mehrzahl der Versuche im GVS werden mit zwei Stahlplatten durchgeführt, die jeweils eine Dicke von t = 30 mm aufweisen. Zur Reduktion des Rechenaufwandes wird im FE-Modell nur eine Stahlplatte mit einer äquivalenten Plattendicke von t = 37,8 mm verwendet.

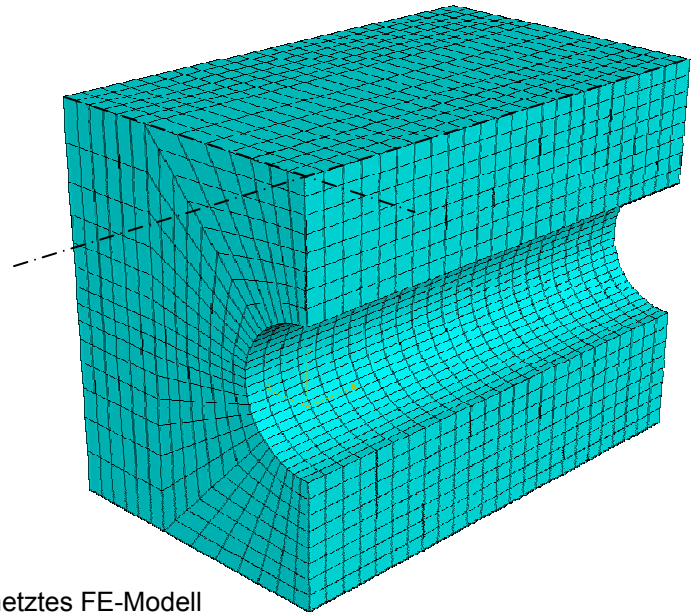


Bild 7-9 Vernetztes FE-Modell

Die Diskretisierung des Bodenkörpers erfolgt mit Volumenelementen des Typs C3D8R mit 8 Knoten. Die Rohrschale und die Stahlplatten werden durch Shell-Elemente des Typs S4R mit 4 Knoten abgebildet.

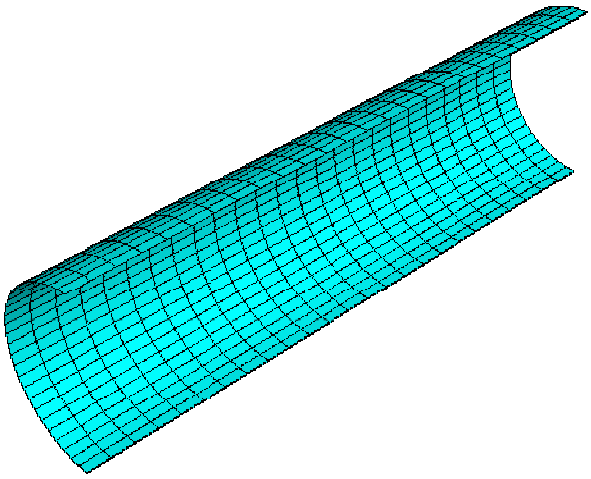


Bild 7-10 Modellierung des Rohrs mit Shell-Elementen

7.2.3 Belastung

Als Belastungen werden die Eigenlast des Bodens und zwei Radlasten des Bemessungsfahrzeugs nach [V1] angesetzt. Der Abstand der beiden Radlasten beträgt 1,2 m und ist dem Achsabstand des Bemessungsfahrzeugs nach DIN-Fachbericht 101 gleich, vgl. Bilder 7-1 und 7-2. Die Lastsituation entspricht daher einer Längsüberfahrung der Rohrleitung. Die Radlasten haben eine quadratische Aufstandsfläche mit einer Kantenlänge von 0,4 × 0,4 m und werden im FE-Modell als Flächenlasten angesetzt:

$$p = F_1 / a^2 = 120 / 0{,}4^2 = 750 \text{ kN/m}^2 = 0{,}75 \text{ N/mm}^2$$

Die für die Lastsituation NL zusätzlichen beiden Radlasten des überholenden Fahrzeugs werden im numerischen Modell nicht berücksichtigt, um den Vorteil der Symmetrie zu erhalten.

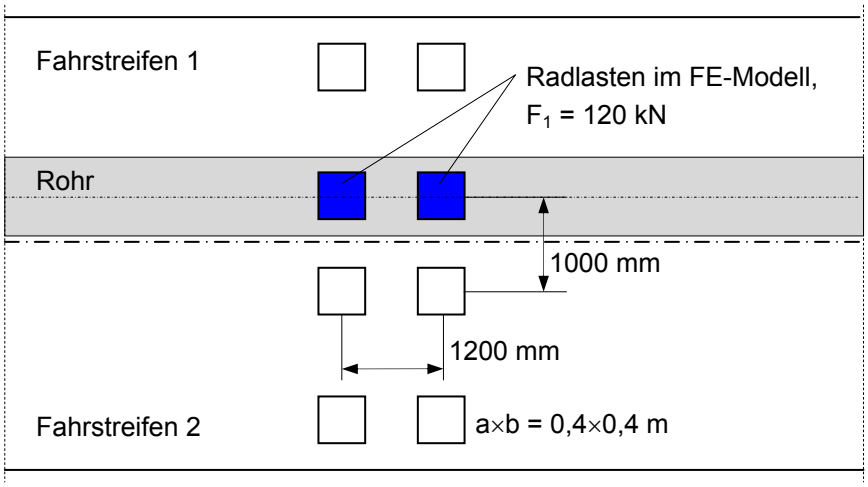


Bild 7-11 Verkehrslasten nach DIN-Fachbericht 101 [V1], Ansatz der Radlasten im FE-Modell

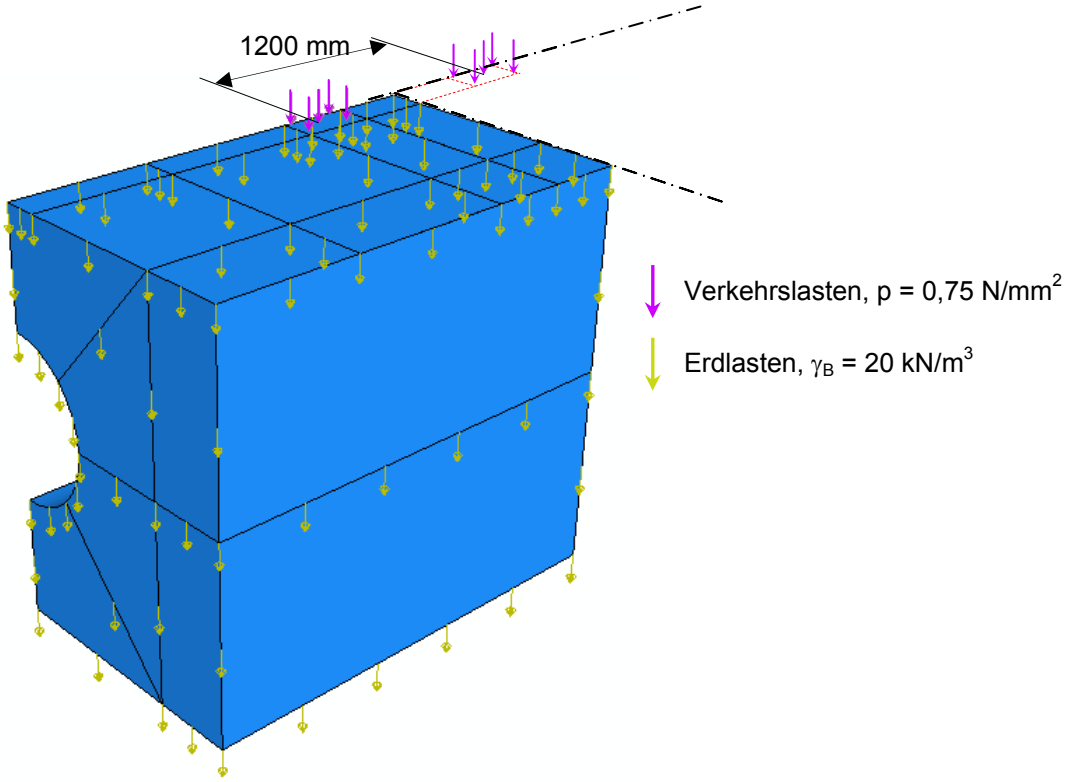


Bild 7-12 Radlasten / Bodenlasten (Darstellung zur Verdeutlichung der Lasten um 180° gedreht)

7.2.4 Lagerung

Aufgrund der im Abschnitt 7.2.3 beschriebenen Lastverteilung ist eine doppelte Symmetrie des Modells und der Belastung vorhanden, was für die Modellierung von Vorteil ist, vgl. Bild 7-7 und 7-13.

An den Modellrändern werden entsprechende Lagerungen vorgesehen. Alle Bauteile sind in vertikaler Richtung frei verschieblich. Der Boden wird in horizontaler Richtung gehalten. Die Verdrehung und horizontale Verschiebung der Stahlplatte ist an den Symmetrieachsen ausgeschlossen. In Umfangsrichtung des Rohrs werden die horizontale Verschiebung und die Verdrehung um die Längsachse des Rohres ebenfalls verhindert. Ferner wird die Verschieblichkeit in Rohrlängsrichtung und die Verdrehung an beiden Rohrenden ausgeschlossen.

Die Übertragung von Zugspannungen im Übergang von der Stahlplatte zum Boden und vom Boden zum Rohr wird durch Anordnung von Kontaktelementen ausgeschlossen. Der Kontakt in horizontaler Richtung wurde reibungsfrei modelliert.

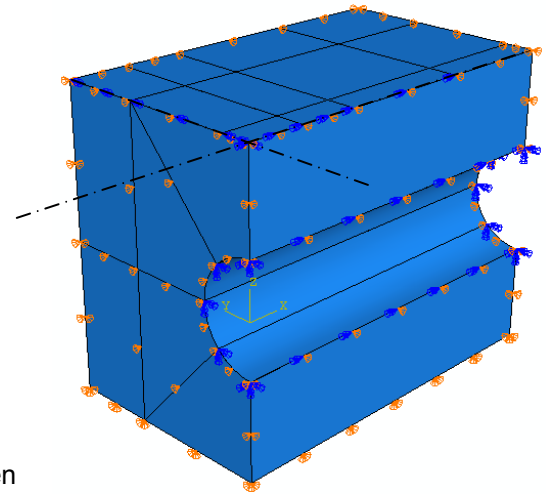


Bild 7-13 Lagerungs- und Symmetriebedingungen

7.2.5 Werkstoffkennwerte

7.2.5.1 Stahlplatte

Die Simulation der Asphaltschicht erfolgt im Großversuchsstand (GVS) mit Stahlplatten. Im FE-Modell werden die Werkstoffkennwerte nach [V14] zugrunde gelegt:

Elastizitätsmodul: $E = 210.000\ N/mm^2$

Querkontraktionszahl: $\mu = 0{,}3$

7.2.5.2 Rohre

a) Betonrohr: Im FE-Modell werden die Kennwerte des biegesteifen Rohrwerkstoffs (Beton) nach Abschnitt 4.1 zugrunde gelegt:

Elastizitätsmodul: $E = 36.500\ N/mm^2$, vgl. Abschnitt 4.1

Querkontraktionszahl: $\mu = 0{,}2$

b) Gussrohr: Als biegeweicher (semiflexibler) Rohrwerkstoff wird Gusseisen mit Kugelgraphit ohne Zementmörtelauskleidung und ohne äußere Korrosionsschicht verwendet. Im FE-Modell werden die Werkstoffkennwerte nach Abschnitt 4.2 zugrunde gelegt:

Elastizitätsmodul: $E = 170.000\ N/mm^2$, vgl. Abschnitt 4.2

Querkontraktionszahl: $\mu = 0{,}3$

c) Kunststoffrohr: Zur Berücksichtigung eines Rohrwerkstoffs mit sehr geringer Steifigkeit werden profilierte PE-Rohre eingesetzt. Wegen der in Umfangsrichtung verlaufenden Rippen wird ein orthotropes Werkstoffgesetz durch Ansatz unterschiedlicher Elastizitätsmoduln in Umfangsl- und Längsrichtung des Rohrs berücksichtigt. Der verringerte E-Modul wird aus dem Verhältnis der Flächenmomente 2. Grades der Rippen und der Wanddicke zwischen den Rippen ermittelt.

Elastizitätsmodul in Umfangsrichtung (durch Zugversuche ermittelt):

$E_\varphi = 900\ N/mm^2$

Elastizitätsmodul in Längsrichtung:

$E_x = E_\varphi \cdot I_x / I_\varphi$ mit $I_\varphi = 1234\ mm^4$, vgl. Anhang E

$I_x = 4{,}4^3 / 12 = 7{,}1\ mm^4$

$E_x = 900 \cdot 7{,}1 / 1234 = 5{,}2\ N/mm^2$

Querkontraktionszahl: $\mu = 0{,}35$

Schubmodul: $G = E / (2 \cdot (1 + \mu)) = 900 / (2 \cdot (1 + 0{,}35)) = 333\ N/mm^2$

7.2.5.3 Boden

Zu Vergleichszwecken werden für den Sandboden im Großversuchsstand (GVS) sowohl ein elastisches als auch ein plastisches Werkstoffgesetz nach Mohr-Coulomb angewendet.

Um die Zunahme der Steifigkeit des Bodens bei höheren Spannungen zu erfassen, wird diese nach [U2] durch einen spannungsabhängigen Verformungsmodul mit der Formel nach Ohde beschrieben:

$$E_S = E_{s,ref} \cdot \left(\frac{\sigma_m}{p_{ref}}\right)^m \quad \text{mit } \sigma_m = ⅓ \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \text{repräsentative Spannung} \qquad (7\text{-}4)$$

Die Eingangswerte für die Ohde-Formel sind in [U2] Tabelle 1.12 aufgeführt, vgl. Tabelle 7-2:

Tabelle 7-2 Bodenkennwerte

			Verdichtungsgrad D_{Pr} [%]		
			95	**97**	100
Referenzsteifemodul	$E_{s,ref}$	N/mm^2	28,0	**30,0**	48,5
Exponent der Gleichung (7-4)	m	-	0,80	**0,86**	0,80

In [U2] sind Messergebnisse zur Ermittlung von Verdichtungsgraden angegeben. Vor, während und nach den Versuchen wurde im GVS die Proctordichte an verschiedenen Stellen bestimmt. Wie in [U2] berichtet wurden Verdichtungsgrade zwischen 92% und 102% Proctordichte gemessen. Der Mittelwert der Messungen von ca. 97% wird auch im FE-Modell zugrunde gelegt. Als repräsentative Spannung σ_m wird der Mittelwert der drei Hauptspannungen aus der FE-Berechnung angesetzt.

Reibungswinkel φ' = 39°, nach [U2]

Dilatanzwinkel $\psi = 9°$, nach [U2]

Kohäsion c' = 2 kN/m² (Ansatz bei der Berechnung mit Guss- und Betonrohren)

Kohäsion c‘ = 7 kN/m^2 (Ansatz bei der Berechnung mit PE-Rohren; erforderlich, da größere Verformungen im Boden auftreten)

Nach [U2] beträgt die Kohäsion des im GVS eingebauten Sandes c‘ = 0. Im FE-Programm muss für die Berechnung mit dem plastischen Bodengesetz nach Mohr-Coulomb jedoch ein Wert c‘ > 0 eingegeben werden, da c‘ = 0 nicht zur Konvergenz führte.

Für Berechnungen mit FE-Programmen ist der Elastizitätsmodul anzusetzen, der nach [12]wie folgt aus dem Steifemodul ermittelt wird:

$$E = \frac{1-\mu-2\mu^2}{1-\mu} \cdot E_S$$

Es stellte sich jedoch heraus, dass mit dem kleineren E-Modul des Bodens keine vollständige Berechnung möglich war. Im Versuchsstand wurde mit Voranschreiten der Versuche eine Nachverdichtung des Bodens festgestellt, vgl. [U2]. Die Proctordichte betrug bis zu 102%. Aus diesem Grund wurde für den FE-Berechnungen der höhere Steifemodul als E-Modul angesetzt.

Zu Vergleichszwecken werden die elastischen FE-Berechnungen sowohl mit dem Steifemodul als auch dem E-Modul durchgeführt.

7.2.6 Vergleich der Ergebnisse der Berechnungen und Versuche

7.2.6.1 Allgemeines

Nachfolgend sind die Ergebnisse für die FE-Berechnungen mit einem Betonrohr (Abschnitt 7.2.6.2), einem Gussrohr (Abschnitt 7.2.6.3) und einem PE-Rohr (Abschnitt 7.2.6.4) aufgeführt.

In diesen Abschnitten werden zunächst die Rohr- und Bodenspannungen der Berechnungen mit elastischem Bodengesetz sowie plastischem Bodengesetz nach Mohr-Coulomb verglichen. Für alle Berechnungen wird ein spannungsabhängiger Verformungsmodul angesetzt, vgl. Abschnitt 7.2.5.3.

Im Anschluss werden die Ergebnisse der FE-Berechnung mit dem Lastfall „normale Laststellung“ der Versuche im GVS mit simulierter Asphaltschicht (Stahlplatten) verglichen, vgl. Bild 7-14.

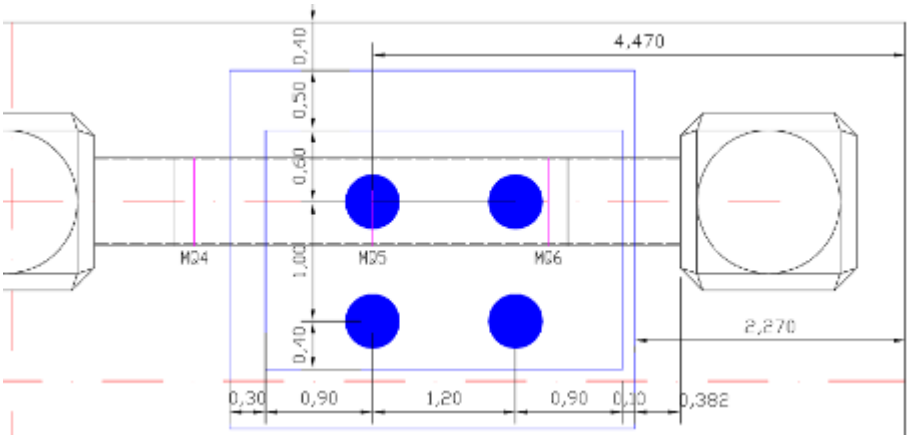
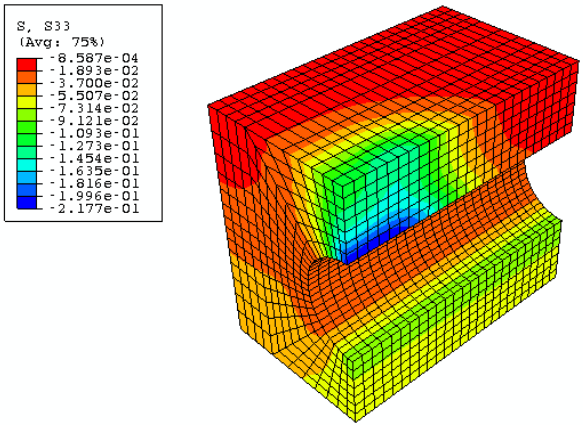


Bild 7-14 Anordnung der Radlasten für den Versuch „enge Laststellung in Querrichtung“

7.2.6.2 Betonrohr, Asphalt BK III, h = 0,88 m, NL mit F_1 = 120 kN

In Bild 7-15a und b sind die Spannungsverteilungen im Boden dargestellt. Bei der Berechnung mit dem elastischen Bodengesetz konzentrieren sich die Spannungen im Rohrscheitel, vgl. Bild 7-15a. In Bild 7-15b ist zu erkennen, dass sich die maximalen Bodenspannungen bei dem plastischen Bodengesetz im Bereich zwischen Scheitel und Kämpfer konzentrieren, vgl. Bild 7-15b.



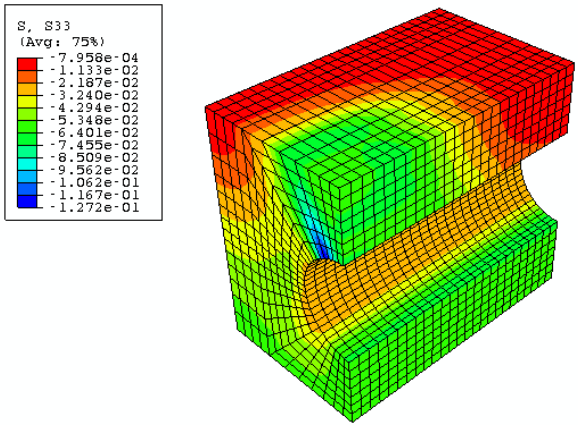


Bild 7-15a: vertikale Bodenspannungen, elastisches Bodengesetz, $E(\sigma_B)$

Bild 7-15b: vertikale Bodenspannungen, plastisches Bodengesetz (Mohr-Coulomb)

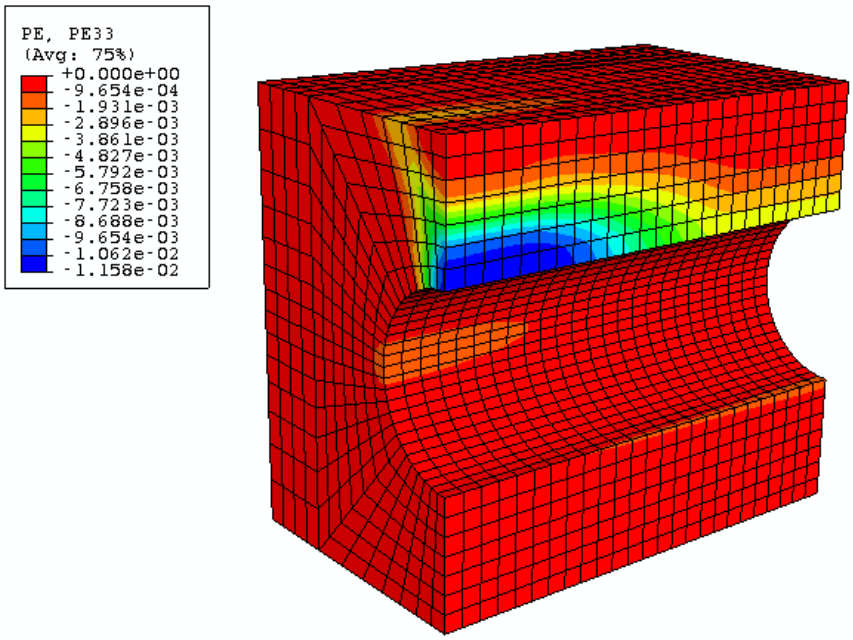
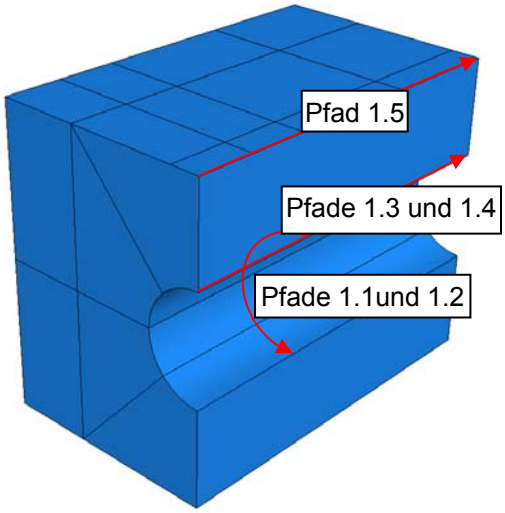


Bild 7-16 plastische Dehnungen PE33 für FE-Berechnung nach Mohr-Coulomb

Zur Veranschaulichung der Unterschiede zwischen den Berechnungen mit unterschiedlichem Bodengesetz werden die Spannungsverläufe im Boden und im Betonrohr entlang der Pfade nach Bild 7-17 in den Bildern 7-18 bis 7-22 dargestellt. Außerdem werden die Ergebnisse der Berechnung mit dem E-Modul in den Bildern 7-18 bis 7-22 gestrichelt dargestellt.



Pfad 1.1: Umfangsspannungen im Rohr

Pfad 1.2: vertikale Bodenspannungen am Rohrumfang

Pfad 1.3: Rohrlängsspannungen

Pfad 1.4: vertikale Bodenspannungen am Rohrscheitel

Pfad 1.5: vertikale Bodenspannungen unter Stahlplatte

Bild 7-17 Pfade für Spannungsverläufe im Boden und Betonrohr für die Bilder 7-18 bis 7-22

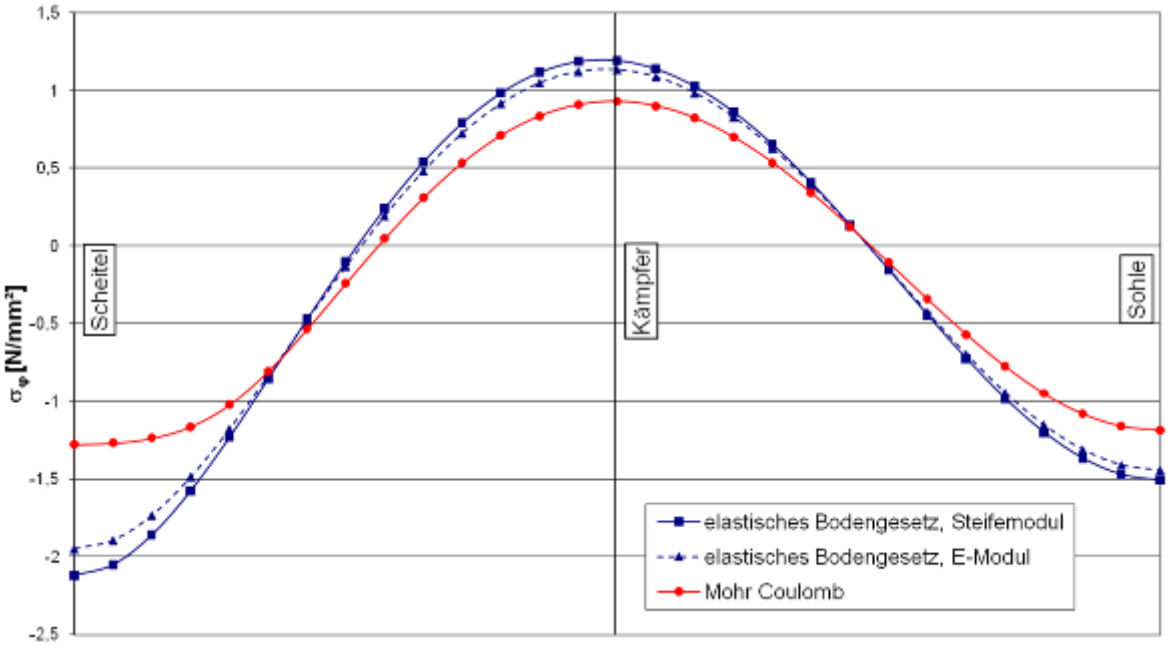


Bild 7-18 Pfad 1.1: Vergleich der Umfangsspannungen im Betonrohr, Rohraußenseite

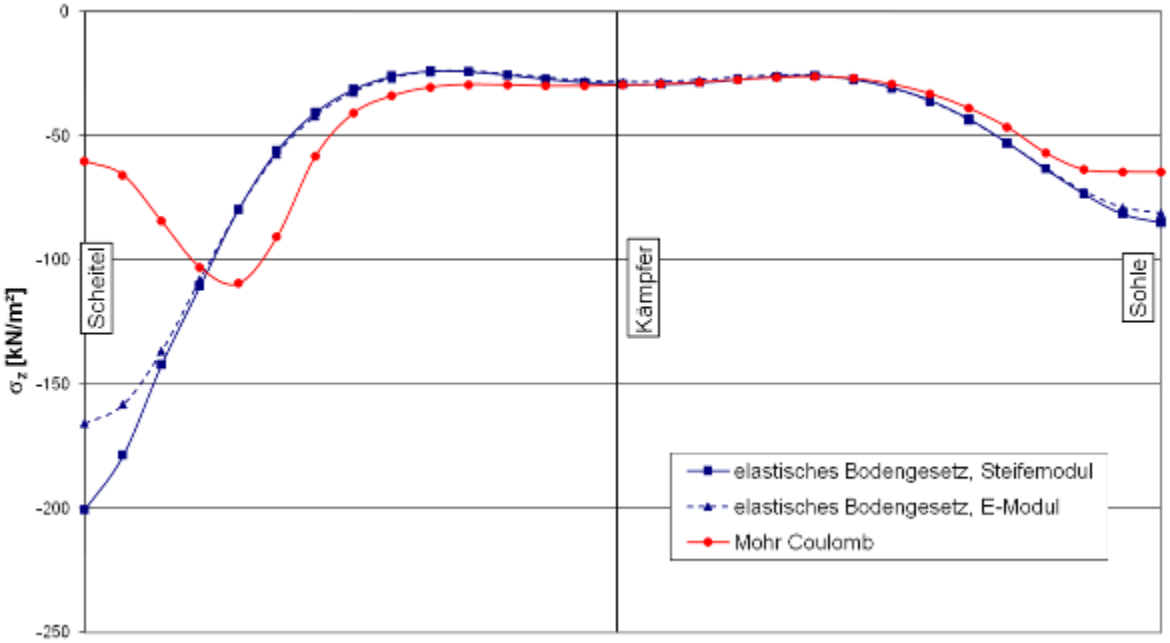


Bild 7-19 Pfad 1.2: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen am Rohrumfang

Die Umfangsspannung σ_φ im Betonrohr nimmt bei Ansatz eines plastischen Bodengesetzes nach Mohr-Coulomb im Scheitel ab, vgl. Bild 7-18. Dies ist auf die Verringerung der vertikalen Bodenspannungen σ_{zj} im Rohrscheitel zurückzuführen, vgl. die Bilder 7-16 und 7-19. Für die Rohr- und Bodenspannungen zwischen Kämpfer und Sohle zeigen die Spannungsverläufe eine gute Übereinstimmung.

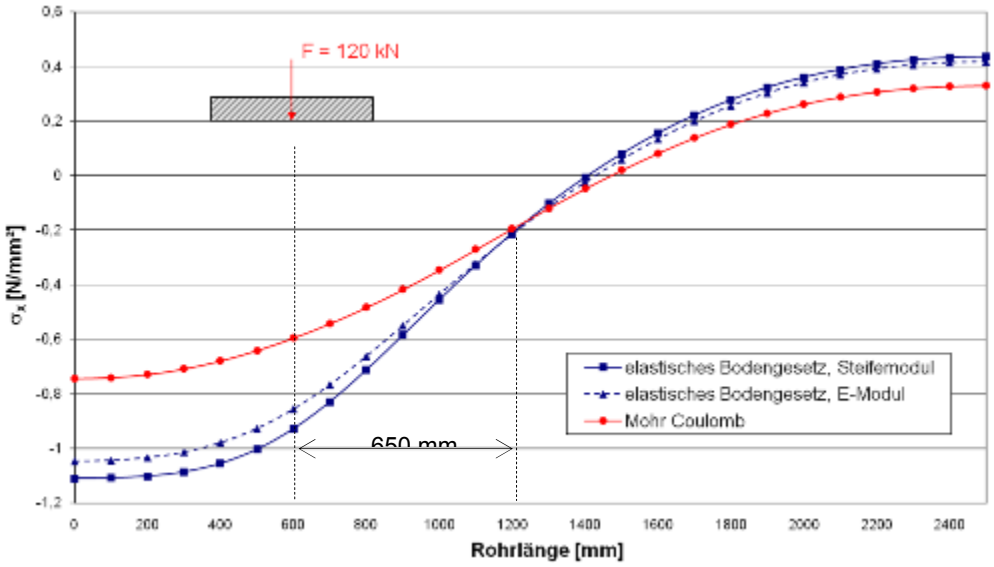


Bild 7-20 Pfad 1.3: Vergleich der Längsspannungen im Betonrohrscheitel, Rohraußenseite

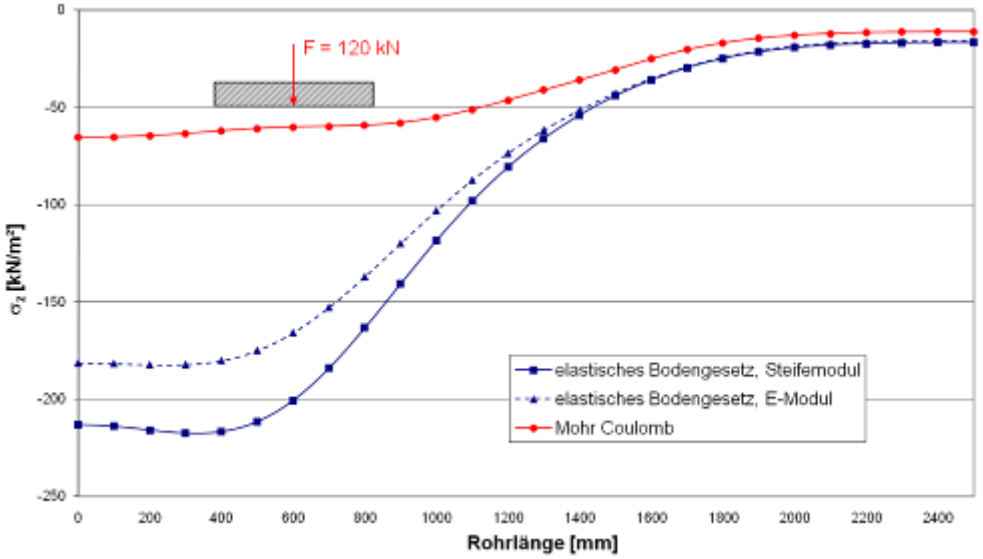


Bild 7-21 Pfad 1.4: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen in Rohrscheitelebene

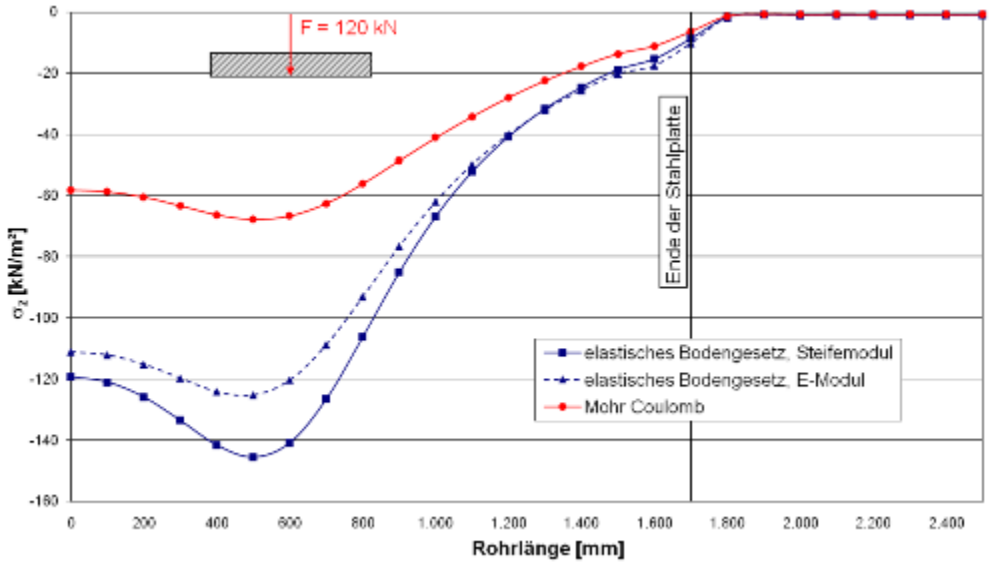


Bild 7-22 Pfad 1.5: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen unter der Stahlplatte (Asphalt)

Die Längsspannungen im Scheitel des Betonrohres sind unter der Radlast in den Berechnungen nach Mohr-Coulomb kleiner als die Ergebnisse mit einem elastischen Bodengesetz, vgl. Bild 7-20. Die beiden Kurven schneiden sich im Abstand von ca. 65 cm neben der Radlast.

Die Berechnungen mit einem plastischen Werkstoffgesetz ergeben gegenüber der Berechnung mit dem elastischen Bodengesetz sowohl am Betonrohrscheitel als auch unter der Stahlplatte geringere Bodenspannungen, vgl. Bilder 7-21 und 7-22.

In Bild 7-23 werden die Ergebnisse der FE-Berechnungen, der Berechnungen nach Arbeitsblatt ATV-A 127 und der Versuche (DMS-Messungen an den Rohren im GVS) verglichen.

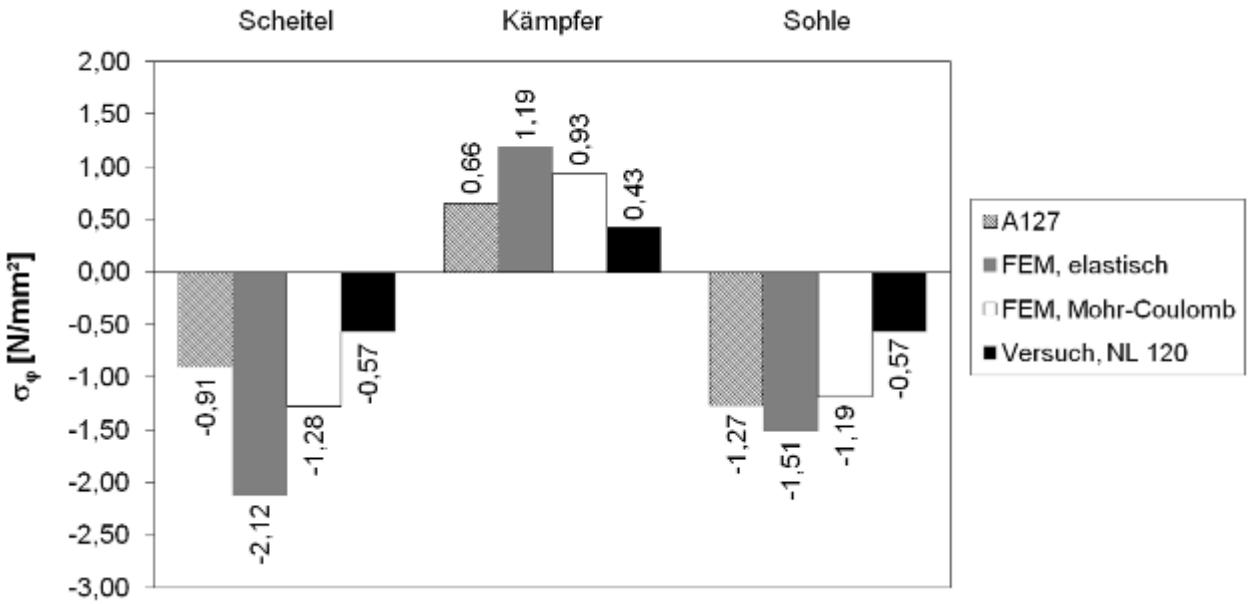


Bild 7-23 Betonrohr, h = 0,88 m, Vergleich der Umfangsspannungen auf der Rohraußenseite

Die Berechnungen nach ATV-A 127 und die Versuche sind vergleichsweise übereinstimmend. Bei der Berechnung nach A 127 liegt jedoch die maßgebende Nachweisstelle in der Sohle, wogegen z. B. die FE-Berechnungen hierfür zutreffender sind. Beim Versuch im Großversuchsstand wurden in Scheitel und Sohle näherungsweise gleich große Spannungen gemessen.

Die Versuchsergebnisse sind kleiner als die berechneten Werte. Dies ist auf den Oberbau aus Stahlplatten zur Simulation der Asphalttragschicht zurückzuführen, der in das Verfahren nach ATV-A 127 nicht belastungsmindernd eingeht.

7.2.6.3 Gussrohr, Asphalt BK III, h = 0,88 m, NL mit F_1 = 120 kN

In Bild 7-24a und b sind die Spannungsverteilungen im Boden dargestellt. Bei der Berechnung mit dem elastischen Bodengesetz konzentrieren sich die Spannungen im Rohrscheitel, vgl. Bild 7-24a. Bei einem plastischen Bodengesetz konzentrieren sich die maximalen Bodenspannungen im Bereich zwischen Scheitel und Kämpfer, vgl. Bild 7-24b und Bild 7-25.

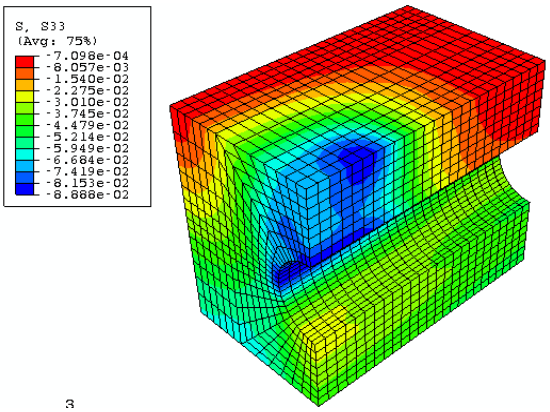


Bild 7-24a: vertikale Bodenspannungen elastisches Bodengesetz, $E(\sigma_B)$

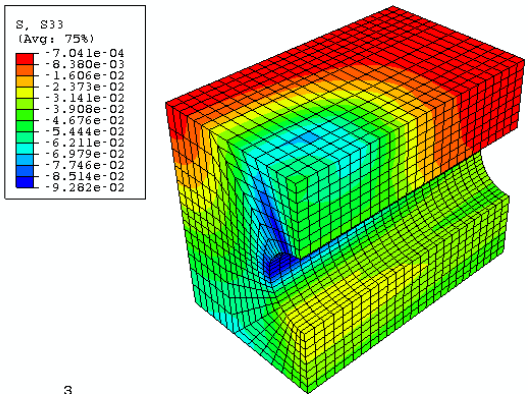


Bild 7-24b: vertikale Bodenspannungen plastisches Bodengesetz (Mohr-Coulomb)

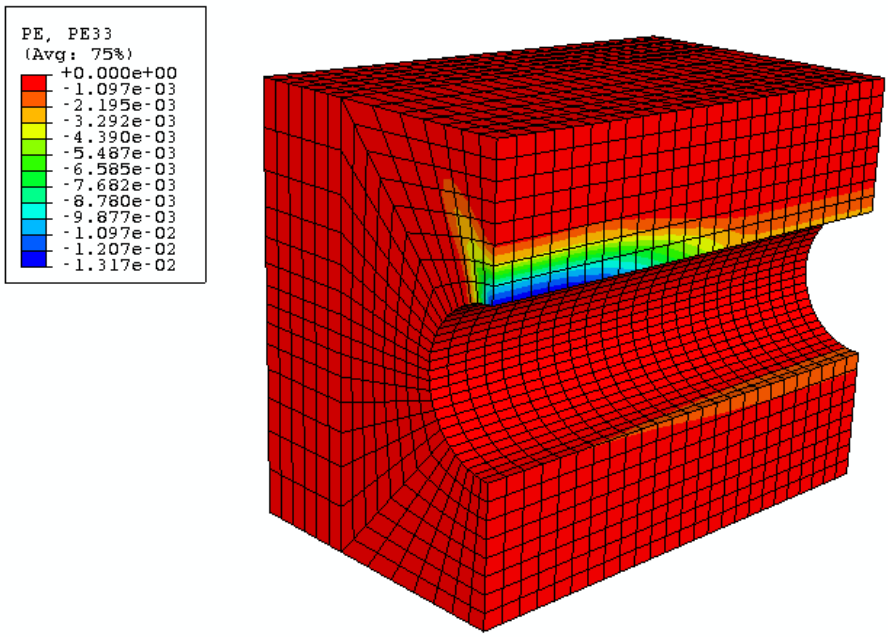
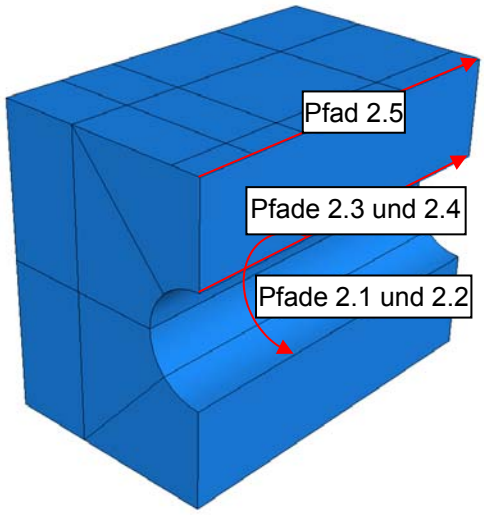


Bild 7-25 plastische Dehnungen PE33 in der FE-Berechnung nach Mohr-Coulomb

Zur Veranschaulichung der Unterschiede zwischen den Berechnungen mit unterschiedlichem Bodengesetz werden die Spannungsverläufe im Boden und im Gussrohr entlang der Pfade nach Bild 7-26 in den Bildern 7-27 bis 7-31 dargestellt. Außerdem werden die Ergebnisse der Berechnung mit dem E-Modul in den Bildern 7-27 bis 7-31 gestrichelt dargestellt.



Pfad 2.1: Umfangsspannungen im Rohr

Pfad 2.2: vertikale Bodenspannungen am Rohrumfang

Pfad 2.3: Rohrlängsspannungen

Pfad 2.4: vertikale Bodenspannungen am Rohrscheitel

Pfad 2.5: vertikale Bodenspannungen unter Stahlplatte

Bild 7-26 Pfade für Spannungsverläufe im Boden und Gussrohr gemäß Bildern 7-27 bis 7-31

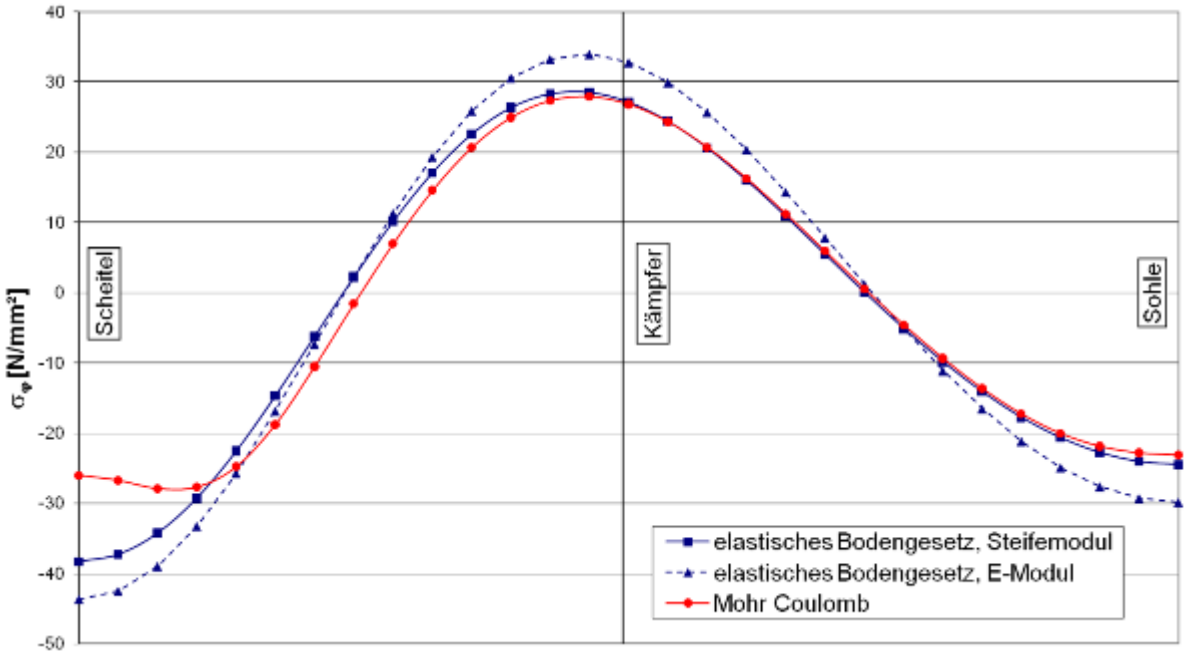


Bild 7-27 Pfad 2.1: Vergleich der Umfangsspannungen im Gussrohr, Rohraußenseite

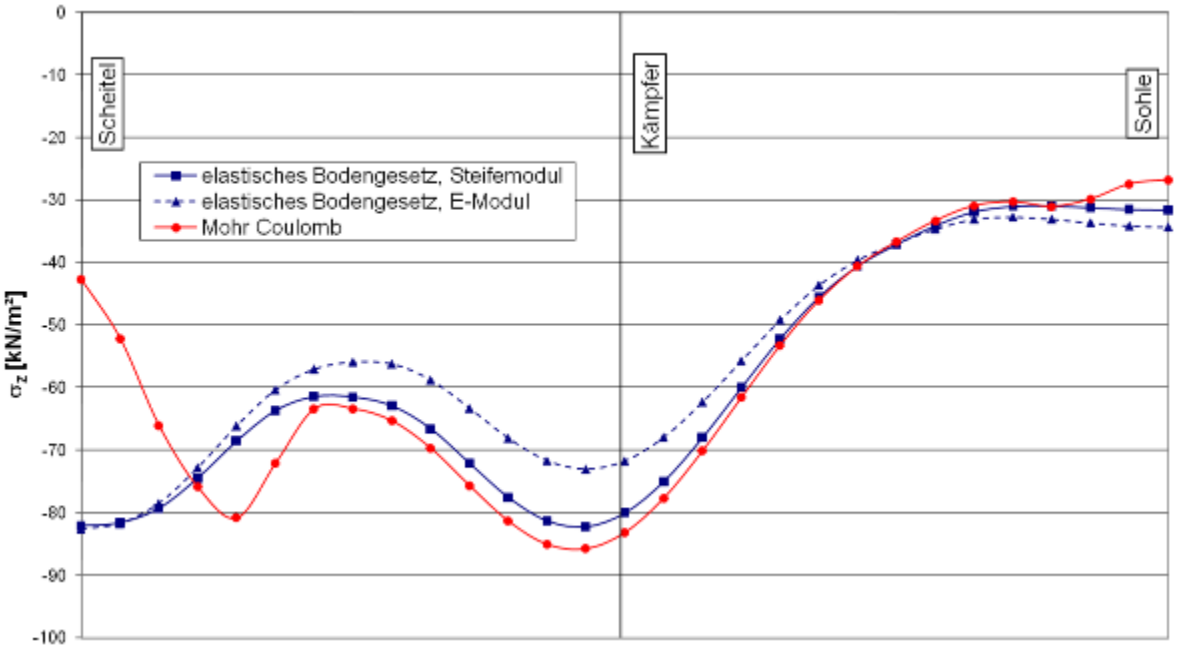


Bild 7-28 Pfad 2.2: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen am Rohrumfang

Die Umfangsspannung σ_φ im Gussrohr nimmt bei Ansatz eines plastischen Bodengesetzes nach Mohr-Coulomb im Scheitel ab, vgl. Bild 7-27. Dies ist auf die Verringerung der vertikalen Bodenspannungen σ_z im Rohrscheitel zurückzuführen, vgl. Bild 7-25 und 7-28. Die Verläufe der Rohr- und Bodenspannungen zwischen Kämpfer und Sohle zeigen bei beiden Bodengesetzen eine gute Übereinstimmung.

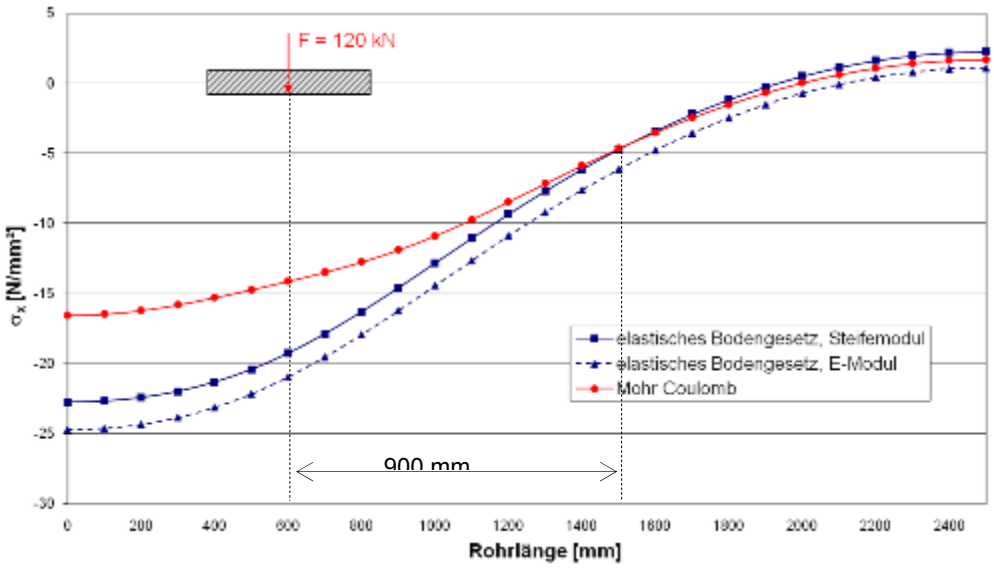


Bild 7-29 Pfad 2.3: Vergleich der Längsspannungen im Gussrohrscheitel, Rohraußenseite

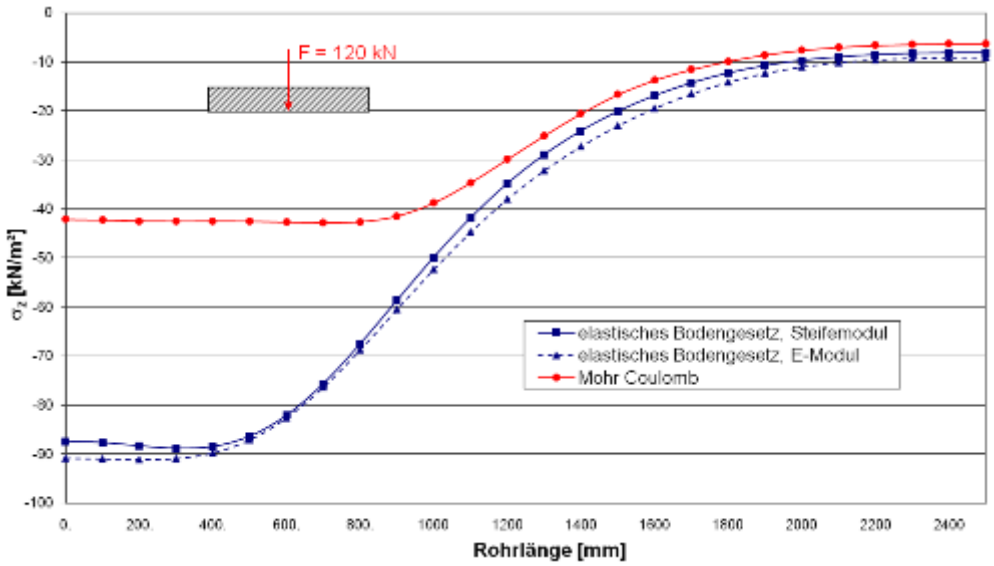


Bild 7-30 Pfad 2.4: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen in Rohrscheitelebene

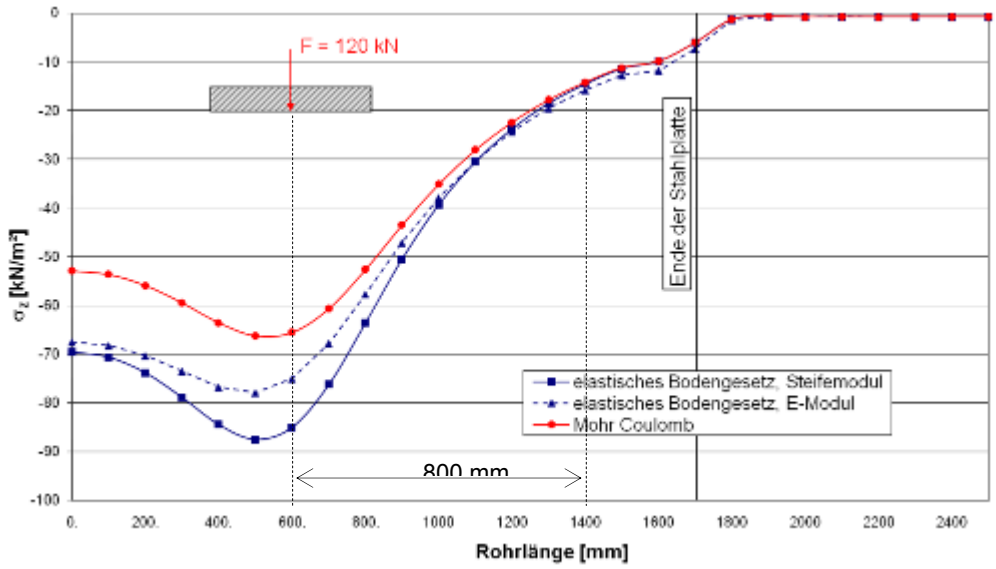


Bild 7-31 Pfad 2.5: Vergleich der vertikalen Bodenspannungen unter der Stahlplatte (Asphalt)

Der Vergleich der Längsspannungen im Rohrscheitel zeigt, dass sich die Ergebnisse für das elastische Gesetz und Mohr-Coulomb ca. 90 cm neben der Radlast angleichen, vgl. Bild 7-29. Die Bodenspannungen unter der Stahlplatte stimmen ab ca. 80 cm neben der Radlast gut überein, vgl. Bild 7-31. Die Bodenspannungen entlang des Rohrscheitels sind nach Mohr-Coulomb über die gesamte Länge geringer als für die Berechnung mit einem spannungsabhängigen Elastizitätsmodul des Bodens.

In Bild 7-32 werden die Ergebnisse der FE-Berechnungen mit Ergebnissen von Berechnungen nach Arbeitsblatt ATV-A 127 und Versuchsergebnissen der DMS-Messungen im GVS verglichen.

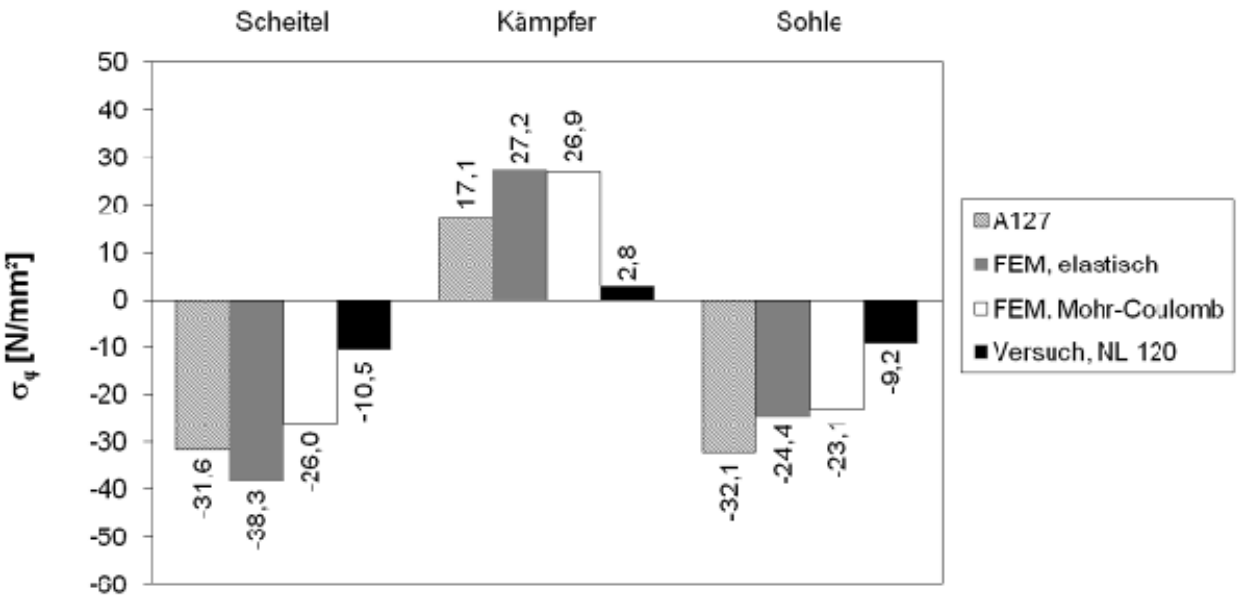


Bild 7-32 Gussrohr, h = 0,88 m, Vergleich der Umfangsspannungen auf der Rohraußenseite

Die Berechnungen mit der FEM ergeben die größten Umfangsspannungen. Die maßgebende Nachweisstelle ist aber zutreffend der Scheitel. Die Versuchsergebnisse sind kleiner als die Berechnungsergebnisse.

Im Kämpfer ergeben die FE-Berechnungen und die Berechnung nach A 127 [V1] Werte ähnlicher Größenordnungen, während im Versuch deutlich geringere Spannungen gemessen wurden.

Insgesamt sind in den Rechenverfahren ausreichende Reserven für unplanmäßige Belastungssituationen vorhanden.

7.2.6.4 Ergebnisse PE-Rohr, Asphalt BK III, h = 0,68 m, NL mit F_1 = 120 kN

Das PE-Rohr weist – obwohl in Umfangrichtung profiliert - mit SN 2 eine sehr geringe Kurzzeit-Rohrsteifigkeit auf, es ist also eindeutig den biegeweichen Systemen zuzuordnen.

Die Generierung einer zweidimensionalen Kunststoffstruktur mit Boden oder einer 3D-Rohrschale ohne Boden ist mit relativ wenig Aufwand möglich und auch bereits veröffentlicht, vgl. z. B. [33]. Dagegen ist die Simulation des dreidimensionalen profilierten PE-Wickelrohres mit Boden sehr aufwändig und wird im Rahmen des Forschungsprojektes nicht weiter verfolgt. Stattdessen wird eine glattwandige Struktur mit unterschiedlichen Steifigkeiten in Umfangs- und Längsrichtung (orthotrope Schale) erzeugt.

Ähnlich wie bei den plastischen Berechnungen nach Mohr-Coulomb mit Guss- und Betonrohren (vgl. Bilder 7-15b und 7-24b) ergibt die Berechnung mit einem elastischem Bodengesetz für das PE-Rohr eine Konzentration der Bodenspannungen neben dem Rohrkämpfer, vgl. Bild 7-33.

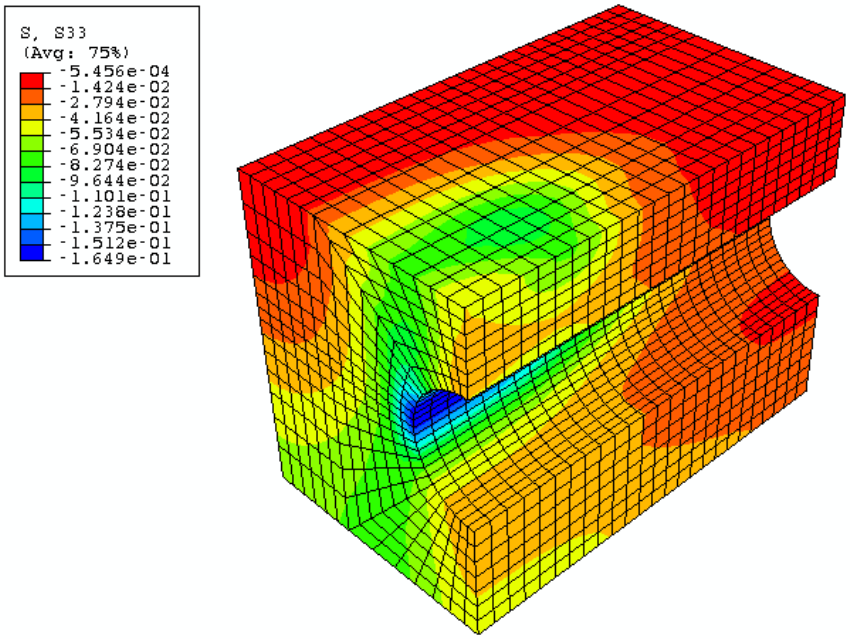


Bild 7-33 Verteilung der vertikalen Bodenspannungen um das PE-Wickelrohr, FE-Modell mit elastischem Bodengesetz, $E(\sigma_B)$

Auf Grund des biegeweichen Verhaltens sind die vertikalen Bodenspannungen über dem Rohr deutlich kleiner als die Werte neben dem Rohr, vgl. Bild 7-34. Der Lastabtrag erfolgt durch die lastverteilende Wirkung der Stahlplatte (Simulation einer Asphaltdecke BK III) seitlich neben dem Rohr.

Der gleiche Effekt tritt auch im Großversuchsstand auf, vgl. Bild 7-34. Über dem Rohrscheitel sind die Bodenspannungen geringer als seitlich neben dem Rohr. Die größten vertikalen Bodenspannungen wurden neben den Kämpfern des PE-Rohres gemessen.

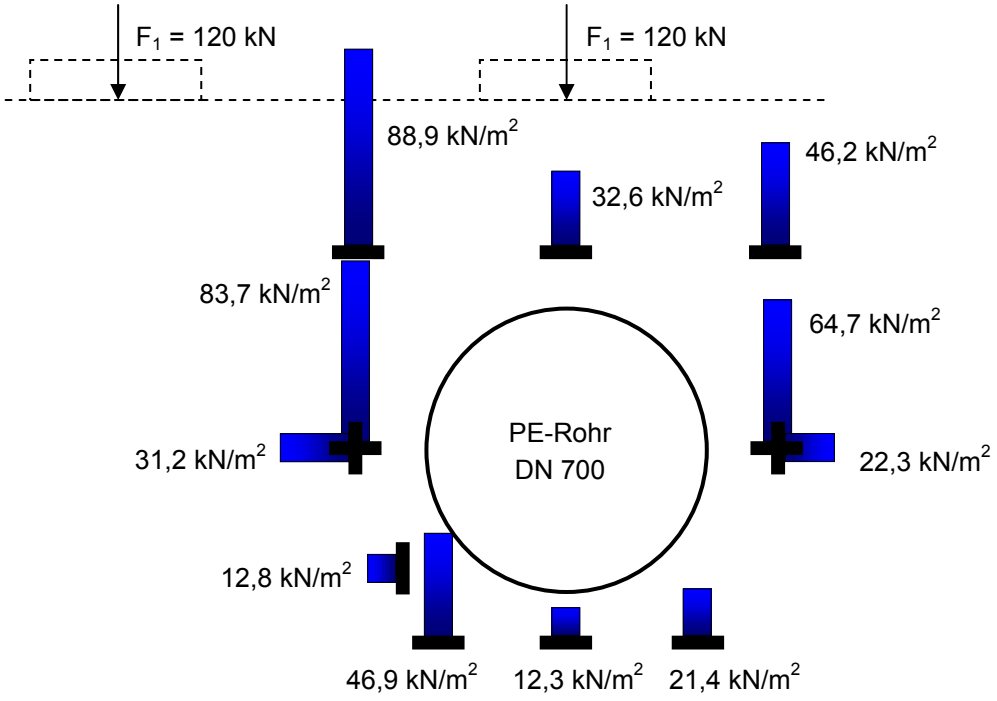


Bild 7-34 Verteilung der Bodenspannungen um das PE-Rohr, Messergebnisse der Erddruckgeber im Großversuchsstand

7.2.6.5 Umfangsspannungen σ_φ (= S11)

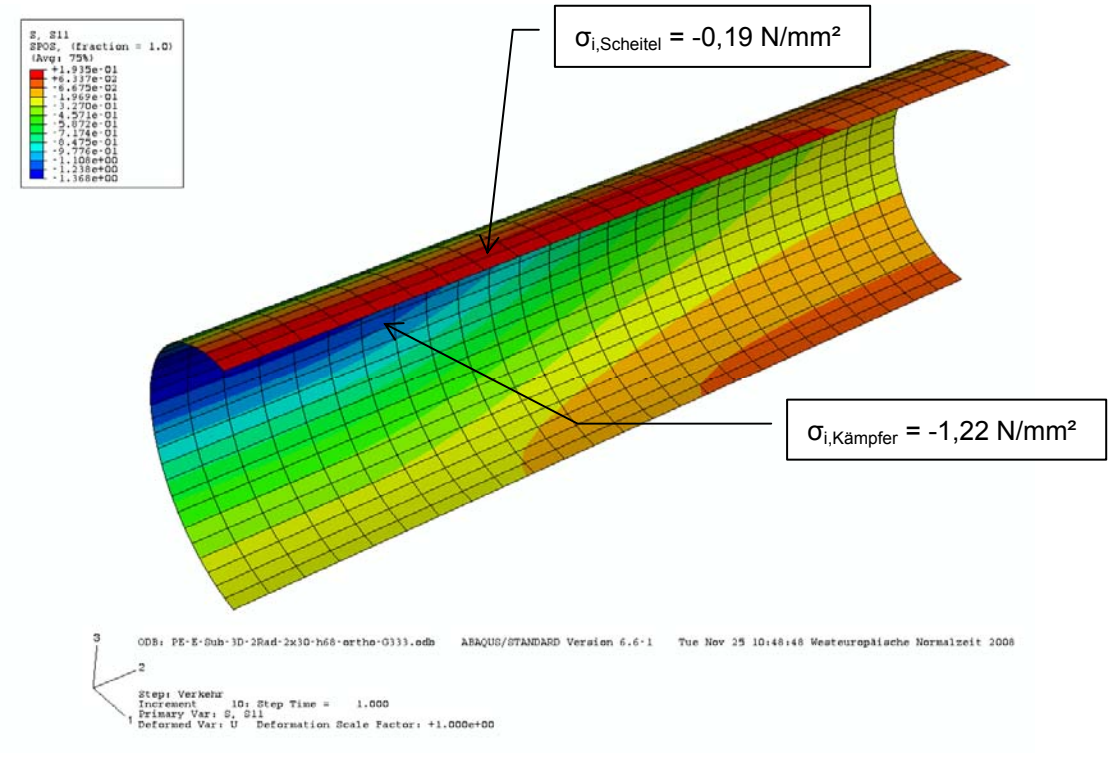


Bild 7-35 Umfangsspannungen des PE-Rohres

Die orthotrope Rohrwand wird in der FE-Berechnung näherungsweise durch richtungsabhängige Elastizitätsmoduln erfasst, die über das Verhältnis der Biegesteifigkeiten ermittelt werden:

E_φ = 900 N/mm² und E_x = 5,2 N/mm² (vgl. Abschnitt 7.2.5.2)

Die resultierenden Umfangsspannungen in Bild 7-35

σ_a = +0,188 N/mm² und σ_i = -1,499 N/mm².

werden für den orthotropen Aufbau der profilierten Rohrschale exemplarisch im Rohrscheitel wie folgt umgerechnet:

Der Mittelwert und die Spannungsdifferenz betragen

σ_m = -0,656 N/mm² und $\Delta\sigma$ = -0,656 + 1,499 = +0,843 N/mm².

Mit den Flächenwerten der Schale

A = $s_{äq}$ = 24,6 mm²/mm und W = 24,6² / 6 = 101 mm³/mm

folgen die Schnittgrößen der anisotropen Schale

$N_\varphi = \sigma_m \cdot A$ = -0,656 · 24,6 = -16,14 N/mm,

$M_\varphi = \Delta\sigma \cdot W$ = +0,843 · 101 = +85,14 Nmm/mm.

Für das Profil PR 34-1.2 gelten die folgenden Querschnittswerte (Mittelwerte aus Profilmindestwerten):

Profilhöhe	h_P = 38 mm
Profilfläche	A_P = 7,7 mm²/mm (radial)
Flächenmoment 2. Grades	I_P = 1.234 mm^4/mm
Abstand der Schwerachse von innen	e = 11,2 mm
Widerstandsmoment, innen	W_i = 110 mm³/mm
Widerstandsmoment, außen	W_a = 45 mm³/mm
Mittlerer Radius	r_m = 350 + 11,2 = 361,2 mm
Korrekturfaktor für Rohrkrümmung	$\alpha_{ki,a} = 1 \pm \frac{1}{3} \cdot \frac{s}{r_m}$

$$\alpha_{ki} = 1 + \frac{1}{3} \cdot \frac{38}{361{,}2} = 1{,}035 \text{ und } \alpha_{ka} = 1 - \frac{1}{3} \cdot \frac{38}{361{,}2} = 0{,}965$$

Mit diesen Schnittgrößen werden nun die Umfangsspannungen der orthotropen Schale berechnet:

$$\sigma_a = -\frac{16{,}14}{7{,}7} - 0{,}965 \cdot \frac{85{,}14}{45} = -2{,}096 - 1{,}827 = -3{,}9 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_i = -\frac{16{,}14}{7{,}7} + 1{,}035 \cdot \frac{85{,}14}{110} = -2{,}096 + 0{,}801 = -1{,}3 \text{ N/mm}^2$$

Die Spannungen über den Rohrumfang sind Bild 7-36 zu entnehmen.

Bei dem beschriebenen Näherungsverfahren werden die Umfangsspannungen etwas unter- und die Längsspannungen überschätzt.

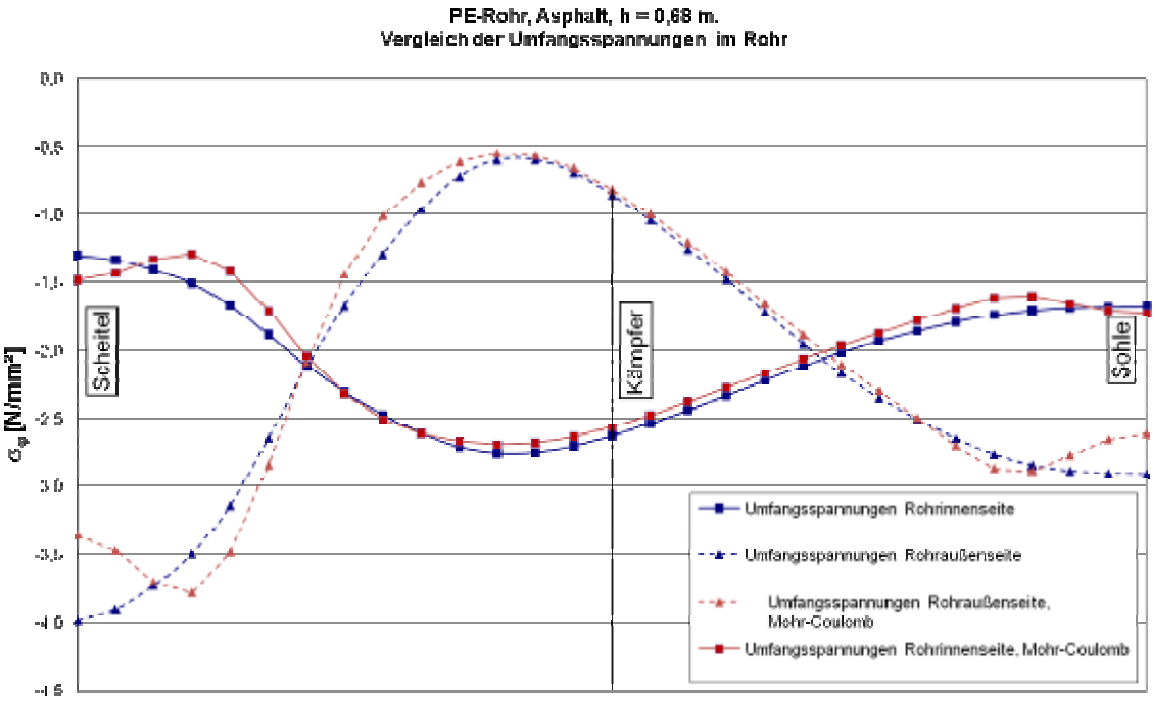


Bild 7-36 PE-Rohr bei h = 0,68 m Überdeckung, Vergleich der Umfangsspannungen der FE-Modelle, Innen- und Außenseite

Aus Bild 7-36 wird deutlich, dass die Zugspannungen in der Rohrwand überdrückt werden. Die FEM-Berechnung ergibt auf der Rohrinnenseite im Scheitel eine Druckspannung von -1,3 N/mm^2. Die Ergebnisse des elastischen und des plastischen Modells (Mohr-Coulomb) sind fast gleich, vgl. Bild 7-36.

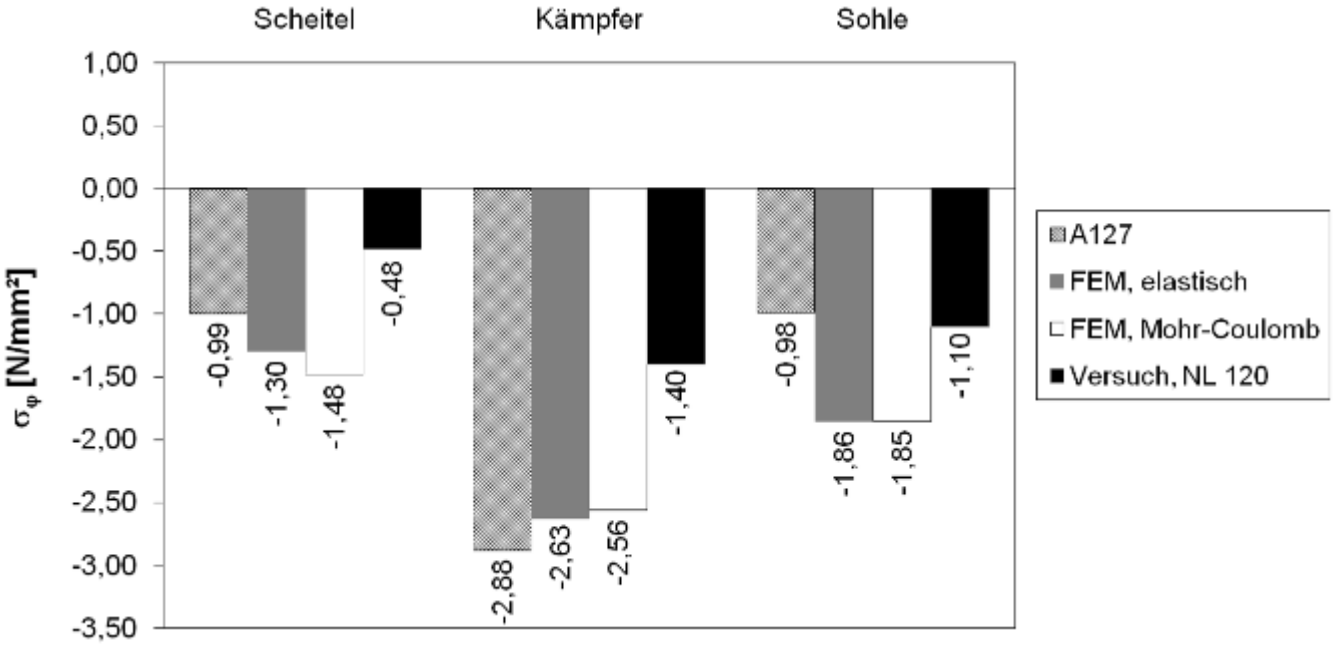


Bild 7-37 PE-Rohr bei h = 0,68 m Überdeckung, Vergleich der Umfangsspannungen, Rohrinnenseite

Der Vergleich der Berechnungen mit den Versuchsergebnissen in Bild 7-37 zeigt, dass auf der Rohrinnenseite stets Druckspannungen auftreten. Die Spannungen auf der Rohraußenseite sind unbekannt, da hier auf Grund der Profilierung keine Dehnungsmessstreifen appliziert wurden. Die gemessenen Spannungen liegen für den untersuchten Lastfall NL immer unter den Rechenwerten.

7.2.6.6 Längsspannungen σ_x (= S22)

Aus der FE-Berechnung folgen die maximalen Spannungen in Längsrichtung

σ_{xa} = -0,0122 N/mm² und σ_{xi} = -0,00772 N/mm².

Der Mittelwert und die Spannungsdifferenz betragen

σ_m = -0,00996 N/mm² und $\Delta\sigma$ = 0,00224 N/mm².

Mit den Flächenwerten der glattwandigen Schale

$A = s_{äq}$ = 24,6 mm²/mm und W = 24,6² / 6 = 101 mm³/mm

folgen die Schnittgrößen in Längsrichtung

$N_x = \sigma_m \cdot A$ = -0,00996 · 24,6 = -0,25 N/mm,

$M_x = \Delta\sigma \cdot W$ = 0,00224 · 101 = 0,23 Nmm/mm.

Die Wanddicke in Längsrichtung beträgt näherungsweise s_x = 4,4 mm, vgl. Anhang E. Damit folgen die Querschnittswerte der orthotropen Schale in Längsrichtung:

A_x = 4,4 mm²/mm

W_x = 4,42² / 6 = 3,23 mm³/mm

Mit den Schnittgrößen der glattwandigen Schale werden die Längsspannungen der orthotropen Schale wie folgt berechnet:

$$\sigma_{x,a} = -\frac{0{,}25}{4{,}4} - \frac{0{,}23}{3{,}23} = -0{,}057 - 0{,}0712 = -0{,}13 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{x,i} = -\frac{0{,}25}{4{,}4} + \frac{0{,}23}{3{,}23} = -0{,}057 + 0{,}0712 = +0{,}01 \text{ N/mm}^2$$

7.3 Folgerungen für das Rechenmodell des Arbeitsblattes A 127

Ziel der Forschungsarbeiten ist auch, vorhandene und für den Zweck der Ergebnisauswertung entwickelte Berechnungsmodelle hinsichtlich ihrer Genauigkeit zu beurteilen. Es handelt sich dabei um die folgenden Modelle:

1. **Kreisringmodell** mit Verformungskompatibilität in den Kämpfern nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 127, 3. Auflage 2000 (eine Neuauflage wird zurzeit bearbeitet),
2. Ebenes **Stabwerkmodell**, bei biegeweichen Rohren elastisch gebettet und Berechnung nach Theorie II. Ordnung,
3. Räumliches Finite Element Modell (**FE Modell**) mit der Möglichkeit von geometrisch und physikalisch nichtlinearen Berechnungen.

Das Kreisringmodell nach dem Arbeitsblatt A 127 wird in Deutschland zur Berechnung von Abwasserkanälen und -leitungen verwendet.

Das Stabwerkmodell wird im Abschnitt 9.5.4.1 des Arbeitsblattes A 127 als Erweiterung vorgeschlagen und ermöglicht auch die Berechnung von Querschnitten, die von der Kreis- oder Eiform abweichen. Der Berechnung von Sanierungssystemen im Merkblatt ATV-M 127-2 [V3] liegt ebenfalls ein Modell dieser Art zugrunde.

Das dreidimensionale FE Modell wurde insbesondere zur genaueren Erfassung der Situation im Großversuchsstand entwickelt. Es ermöglicht die Erfassung der Randbedingungen im Großversuchsstand, der Fahrbahnbefestigung, der verschiedenen Laststellungen und – falls erforderlich – der nichtlinearen Bodengesetze. Ein Vergleich bzw. eine Bewertung der Modelle anhand der Versuchsergebnisse ist in der Tabelle 7-2 zusammengestellt.

Tab. 7-2 Bewertung der Rechenmodelle auf der Grundlage der Versuche

Nr.	Thema	A 127	Elastisch gebettetes Stabwerk	Räumliches FE-Modell
1	Modell	1 D	1,5 D	3 D
2	Profile	Kreis-, Eiprofile	beliebig	bisher Kreisprofil
3	Ergebnisse:			
	Spannungen	φ = 0°, 90°, 180°	$\sigma(\varphi)$ für $0° \leq \varphi \leq 360°$	$\sigma(x,y,z)$
	Verformungen	Δd_v, Δd_h	$v_x(\varphi)$, $v_z(\varphi)$	$v(x,y,z)$
	Stabilität	getrennte Gln.	Theorie II. Ordnung	nichtlineare Ber.
4	Verformungskompatibilität	nur $\varphi = \pm 90°$	+	+
5	Fahrbahnbefestigung:			
	Asphalt	(-) durch p_K	(-) durch p_K	+
	Pflaster	(-) durch p_K	(-) durch p_K	(-)
	Bauzustand	+	+	+
6	Längstragwirkung	(-) durch p_K	(-) durch p_K	+
7	Vergleich Versuch-Modell	s. Anhang C	s. Anhang C	s. Anhang C
a)	biegesteif, Scheitel	-	-	-
	Kämpfer	-	-	-
	Sohle	- (+ Scheitel)	-	+
	KP/BZ	- (+ Scheitel)	-	-
b)	semiflexibel, Scheitel	+	-	-
	Kämpfer	-	-	-
	Sohle	-	+	-
	KP/BZ	- -	(+)	-
c)	biegeweich, Scheitel	-	-	-
	Kämpfer	-	-	-
	Sohle	+	-	-
	KP/BZ	+	(+)	-
8	Profilierte Rohre:			
	örtliche Stabilität	-	-	(-)
9	Auflagerwinkel 2α	+	(-)	(-)
9	Aufwand	+	+	-

Erläuterung: + Vorteil/genau, - Nachteil/ungenau, - - ungenau und auf der unsicheren Seite,
(-) weitere Entwicklung erforderlich
Zeile 7: Vergleich Versuch-Modell für h = 0,44 m

Es zeigt sich, dass nur wenige Ergebnisse der Rechenmodelle auf der unsicheren Seite liegen.

8 Zusammenfassung

8.1 Forschungsprogramm

Die breit angelegten Belastungsversuche an Rohrleitungen DN 700 aus drei verschiedenen Werkstoffen

- Beton (biegesteif),
- duktiles Gusseisen (semiflexibel),
- Polyethylen (biegeweich, profiliert),

mit befestigten und unbefestigten Geländeoberflächen

- Asphalt BK III (zwei 30 mm dicke Stahlplatten),
- Asphalt BK V (eine 30 mm dicke Stahlplatte),
- Pflasterung,
- Boden (Bauzustand),
- beschädigte Fahrbahn (Kantenpressung),

mit verschiedenen Überdeckungen und mit unterschiedlichen Laststellungen ermöglichen eine bessere Einschätzung der Beanspruchungen von Rohrleitungen unter Verkehrslasten nach Eurocode 1 und DIN-Fachbericht 101.

Die Radlasten werden einzeln statisch und lastzyklisch mit 10^6 Lastspielen aufgebracht, in Form der Doppelachse nach DIN-Fachbericht 101 gruppiert und zur Beschreibung eines normalen und engen Begegnungsverkehrs mit unterschiedlichen Abständen angeordnet. Die statischen Einzellasten betragen je Rad 120 kN, bei lastzyklischer Belastung 90 kN.

Für die Verfüllung des Großversuchsstandes und die Rohreinbettung wird ein nicht bindiger und gut verdichtbarer Boden gewählt (Rheinsand, Bodengruppe 1 nach ATV-A 127, Tabelle 1), der bei Rohren unter flachen Überdeckungen und hohen Verkehrslasten üblicherweise zum Einsatz kommt. Die Verfüllung erfolgt lagenweise mit Verdichtungskontrolle, es werden ca. 95 – 97% Proctordichte erreicht.

Ausgewertet werden die Bodenspannungen in der Rohrumgebung, die Rohrspannungen im Scheitel, den Kämpfern und der Sohle und die Rohrverformungen.

8.2 Ergebnisse

Die **Übereinstimmung der Bodenspannungen** mit den bisherige Berechnungsverfahren nach Arbeitsblatt ATV-A 127, TR 1295-3 und Finite Element Methode ist gut, die **Rohrverformungen und -spannungen sind generell geringer** als es die Verfahren erwarten lassen.

In den Vorschriften ATV-A 127 und TR 1295-3 werden nur die Umfangsspannungen ermittelt, die bei flachen Überdeckungen ebenfalls wichtigen **Spannungen in Rohrlängsrichtung** und die Schubspannungen werden nicht berücksichtigt – hierfür liefern die Versuche Ergebnisse und damit Ansätze für eine Verbesserung der Berechnungsmodelle.

Alle Rohrwerkstoffe zeigen eine **zeitliche Zunahme der Rohrspannungen** (hier: Zunahme), d. h. nach Entlastung eines Versuchsabschnittes und Umbau der Belastungseinrichtung gehen die Messwerte nicht auf Null zurück. Daher können die resultierenden Rohrspannungen als Ergebnis einer „Belastungsgeschichte“ durch lang andauernde Verkehrslasteinwirkung betrachtet werden. Die nach Ablauf des Versuchsprogramms gemessenen Rohrspannungen liegen in der Größenordnung der nach der gültigen Vorschrift ATV-A 127 ermittelten Werte. Die Rohrspannungen unter einem Pflaster

sind höher als unter einem Asphaltbelag der BK III oder V. Die Messungen für eine Oberfläche ohne Befestigung (**Bauzustand**) – allerding zur Vermeidung eines Grundbruchs mit auf 70 cm vergrößerter Lastplatte – liefern wiederum höhere Spannungen. Die Maximalwerte wurden mit dem Lastfall „Kantenpressung“ erreicht, mit dem eine **beschädigte Fahrbahnbefestigung** simuliert wurde.

Die untersuchten Rohrwerkstoffe zeigen eine unterschiedliche **Längstragwirkung**, bei profilierten Kunststoffrohren ist sie am geringsten. Wird die Längstragwirkung z. B. bei geschädigten Rohren durch einen Querriss unterbrochen, so ist dies durch höhere rechnerische Scheitelbelastungen zu berücksichtigen.

Die **zyklischen Belastungen** mit 75% der Höchstlast (F_1 = 90 kN) und 10^6 Lastspielen haben eine deutliche Zunahme der Bodenspannungen zur Folge. Nach dem Ausbau der Rohre wird eine geringe Erhöhung der Bodenverdichtung festgestellt.

Der durch die Belastungsbilder des DIN-Fachberichtes 101 vorgegebene **enge Begegnungsverkehr**, eine beschädigte Fahrbahn oder Übergänge der Fahrbahnbefestigung führen zu Mehrbelastungen, die nur zum Teil durch die bisherigen Bemessungsvorschriften abgedeckt sind.

Weitere Untersuchungen gelten dem **Stoßfaktor** z. B. bei Fahrbahnschäden, der in der Vorgängernorm 1,2 (SLW 60) bis 1,5 (LKW 12) betrug und mit dem Erscheinen des DIN-Fachberichtes 101 für den Brückenbau in den Lasten des Tandemsystems enthalten ist.

Ferner werden **dynamische Reaktionen** des Rohr-Bodensystems bei stoßartiger Belastung über dem Betonrohr und dem Kunststoffrohr verglichen.

Für die rechnerische Ermittlung der vertikalen Bodenspannungen in Rohrscheitelebene und des stützenden Seitendrucks wird ein **Lastausbreitungsmodell** vorgeschlagen, mit dem die verschiedenen Randbedingungen flexibel, transparent und leicht programmiert berücksichtigt werden können. Damit können zukünftig sowohl für Überdeckungshöhen > 0,5 m genauere Lastermittlungen durchgeführt als auch für flache Überdeckungen die Zusatzbelastungen abgeschätzt werden. Das Modell ist durch die Ergebnisse des Forschungsprojektes kalibriert und liegt auf der sicheren Seite. Eine Einbindung in die laufende Neufassung der Regelwerke für Rohrstatik (DWA-A 127, A 161 und M 127-2) ist vorgesehen.

8.3 Vorschläge und Ausblick

In der Tabelle 8-1 sind die wichtigsten Erkenntnisse aus dem Forschungsvorhaben „Mindestüberdeckung“ zusammengestellt.

Tabelle 8-1 Neuerungen und Vorschläge für Rohrdimensionierungen nach A 127

Nr.	Thema	3. Auflage	Vorschlag 4. Auflage	Begründung
1	Vertikale Bodenspannung aus Straßenverkehrslasten p_V	DIN 1072, Verteilung nach Boussinesq	DIN-Fachbericht 101, Verteilung im Bereich 2:1 = 100%, 1:1 = 50%	Neue Vorschrift, Begegnungsverkehr, enge Fahrbahn
2	Fahrbahnbefestigung aus Beton, Asphalt, Pflasterung	nicht berücksichtigt (Verteilung 2:1 wie Boden)	Verteilung 1:1 und h_F = 20 cm (Beton und Asphalt mind. BK III), 2:1 für Pflasterbelag	Lastmindernder Einfluss nachgewiesen
3	Maßgebende Stelle für Spannungsnachweis	Sohle	Scheitel, Einführung von Beiwerten m_{qv} für Öffnungswinkel $2\varphi < 180°$	Bei flacher Überdeckung wird Rohrscheitel maßgebend
4	horizontale Bodenspannungen q_h aus Verkehrslasten p_V und konzentrierten Flächenlasten p_K	nicht berücksichtigt	$q_h(p_V) = f \cdot K_2 \cdot p_{V,K}$ s. Abschnitt 6.3	Lastmindernder Einfluss nachgewiesen
5	Spannungen in Rohrlängsrichtung σ_x	nicht berücksichtigt	Nachweis erforderlich bei großen Nennweiten (Hinweis: kleinere Umfangsspannungen in p_V)	Nachweis der Vergleichsspannung aus σ_φ und σ_x
6	Auflagerwinkel 2α für biegesteife Rohre	$2\alpha \leq 120°$ ohne weitere Einschränkungen	B1 und B4: $2\alpha \leq 120°$ B2: $2\alpha \leq 90°$ B3: $2\alpha \leq 60°$	flache Überdeckung: Nachweis ist bisher unabhängig von B1 bis B4 bzw. von E_2
7	Bauzustand (BZ)	i.d.R. Überdeckung h Betriebszustand und SLW 60, lastverteilende Stahlplatten n. b.	gesonderte Berechnung mit Überdeckung h_{BZ}, keine Stahlplatte: Verteilung 2:1, mit Stahlplatte: Verteilung 1:1, Baufahrzeug	BZ als maßgebender Lastfall nachgewiesen
8	Beschädigte Kanäle und Sammler	in A 127 nicht berücksichtigt vgl. Modell M 127-2	bei Querriss und Scherbenbildung: erhöhte Bodenspannung p_V	unterbrochene Lastverteilung
9a	Modell elastisch gebetteter Ring	A 127, Abschnitt 9.5.4.1	Festlegung von Gültigkeitsgrenzen für das Modell	Kalibrierung durch Versuche erfolgt
9b	FE Modell	nicht berücksichtigt	Empfehlung für Sonderfälle	durchgeführte Parameterstudien und Vergleiche

Zeile 6: Im Modell A 127 haben die Einbaubedingungen (A/B) bei geringen Überdeckungen bisher keinen Einfluss auf die Rohrbeanspruchungen. D. h., ein sorgfältiger Rohreinbau mit lagenweise Verdichtung und Verdichtungskontrolle (Einbettungsbedingung B4) liefert dieselben Rohrspannungen wie ein Einbau mit Bodenauflockerungen z. B. durch das Ziehen des Verbaus ohne wirksame Nachverdichtung (Einbettungsbedingung B3) oder Verbaugeräte (Einbettungsbedingung B2). Der Grund hierfür ist der Konzentrationsfaktor λ_R, der nur bei den Erdlasten berücksichtigt wird, die wiederum bei flacher Überdeckung nicht maßgebend sind.

Die Vorschläge der Tabelle 8-1 werden in die laufende Normungsarbeit der DWA-Arbeitsgruppe ES 5.4 Rohrstatik und in den Normenausschuss Wasserwesen (NAW) beim DIN als Vorschläge eingebracht.

Weitere Anstrengungen der aktuellen Forschung und Normung gelten z. B. den folgenden Themen:

- Beanspruchungen und Verformungen von profilierten (Groß-)Rohren bei der seitlichen Verfüllung und Verdichtung,
- Sickerrohre aus Kunststoffen, die in Kies eingebettet und verdichtet werden,
- Rigolenentwässerungen mit sehr flacher Überdeckung, wobei in der Praxis auch Teilummantelungen aus Beton ausgeführt werden,
- Besondere Lagerungsbedingungen in Einkornkies und Flüssigboden,
- Fahrbahnbeanspruchungen bei (Groß-)Rohren mit flacher Überdeckung,
- weitere Parameterstudien mit dem kalibrierten FE-Modell.

Danksagung

Die Autoren danken dem Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes NRW, für die Unterstützung der Forschungsarbeiten.

Dem Institut für Unterirdische Infrastruktur IKT in Gelsenkirchen gilt unser Dank für die sorgfältige Druchführung der Versuche, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Martin Achmus (Institut für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau der Leibniz Universität Hannover) und Herrn Prof. Dr.-Ing. Martin Radenberg (Verkehrswegebau an der Ruhr-Universität Bochum) für die Beratung zur Bodenmechanik und zur Straßenbautechnik.

Die während des Forschungsvorhabens durch Messungen im Großversuchsstand generierten Daten sind als Rohdaten auf CD gespeichert. Eine Komprimierung und Visualisierung dieser Daten steht im Anhang A bis C und ebenfalls auf CD für weiter gehende Auswertungen zur Verfügung.

Literatur

[1] Ahlvin, R.G.: Effects of Heavy-Load Traffic in a Shallow-Buried Flexible Pipe. Materials and Construction (1960) 372-384

[2] Watkins, R.K.; Ghavami, M.; Longhurst, G.H.: Minimum cover for buried flexible conducts. J. of Pipeline Div., Proc. Of the ASCE (1968) 155-171

[3] Gaube, E.; Hofer, H.; Müller, W.: Kanalrohre aus Polyäthylen hart. Meßergebnisse über die Zeitabhängigkeit des Erddrucks und der Verformung. Kunststoffe (1971) 2.

[4] Gumbel, J.: Analysis and design of buried flexible pipes. Dissertation 1983

[5] Hornung, K.: Straßenverkehrsbelastung erdüberdeckter Rohre, Korrespondenz Abwasser 31 (1984) 532-541

[6] Bulson, P.S.: Buried Structures. Static and Dynamic Strength. Chapman and Hall, London New York 1985

[7] Watkins, R.K.; Schupe, O.K.; Osborn, L.E.: Contribution of Insitupipe to the structural integrity of broken rigid buried pipes. Insituform of North America, Inc. 1988.

[8] Hornung/Kittel: Statik erdüberdeckter Rohre, Bauverlag GmbH, Wiesbaden und Berlin, 1989

[9] Falter, B.: Statikprogramme für Personalcomputer, 4. Aufl. 1992. Werner Ingenieur Texte, Düsseldorf

[10] Nowack, R.E.: Abwasserkanäle und -leitungen aus Kunststoffen. Zeitstandverhalten, Meßergebnisse, Rohrstatik. awt – Abwassertechnik (1992).

[11] Falter, B.; Lohse, M.; Brüggesch, G.; Gitzel, R.: Methoden zur Bauzustandserfassung und -bewertung begehbarer Mauerwerkskanäle. Korrespondenz Abwasser 39 (1992) 368-376

[12] Simmer, K.: Grundbau 1, Bodenmechanik und erdstatische Berechnungen. 19. Auflage, (1994), Teubner-Verlag

[13] Falter, B.: Standsicherheit von Rohren und Schächten – Vergleich verschiedener Berechnungsmethoden. Müll und Abfall (1997) 668-680.

[14] Stein, D.: Instandhaltung von Kanalisationen, 3., überarbeitete und erweiterte Auflage, Verlag Ernst & Sohn, 1998

[15] Alferink, F.; Janson, L.E.; Olliff, J.L.: Design of thermoplastic pipes: Prediction of pipe deflection versus field measured values. Plastics Pipes X Göteborgh, Sweden (1998) 495.

[16] Falter, B.; Hinrichs, H.; Lenz, J.; Schwerdt, B.: Erdüberdeckte Kunststoffrohre unter kombinierten Belastungen aus Verkehr und Innendruck, Versuche und Berechnungen. Korr. Abwasser 46 (1999) 233-238

[17] Verkehrsprognose 2015 für die Bundesverkehrswegeplanung. Studie im Auftrag des Bundesministeriums für Verkehr, Bau- und Wohnungswesen (FE-Nr. 96.578/1999). Schlussbericht 04.2001

[18] FH Münster: Statische Untersuchungen zur Beanspruchung von Gussrohren aus Verkehrslasten bei geringen Erdüberdeckungen. Auftrag der Fachgemeinschaft Guss-Rohrsysteme e.V. (unveröff. Bericht vom 30.01.2001).

[19] Davies, J.P.; Clarke, B.A.; Whiter, J.T.; Cunningham, R.J.; A statistical investigation of structurally unsound sewers. Underground Infrastructure Research: Municipal, Industrial and Environmental Applications. Knight & Thomson (eds), pp. 125 © 2001, Swets & Zeitlinger, Lisse, ISBN 90 2651 820 X.

[20] Bosseler, B.; Liebscher, M.: Endbericht zum Forschungsvorhaben „Unterirdischer Vortrieb von Stahlbetonrohren mit Rechteckquerschnitt – Teil II"; im Auftrag des Umweltministeriums NRW (MUNLV) sowie der Stadtentwässerung Köln, der Emschergenossenschaft, Gelsenkanal und dem Ruhrverband; 04/2002; download unter www.ikt.de.

[21] Steffens, K. (Hrsg.); Falter, B.; Grunwald, G.; Harder, H. (2002): Abwasserkanäle und -leitungen, Statik bei der Substanzerhaltung und Renovierung (ASSUR). Kooperatives Forschungsprojekt 01RA 9803/8, gefördert durch BMBF. Abschlussbericht, Eigenverlag Institut für Experimentelle Statik, HS Bremen.

[22] Baessler M., Ruecker W.: Track Settlement Due to Cyclic Loading with Low Minimum Pressure and Vibrations. Beitrag in System Dynamics and Long-Term Behaviour of Railway Vehicles, Track and Subgrade. Lecture Notes in Applied Mechanics, Springer 2002

[23] Lühr, J.; Mälzer, D.; Schmidt, H.-G.: Erdverlegte Kunststoffrohrleitungen unter extremen Einbau- und Belastungsbedingungen. KA 2003 (50) 1012-1021.

[24] IKT- Institut für Unterirdische Infrastruktur: Blitzumfrage unter den Kanalnetzbetreibern in NRW zu Abwasserrohren mit geringer Überdeckung; Dezember 2003.

[25] Hu, Y., Gartung, E., Prühs, H., Müllner, B.: Bewertung der dynamischen Stabilität von Erdbauwerken unter Eisenbahnverkehr, Beitrag aus Geotechnik 26 (2003)

[26] Thepot, O.: Prise en compte des caractéristiques en petites déformations des sols dans l'étude du comportement des collecteurs enterrés, Dissertation 2004, Paris

[27] Heyer, M.; Jürling, D.: Rohrbettung und Bodenverdichtung bei Kunststoffrohren mit profilierter Außenwandung. Diplomarbeit FH Oldenburg, Ostfriesland, Wilhelmshaven (2005)

[28] Falter, B.: Rohrstatik und Bauausführung – Theorie und Praxis. Tagungsband der 2. Kanalbautage am 15./16.03.05 in Feuchtwangen, Veranstalter: DWA

[29] Göbel C.: Geokunststoffbewehrte Erde unter dynamischer Belastung – Weiterentwicklung des Systems, Beitrag zum 7. sächsischen Bautextilien-Symposium Bautex, 26. Januar 2006

[30] Knight, M.; Bayat, A.; Adedapo, A.: Validation of Earth Pressure Measurements Obtained below a Flexible Pavement. Univ. Waterloo, Canada. Paper submitted 2005

[31] Falter, B.; Bosseler, B.; Sokoll, O.; Holthoff, F.: Profilierte Großrohre aus Kunststoff: Praxiserfahrungen und Prüfkonzepte. bi UmweltBau 5 (2006) 40-46

[32] Falter, B.: Statische Berechnung von erdgebetteten Rohrleitungen (ATV-DVWK-A 127) und Rohrsanierungen (ATV-M 127-2). In: Bautabellen (Hrsg. Prof. Schneider), 18. Aufl. 2008. Werner-Verlag Düsseldorf

[33] Bosseler, B.; Sokoll, O.: Endbericht zum Forschungsvorhaben „Profilierte Großrohre aus Kunststoff – Praxiserfahrungen und Prüfkonzepte"; im Auftrag des Umweltministeriums NRW (MUNLV); 200

Unterlagen

[U1] FH Münster: Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle. Forschungsantrag an das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes NRW vom 13.01.2004
1. Bewilligung vom 22.04.2005
2. Erweiterung vom 19.03.2008

[U2] Leibniz-Universität Hannover, IGBE: Labortechnische Untersuchungen, Bestimmung der Bodenparameter des Versuchsstandes, Bericht 01.2008

[U3] Ruhr-Universität Bochum, Prof. Dr.-Ing. M. Radenberg: Berechnungs- und Beratungsleistungen im Forschungsvorhaben „MIBAK – Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle“, Gutachten vom 04.07.2008

[U4] IKT - Institut für Unterirdische InfrastrukturGelsenkirchen: Mindestüberdeckung und Belastungsansätze für flach überdeckte Abwasserkanäle, Statische und lastzyklische Versuche, Bericht November 2008

[U5] Frank & Krah Wickelrohr GmbH: Lieferschein für die PKS-Wickelrohre DN 700 vom 03.04.2008

[U6] Frank & Krah Wickelrohr GmbH: Datenblatt PR 34-1.2, Email vom 18.08.2008

Vorschriften

[V1] Arbeitsblatt ATV-A 127 (08.2000): Statische Berechnung von Abwasserkanälen und -leitungen, 3. Auflage, Hennef

[V2] Arbeitsblatt ATV-A 161 (01.1999): Statische Berechnung von Vortriebsrohren, Hennef

[V3] Merkblatt ATV-M 127-2 (01.2000): Statische Berechnung zur Sanierung von Abwasserkanälen und -leitungen mit Lining- und Montageverfahren, Ergänzung zum Arbeitsblatt ATV-A 127, Hennef

[V4] TR 1295-1: Structural design of buried pipelines under various conditions of loading
Teil 1: Allgemeine Anforderungen (09.97)
Teil 2(E): Zusammenstellung der in den Mitgliedsstaaten eingeführten Berechnungsverfahren
TR 1295-3: Common method (CEN Technical Report, Draft 2007)

[V5] DIN EN 1610 (1997) - Verlegung und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen

[V6] DIN 1072 (12.1985): Straßen- und Wegbrücken. Lastannahmen. Beuth

[V7] DIN-Fachbericht 101: Einwirkungen auf Brücken, 2. Aufl. 03.2003, Beuth.

[V8] RStO 01 (2001): Richtlinie für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen

[V9] DIN EN 598 (11.1994): Rohre, Formstücke, Zubehörteile aus duktilem Gusseisen und ihre Verbindungen für die Abwasser-Entsorgung

[V10] DIN EN ISO 9969 (03.2008): Thermoplastische Rohre – Bestimmung der Ringsteifigkeit

[V11] DIN EN ISO 527-1 (04.1996): Kunststoffe – Bestimmung der Zugeigenschaften, Teil 1: Allgemeine Grundsätze

[V12] DIN 4032 (01.1981): Betonrohre und Formstücke; Maße, Technische Lieferbedingungen Steinzeug GmbH: Steinzeug Handbuch, 9. Auflage 1998, Köln

[V13] DIN 1045 (07.2001): Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton, Teil 1 Bemessung und Konstruktion

[V14] DIN 18800-1 (11.1990): Stahlbauten, Bemessung und Konstruktion, Beuth-Verlag

[V15] ÖNORM B 5012 (2005): Statische Berechnung erdverlegter Rohrleitungen für die Wasserversorgung und die Abwasser-Entsorgung

[V16] Fascicule 70 (2004): Travaux de canalisations d'assainissenment

[V17] TL Pflaster-StB 06 (Ausgabe 2006): Technische Lieferbedingungen für Bauprodukte zur Herstellung von Pflasterdecken, Plattenbelägen und Einfassungen.

[V18] Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 139 Einbau und Prüfung von Abwasserleitungen und -kanälen; Juni 2001, Hennef.

EDV-Programme

[P1] BISAR 3.0, Shell Global Solutions (Frankreich) S.A.S, Petite-Couronne, Handbuch 1998

[P2] PaDesTo 2006, primia GmbH, Dresden

[P3] A127 7.12 – Programm zur Berechnung von erdgebetteten Rohrleitungen nach Arbeitsblatt ATV-DVWK-A 127, s. a. [V1]

[P4] LINERB 7.20 – Programm zur Berechnung von Linern nach Merkblatt ATV-M 127-2, s. a. [V3

[P5] FEM3 5.87 – Programm zur Berechnung von ebenen Stabwerken nach Theorie I. und II. Ordnung, s. a. [9]

[P6] Abaqus/Standard 6.6. Simulia, Providence RI, USA. Handbuch 2007