FITR – Forschungsinstitut für Tiefund Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH in Forschungskooperation mit der IKT – Institut für Unterirdische Infrastruktur gGmbH



# Sachbericht Teil 1: Berichtsteil

# Forschungsprojekt:

# Nachhaltige Kanalsanierung Stadt Rietberg

Gefördert durch das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein Westfalen Projekt-Nr.: A-02/07-GT

# **Arbeitstitel:**

Oberflächennahe Injektion in Hohlräume und Auflockerungen bei zuvor sanierten Hausanschlussstutzen als ganzheitliches Vorgehen bei der Innensanierung von Hausanschlüssen

Kurztitel: Flexofit – Projekterweiterung

Weimar, 27. November 2009

Bearbeiter: Dipl.-Ing. Hartmut Solas Dipl.-Ing. Jürgen Krausewald

Auftraggeber:

Stadt Rietberg

FITR - Forschungsinstitut für Tief- undGeorg-Haar-Str. 5Tel: 03643/ 82 68 0Email: postmaster@fitr.deRohrleitungsbau gemeinnützige GmbHD-99427 WeimarFax: 03643/ 82 68 26Web: www.fitr.de

### Inhaltsverzeichnis

1.	Bezug und Abgrenzung zum Projekt "Dauerhaft flexibler Reparaturstutzen für Einläufe der Grundstücksentwässerung"	7
2.	Fortführung der Arbeiten an der Entwicklung eines "Dauerhaft flexiblen Reparaturstutzens	7
2.1	Erkenntnisstand zum 30.11.2008	7
2.2	Weiterführende Untersuchungen am Flexofit-Gummihutprofil	8
2.2.1	Untersuchungen zur Eignung der Hutprofilsetztechnik von HM Kanaltechnik für das Flexofit-Gummihutprofil	8
2.2.2	Haftzuguntersuchungen	10
2.2.3	Fortsetzung des Praxistests	12
2.2.4	Einsatz der RFID-Transponder	13
2.2.5	Zusammenfassung und Wertung der Ergebnisse im Bezug auf das Flexofit-System	14
2.2.5.1	Systemeigenschaften	14
2.2.5.2	Einsatz in der Praxis	14
2.2.6	Ausblick	15
3.	Flexofit Projekterweiterung	16
3.1	Zielstellung	16
3.2	Umsetzung der Zielstellungen	16
3.2.1	FEM-Berechnungen	16
3.2.2	Praxisnahe Belastungsuntersuchungen zur Anwendbarkeit der Injektionstechnologie	17
3.2.3	Entwicklung Injektionstechnik und Injektionsmaterial	19
3.2.4	Georadaruntersuchungen	19
3.3	Kostenbetrachtungen	20
3.4	Zusammenfassung der Ergebnisse	23
3.5	Ausblick	23
4.	Berichte der Teilprojekte	24
4.1	Teilprojekt: FEM-Berechnungen	26
4.1.1	Ausgangssituation	26
4.1.2	3-Dimensionales Finite-Elemente-Modell	27
4.1.2.1	Vorüberlegungen	27
4.1.2.2	Modell	28
4.1.2.3	Untersuchungen am Ausgangsmodell	30

4.1.2.4	Untersuchungen unter Berücksichtigung einer Sanierung durch Injektion	.32
4.1.3	Betrachtung der Auswirkungen auf das Kanalrohr und den Fahrbahnaufbau	.41
4.1.3.1	Kanalrohr	.41
4.1.3.2	Bereich ungebundener Materialien	.42
4.1.3.3	Asphalt	.44
4.1.4	Zusammenfassung der Ergebnisse	.46
4.2	Teilprojekt: Laborversuche im IKT	.50
4.2.1	Versuchsbeschreibung	.50
4.2.1.1	Versuchsaufbau	.50
4.2.1.2	Belastungen	.52
4.2.1.3	Versuch 1 – Herstellen der Auflockerung und Injektion	.53
4.2.1.4	Versuch 2 – Herstellen des Hohlraums und Injektion	.58
4.2.1.5	Aufbereitung und Darstellung der Druckfolienmesswerte	.61
4.2.2	Versuchsergebnisse Versuch 1 - Auflockerung	.65
4.2.2.1	Versuch 1 – Auflockerung, Vor der Injektion	.65
4.2.2.1.1	Belastung Statisch I	.65
4.2.2.1.2	Belastung Zyklisch	.69
4.2.2.1.3	Belastung Statisch II	.71
4.2.2.2	Versuch 1 – Auflockerung, Nach der Injektion	.77
4.2.2.2.1	Belastung Statisch I	.77
4.2.2.2.2	Belastung Zyklisch	.81
4.2.2.2.3	Belastung Statisch II	.82
4.2.3	Versuchsergebnisse Versuch 2 - Hohlraum	.88
4.2.3.1	Versuch 2 – Hohlraum, Vor der Injektion	.88
4.2.3.1.1	Belastung Statisch I	.88
4.2.3.1.2	Belastung Zyklisch	.91
4.2.3.1.3	Belastung Statisch II	.93
4.2.3.1	Versuch 2 – Hohlraum, Nach der Injektion	.99
4.2.3.1.1	Belastung Statisch I	.99
4.2.3.1.2	Belastung Zyklisch	103
4.2.3.1.3	Belastung Statisch II	105
4.2.4	Zusammenfassung	110
4.3	Teilprojekt: Injektionen	116

4.3.1	Einleitung und Aufgabenstellung116		
4.3.2	Verwendete Materialien12		
4.3.3	Untersuchungen zur Rheologie und zum Abbindeverhalten1		
4.3.3.1	Versuchsmethoden	118	
4.3.3.2	Ergebnisse der Untersuchungen zur Rheologie und zum Abbindeverhalten	119	
4.3.4	Technikumsversuche	120	
4.3.4.1	Allgemeines	120	
4.3.4.2	Versuche HS-OWL	120	
4.3.4.2.1	Aufbau HS-OWL	120	
4.3.4.2.2	Auffüllungsversuch mit dem Dämmer HS	121	
4.3.4.2.3	Auffüllversuch mit dem modifizierten Weimarer Bodenmörtel	122	
4.3.4.3	Auffüllversuche im IKT	123	
4.3.4.3.1	Versuch "Auflockerung"	123	
4.3.4.3.2	Versuch "Hohlraum"	124	
4.3.4.4	Zusammenfassende Bewertung der Versuchsergebnisse	125	
4.3.5	Injektionen in Rietberg	127	
4.3.5.1	Vorgehensweise bei den baustellenmaßstäblichen Injektionen in Rietberg	127	
4.3.5.2	Liste der baustellenmäßigen Injektionspunkte in Rietberg	130	
4.3.6	Zusammenfassende Auswertung der Feldversuche	134	
4.3.7	Kostenschätzung	137	
4.3.8	Fazit und Ausblick	138	
4.3.9	Zusammenfassung	139	
4.3.10	Literaturverzeichnis	140	
4.3.11	Abbildungsverzeichnis	141	
4.3.12	Tabellenverzeichnis	141	
4.4	Prüfbericht: Haftzugprüfungen an EPDM-Harz-Materialien und Brawoliner-Material auf Steinzeugrohren	145	
4.4.1	Versuchsbeschreibung	145	
4.4.2	Versuchsergebnisse und Schlussfolgerungen	149	
4.5	Georadaruntersuchung zur Hohlraumdetektion	156	
4.5.1	Das Georadarverfahren	156	
4.5.2	Vorteile des Georadarverfahrens	157	
4.5.3	Durchführung der Messung157		
4.5.4	Datenbearbeitung und Interpretation	161	

4.5.5	Ergebnis:	162
4.5.6	Zusammenfassung:	

#### 1. Bezug und Abgrenzung zum Projekt "Dauerhaft flexibler Reparaturstutzen für Einläufe der Grundstücksentwässerung"

Das Projekt "Dauerhaft flexibler Reparaturstutzen für Einläufe der Grundstücksentwässerung" wurde im Zeitraum vom 01.06.2007 bis 31.12.2008 durch ein Team aus Forschungseinrichtungen, Hochschulen und Unternehmen der freien Wirtschaft erfolgreich unter der wissenschaftlichen Koordinierung durch die FITR – Forschungsinstitut für Tief- und Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH bearbeitet. Die Ergebnisse sind im Statusbericht vom 30.11.2008 ausführlich dargestellt [1].

Während der Bearbeitung des Projekts wurde deutlich, dass die Sanierung von undichten Einläufen mit dem Flexofit-System zwar, wie in der Projektzielstellung gefordert, die Undichtigkeit als Problem behebt, andererseits aber die als Folgen der Undichtigkeiten bereits entstandenen Auflockerungen, Sackungstrichter und Hohlräume im Straßenaufbau keine Berücksichtigung bei der Sanierung finden. Diese Schäden gehen, wie Untersuchungen in Rietberg aufgezeigt haben, mit einer örtlichen Schwächung der Tragfähigkeit der Straße einher und können so wiederum schädigend auf die neu mit Flexofit sanierten Einläufe wirken.

Eine erfolgreiche und dauerhafte Sanierung der Einläufe kann unter diesen Bedingungen nur dauerhaft gewährleistet werden, wenn unter Beachtung der Wechselwirkungen zwischen Straße und Kanal eine Kombination aus Maßnahmen zur Reparatur der Hausanschlussstutzen einerseits und zur Beseitigung von Auflockerungen und Hohlräumen andererseits umgesetzt wird.

Dieser Situation wurde mit der Antragstellung auf eine Erweiterung des bisherigen Projektes und durch die Genehmigung durch das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein-Westfalen Rechnung getragen.

Der vorliegende Bericht fasst im Abschnitt 3 die Ergebnisse des Forschungsvorhabens "Oberflächennahe Injektion in Hohlräume und Auflockerungen bei zuvor sanierten Hausanschlussstutzen als ganzheitliches Vorgehen bei der Innensanierung von Hausanschlüssen" zusammen. Im Abschnitt 4 sind die Berichte der Teilprojekte, die zu den Ergebnissen in -3- führten, angefügt.

Im Abschnitt 2 wird auf die Untersuchungen bei der Optimierung des Reparaturstutzens Flexofit als Weiterführung des Projektes "Dauerhaft flexibler Reparaturstutzen für Einläufe der Grundstücksentwässerung" eingegangen.

# 2. Fortführung der Arbeiten an der Entwicklung eines "Dauerhaft flexiblen Reparaturstutzens

#### 2.1 Erkenntnisstand zum 30.11.2008

Im Rahmen der bisher erfolgten Untersuchungen [1] wurden das Flexofit-Gummihutprofil mit zwei technologischen Systemen installiert und getestet. Die Qualität der Sanierungsarbeiten wurden vom überwachenden Ingenieurbüro Dr. Papadakis GmbH als optisch von guter Qualität ausgeführt bewertet.

<sup>[1]</sup> Solas, H., Krausewald, J.: Statusbericht: Dauerhaft flexibler Reparaturstutzen für Einläufe der Grundstücksentwässerung – Kurztitel: Flexofit, FITR – Forschungsinstitut für Tief- und Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH

Die im IKT-Warentest "Reparaturverfahren für Anschlussstutzen" aus dem Jahr 2004 [2] untersuchten Hutprofile zeigten Schwächen in der Dichtfunktion. Je nach Schadensbild waren hier bei der Innenwasserdruckprüfung ca. 70% bis 100% der Hutprofile bereits nach der Sanierung undicht.

Die Ergebnisse der Laborversuche im IKT [3] im Rahmen des Projekts Flexofit zeigten ähnliche Tendenzen.

Als Schwachstelle sowohl im Warentest als auch bei Flexofit konnten Umläufigkeiten der in den Steinzeug-Anschlusskanal einragenden Hutzylinder festgestellt werden. Offensichtlich war zwischen dem jeweiligen Hutzylinderteil und dem Steinzeugrohr aufgrund der Glasur keine ausreichende Verklebung entstanden.

Diese Ergebnisse zeigten nicht nur eine Schwachstelle des Flexofit-Systems auf, sondern können als **systembedingter Schwachpunkt** aller Hutprofilsanierungsverfahren angesehen werden. Dieser Schwachpunkt wird in der heutigen Praxis verdrängt, da zum einen das Sanierungsergebnis mit den Hutprofilen vom Hauptrohr aus einen optisch guten Eindruck hinterlässt und zum anderen der Hutkrempenbereich in der Regel dicht ist. Hinterläufigkeiten, wie sie bei den Untersuchungen im IKT unter Laborbedingungen festgestellt wurden, werden nicht erkannt, da es ebenfalls an geeigneter Prüftechnik für diese kritischen Bereich mangelt.

Obwohl das Flexofit-System die Projektzielstellungen erfüllte, sollte der Hinterläufigkeit als neu erkannter Systemschwachstelle im Rahmen der Projekterweiterung entgegen gewirkt werden, indem mit einem alternativen Gummimaterial gearbeitet wurde.

#### 2.2 Weiterführende Untersuchungen am Flexofit-Gummihutprofil

#### 2.2.1 Untersuchungen zur Eignung der Hutprofilsetztechnik von HM Kanaltechnik für das Flexofit-Gummihutprofil

Im Jahr 2008 wurde nach weiteren Sanierungsunternehmen gesucht, die, neben der Firma PKT Pader Kanal Technik – Rohr frei GmbH & Co. KG, bereit waren, das Flexofit-Gummihutprofil in ihr Hutprofilverfahren zu integrieren. Dadurch sollten die Ergebnisse des Projektes auf eine breite Anwendungsbasis gestellt werden, die garantieren, dass die Projektentwicklung nicht nur in Rietberg zu Anwendung kommt.

Dazu wurde deutschlandweit tätigen Sanierungsfirmen das System vorgestellt. Nur eine Firma, die HM Kanaltechnik aus Feldkirchen bei München, zeigte sich bereit, das Flexofit-Gummihutprofil in ihre Hutprofilsanierungstechnologie zu integrieren. Um die Eignung dieser Technologie grundsätzlich einschätzen zu können, wurden im IKT Untersuchungen zur Handhabung und zur Dichtheit des Sanierungsergebnisses durchgeführt.

Ein vergleichbares Versuchsprogramm mit der Simulation von insgesamt 186.000 Lastwechseln je Stutzen (ca. 30-jährigen dynamische Belastung unter Rietberger Bedingungen) und anschließender Durchführung des Hamburger Spülversuchs, wie zuvor beim Pyrolusverfahren von PKT durchgeführt, konnte aus Zeit- und Kostengründen nicht absolviert werden. Der Versuchsumfang belief sich auf Handlingversuche und einer anschließenden Druckprüfung.

<sup>[2]</sup> Bossler, B., Kaltenhäuser, G.: IKT-Warentest – Reparaturverfahren für Anschlussstutzen, Endbericht, IKT – Institut für Unterirdische Infrastruktur, Juni 2004

<sup>[3]</sup> Harting, K.: Laborversuche am Prototyp des Flexofit – Versuchsprogramm und Ergebnisse, IKT -Institut für Unterirdische Infrastruktur, 2008

Die Technologie von HM Kanaltechnik unterschied sich vom Pyrolusverfahren dadurch, dass verfahrensbedingt zunächst ein Kurzhut mit 250 mm Hutlänge an den zu sanierenden Einlauf appliziert wird und bei Bedarf ein zusätzlicher Sideliner in den Einlauf (Variante 1). Alternativ wird von HM Kanaltechnik angeboten, den Kurzhut zusammen mit einem Partliner zu installieren, sodass der Sanierungsbereich zusätzlich zum Einlauf den gesamten Umfang des Hauptsammlers auf einer Länge von ca. 0,8 m umfasst (Variante 2) (Abb. 2).

Im IKT in Gelsenkirchen wurde diese Technologie zusammen mit dem Flexofit-Gummihutprofil in der Variante 1 (Abb. 1) mit Kurzhut und Sideliner getestet. Der Versuchsaufbau für diese Handlingversuche mit anschließender Druckprüfung war identisch zum Pyrolusverfahren.



Abb. 1: Variante 1, Flexofit-Gummihutprofil über Kurzhutprofil



Abb. 2: Variante 2, Flexofit-Gummihutprofil in den dreilagigen Partliner integriert



Abb. 3: Setztechnik für Hutprofile von HM Kanaltechnik





Abb. 5: Einführen der Setztechnik mit Flexofit-Gummihutprofil und Kurzhut in das Betonrohr

Abb. 4: Flexofit-Gummihutprofil auf dem Kurzhut kurz vor dem Einbau



Abb. 6: Ergebnis der Instlallation von Kurzhut und Flexofit-Gummihutprofil

FITR - Forschungsinstitut für Tief- und Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH

Georg-Haar-Str. 5 D-99427 Weimar Tel: 03643/ 82 68 0 Fax: 03643/ 82 68 26

Email: postmaster@fitr.de Web: www.fitr.de



Abb. 7: Sanierungsergebnis nach dem Setzen des zusätzlichen Sideliners





Abb. 8: Sanierungsergbnis bei Variante 1, Blick auf den Einlauf



Abb. 9: Druckprüfung

Abb. 10: Hebebühne für Realisierung unterschiedlicher Prüfdrücke

Bei der anschließenden Druckprüfung nach DIN En 1610 wurde das Betonrohr und beide aus Plexiglas simulierten Einläufe mit Absperrblasen bzw. einer Prüfblase verschlossen und der Prüfraum mit Wasser gefüllt (Abb. 9).

Da keine Erfahrungen mit der Dichtheit des neuartigen Systems vorlagen, erfolgte die Erstprüfung bei 0,1 bar. Der Druck wurde als Wassersäule aufgebracht. Dazu wurde ein mit Wasser gefüllter Prüfbehälter an einer Hebebühne befestigt und durch Veränderung der Höhe der gewünschte Prüfdruck eingestellt (Abb. 10). Nach 15 min Prüfzeit war kein Wasserverlust festzustellen. Im Anschluss wurde der Prüfdruck durch Anheben der Bühne auf 0,3 bar erhöht. Auch hier trat nach 15 min Prüfzeit kein Wasserverlust auf. Schließlich wurde der Prüfdruck auf 0,5 bar erhöht und auch hier kein Wasserverlust festgestellt.

Die positiven Ergebnisse der Druckprüfung und der qualitativ gute Gesamteindruck des Sanierungsergebnisses sowie die Vorteile des im Hauptkanal zusätzlich installierten Partliners, der erwarten ließ, dass den Belastungen aus Hochdruck-spülungen besser standgehalten werden kann, führten im Projekt zur Entscheidung, dieses Verfahren bei den verbleibenden 100 Einläufen in Rietberg anzuwenden.

### 2.2.2 Haftzuguntersuchungen

Durch die bisherigen Untersuchungen wurde als Ursache für die Undichtigkeit eine ungenügende Verklebung mit dem Steinzeugrohr des Einlaufes vermutet. Hinterläufigkeiten wurden bei Verwendung des Flexofit-Gummihutprofils bei Installation mit dem Pyrolusverfahren der Fa. PKT und dem BRAWOLINER<sup>®</sup> als Hutprofil sowohl nach der Installation insbesondere aber nach den dynamischen Belastungen und dem Hochdruckspülversuch festgestellt.

Da als Ursache für diese Undichtigkeit die ungenügende Verklebung im hinteren Einlaufbereich gesehen wurde, sollte die Hinterläufigkeit vermieden werden, indem ein alternatives Gummimaterial für das Flexofit-Gummihutprofil (EPDM-Gummi mit Beflockung, rot) verwendet werden sollte. Die Besonderheit dieses Gummimaterials bestand in zusätzlich aufgebrachten Fasern. Durch die Fasern sollte beim Setzvorgang mehr Harz am Gummihut verbleiben und somit eine bessere Verklebung mit dem Steinzeug erreicht werden.

Um die Verklebung an Steinzeugrohren vor der weiteren Anwendung in Rietberg bewerten zu können, wurden im IKT Haftzuguntersuchungen in Auftrag gegeben. Der Prüfbericht des IKT ist ab S. 145 diesem Bericht angefügt.

Der Prüfbericht kommt zu folgenden Ergebnissen:

Die Ergebnisse der insgesamt 36 Haftzugprüfungen (4 unterschiedliche Materialien x 3 Probekörper x 3 Prüfungen) können Tab. 16, S. 150 bis Tab. 19, S. 153 entnommen werden. Hinsichtlich der Klebewirkung und Eignung der unterschiedlichen Materialien für das Flexofit-Profil lassen sich folgende Punkte zusammenfassen:

- Das EPDM-Gummi mit Beflockung (rot) lieferte die geringsten Haftzugwerte. Hier zeigte sich der Verbund zwischen Beflockung und EPDM-Gummi als Schwachstelle des Materials, da mit Haftzugwerten zwischen 0,47 N/mm<sup>2</sup> und 0,87 N/mm<sup>2</sup> bei sechs von neuen Prüfstellen die Beflockung vom Gummi gelöst wurde (vgl. Tab. 16). Bei den restlichen drei Prüfstellen lag der Bruch zum Teil zwischen Beflockung und Gummi vor, zum Teil in anderen Ebenen wie z. B. in der Klebefuge zwischen Prüfstempel und Gummi.
- Beim EPDM-Gummi (schwarz) ohne Beflockung kann im Vergleich zum Gummi mit Beflockung von einer höheren Haftung ausgegangen werden. Hier entstand der Bruch meist zwischen Harz und Gummi oder in der Klebefuge zwischen Prüfstempel und Gummi, d. h. der aufgeklebte Prüfstempel löste sich zuerst vom Gummi. In diesen Fällen liegt die Haftung zwischen Elastomer und Steinzeugrohr über den ermittelten Werten.
- Bei den Probekörpern mit Brawo-Harz lag die Haftung des Gummis auf dem Steinzeugrohr in sämtlichen Fällen über 1 N/mm² (vgl. Tab. 17). Bei den Probekörpern mit EasyPur-Harz ergaben die drei eindeutigen Prüfungen, bei denen der Bruch zwischen Harz und Gummi entstand, Haftzugwerte von knapp unter 1 N/mm². Bei den übrigen sechs Prüfungen löste sich bei Haftzugwerten von 0,61 N/mm² bis 0,95 N/mm² der Prüfstempel von der Gummioberfläche, sodass die Haftung des Gummis auf der Rohroberfläche über den ermittelten Werten liegt. Tendenziell scheint mit dem Brawo-Harz eine höhere Klebewirkung erzielt worden zu sein, aufgrund der geringen Probenzahl mit eindeutigem Ergebnis ist eine klare Aussage jedoch nicht möglich.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass mit dem EPDM-Gummi in Verbindung mit Sanierungsharz eine nennenswerte Klebewirkung auf Steinzeugoberflächen erzielt werden kann. Voraussetzung dafür ist eine saubere, rückstandsfreie Rohroberfläche vor Aufbringen des Gummis. Von der Verwendung beflockten Materials ist abzuraten. Das EPDM-Gummi mit Beflockung wies bei den Tests die schlechtesten Verklebeeigenschaften auf. Bei der Sanierung der verbleibenden 50 Einläufe in Rietberg wurde das eingesetzte Flexofit-Gummihutprofil wieder aus dem ursprünglichen Gummimaterial gefertigt.

#### 2.2.3 Fortsetzung des Praxistests

Im Jahr 2009 wurden weitere 50 Einläufe mit dem Flexofit-Gummihutprofil in Verbindung mit der Setztechnik der HM Kanaltechnik saniert. Gleichzeitig kam im Bereich der sanierten Einläufe das im Rahmen der Flexofit - Projekterweiterung entwickelten Injektionsverfahrens zum Einsatz.

Zeitraum der Stutzensanierung: 16.09.2009 - 25.09 2009

Ausführende Firma: HM - Kanaltechnik, Feldkirchen

Bauleitung: dr. papadakis GmbH

Bei der Ausführung der Sanierungsarbeiten durch die Firma HM Kanaltechnik traten keine Schwierigkeiten auf. Die Sanierung konnte wie geplant innerhalb von 2 Wochen abgeschlossen werden.

Nach Sichtung der 50 eingebauten Hutstutzen kann man sagen, dass diese optisch von sehr guter Qualität sind (Bild 1).



Bild 1: Ergebnis einer Einlaufsanierung in optisch seht guter Qualität



Rietberg Eberhard-Unkraut-Str. 59416159 II Bild 2 Bildnr.98 28.11m

Bild 2: Sanierungsergebnis: Faltenfreies Anliegen des Partliners

Bild 3: Lechte Wulstbildung im Übergangsbereich

Faltenbildung sowohl im Kragenbereich als auch im Anschluss selbst ist nicht oder nur in sehr geringem Maße ersichtlich. Die Liner liegen im Hauptkanal und in den Anschlussleitungen glatt am Altrohr an (Bild 2).

Lediglich bei 5 Stutzen sind im Übergangsbereich vom Hauptkanal in den Anschluss eine leichte Wulst zu erkennen (Bild 3), die wahrscheinlich daraus rührt, dass der Anschluss tangential an das Hauptrohr anschloss. Diese Wülste stellen jedoch keine Abflusshindernisse dar und sind daher auch nicht als Qualitätsmangel zu sehen. Die Funktion des Flexofit-Hutes wird dadurch nicht beeinflusst.

Zur Dichtigkeit kann man aufgrund der Videosichtung keine Aussage machen. Daher ist es ratsam, stichprobenhafte Dichtheitsprüfungen vorzunehmen.

FITR - Forschungsinstitut für Tief- und	Georg-Haar-Str. 5	Tel: 03643/ 82 68 0	Email: postmaster@fitr.de	
Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH	D-99427 Weimar	Fax: 03643/ 82 68 26	Web: www.fitr.de	ELTR

#### 2.2.4 Einsatz der RFID-Transponder

Im Zuge der in Rietberg im Rahmen des Projektes Flexofit ausgeführten Sanierung von 150 Einläufen der Grundstücksentwässerung wurden Transponderchips auf Basis der RFID-Technologie (**R**adio **F**requency **Id**entification) eingebaut (Abb. 11).

Der Einbau erfolgte in den Kragenbereich des Hutprofils (Abb. 12 und Abb. 13). Die Auslesbarkeit der Transponder wurde während der Vorversuch im IKT und stichprobenartig während des Einbaus der Flexofit-Reparaturstutzen mit einem Lesegerät überprüft, welches zum Auslesen von der Oberfläche geeignet war (Abb. 14 und Abb. 15).



Abb. 11: RFID-Transponder, Außendurchmesser 3 cm



Abb. 13: Beabsichtigte Lage des Transponders nach dem Einbau



Abb. 15: Identifikationsnummer, ID, für einen Einlauf im Display



Abb. 12: Positionierung des Transponders vor dem Einbau des Flexofit-Reparaturstutzens



Abb. 14: Lesegerät für den Einsatz von der Oberfläche, z. B. zum Auslesen von Transpondern im Schachtbereich

FITR - Forschungsinstitut für Tief- und Ger

Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH

Georg-Haar-Str. 5 D-99427 Weimar Tel: 03643/ 82 68 0 Fax: 03643/ 82 68 26 Email: postmaster@fitr.de Web: www.fitr.de Durch die Sanierungsfirmen wurde die Identifikationsnummer der Transponder bei der Sanierung der Einläufe in das Protokoll der Sanierungsarbeiten eingetragen. Dadurch können bei einer späteren TV-Inspektion die über geeignete Lesetechnik verfügt, Kontrollen der sanierten Einläufe vorgenommen werden.

#### 2.2.5 Zusammenfassung und Wertung der Ergebnisse im Bezug auf das Flexofit-System

#### 2.2.5.1 Systemeigenschaften

Das Flexofit-Gummihutprofil stellt eine sinnvolle Ergänzung heute am Markt eingeführter Produkte und Technologien für die Sanierung von Einläufen der Grundstücksentwässerung dar. Nicht nur unter den besonderen Rietberger Bedingungen, die ursprünglich zur Entwicklung des Systems geführt haben, kann durch die Anwendung eine Verbesserung der Sanierung erzielt werden. Folgende Punkte wirken sich dabei insgesamt positiv und im Bezug auf die Hutprofilsanierungsverfahren allgemein systemverbessernd aus:

- Das Flexofit-Gummihutprofil ist gekennzeichnet durch eine in den Einlauf einragende Hutlänge vom min. 350 mm.
- Dadurch wird gewährleistet, dass mindestens eine dem Einlauf folgende Muffenverbindung im Sanierungsbereich liegt. Damit werden die statistisch verbreitetsten Ursachen für Undichtigkeiten an Einläufen beseitigt.
- Gegenüber Systemen mit Kurzhüten (Hutlänge ≤ 200 mm) werden, insbesondere in Hinblick auf die bei den Belastungstests im IKT festgestellten systembedingten Schwachstellen bei der Dichtheit infolge ungenügender Verklebung mit dem Steinzeug, die Systemvorteile für ein möglichst weit in den Einlauf einragendes und allseitig verklebten Hutprofil, wie dem Flexofit-System, deutlich.
- Durch das zusätzliche Flexofit-Gummihutprofil wird verhindert, das Harzmaterial aus den Hutprofilen während des Setzens und Aushärtens unter Innendruck in das umgebende Erdreich ablaufen kann und somit die wirksame Harzwandstärke reduziert.
- Vorteilhaft wirkt sich diese Schalungswirkung auch im Zusammenhang mit anstehendem Grundwasser aus, welches meist über den undichten Übergangsbereich von Grundstücksentwässerung zu Hauptsammler einläuft. Die Schalungswirkung schützt das Harz der ursprünglichen Hutprofile und verhindert ein Auswaschen. Dadurch können andere Maßnahmen Verhinderung des Wassereintritts während der Sanierung entfallen.

#### 2.2.5.2 Einsatz in der Praxis

Das Flexofit-Gummihutprofil wurde in Rietberg bei insgesamt 150 Einläufen eingesetzt. 50 Einläufe wurden mittels Pyrolusverfahren unter Verwendung des BRAWOLINER<sup>®</sup> Hutprofils saniert. Bei 100 Einläufen kam die Technologie des HM Kanaltechnik zum Einsatz (vergleiche Abschnitt 2.2.1).

Das Sanierungsergebnis wurde bei beiden Ausführungsformen durch das mit der Bauleitung beauftragte Ingenieurbüro dr. papdakis GmbH mit optisch gut bewertet.

Insbesondere die Technologie von HM Kanaltechnik, die in Rietberg in der Variante mit zusätzlichem Partliner für den Hauptkanal 100-mal eingesetzt wurde, konnte überzeugen, da dadurch mögliche Schädigungen des Sanierungsergebnisses infolge Hochdruckspülungen weitestgehend ausgeschlossen werden.

Eine objektive Bewertung durch eine Überprüfung der Dichtheit unter Praxisbedingen konnte mangels geeigneter Prüftechnik nicht durchgeführt werden. Es sei an dieser

Stelle angemerkt, dass sich im Bereich der Inspektions– und Prüftechnik tätige Firmen mit dieser Thematik auseinandersetzten und Prüfsysteme angeboten werden. Diese sind jedoch ungeeignet, da der Krempendurchmesser (ca. 600 mm) des Flexofit-Systems für den Prüfraum zu groß ist. Erst nach einer Anpassung der Prüftechnik an das neue Einlaufsanierungssystem kann eine objektive Bewertung erfolgen.

Die unterschiedlichen Technologien bei der Installation führten zu unterschiedlichen Zeiten, die für die Sanierung eines Einlaufes benötigt wurde. Erreichte PKT mit dem Pyrolusverfahren maximal 2 Einlaufsanierungen am Tag, konnten mit der Setztechnik von HM Kanaltechnik bis zu 5 Einläufe saniert werden. Die unterschiedliche Tagesleistung fand seinen Niederschlag in deutlich unterschiedlichen Preisen.

Am Ende des Projektes kann mit der bis zu diesem Zeitpunkt am Markt zur Verfügung stehenden Setztechnik deshalb sowohl qualitäts- als auch kostenseitig die Technologie von HM Kanaltechnik für die zukünftige Anwendung empfohlen werden.

#### 2.2.6 Ausblick

Das Flexofit-Gummihutprofil hat seine Praxistauglichkeit in Rietberg unter Beweis gestellt. Bisher konnten zwei Sanierungsfirmen gewonnen werden, die das System auch zukünftig einsetzen wollen.

Der Hersteller des Flexofit-Gummihutprofis stellt auch zukünftig auf Anfrage diese Hutprofile her. Dies erfolgt im Moment händisch. Bei einem jährlichen Bedarf von mehr als 25.000 Stück kann die Umstellung zur Herstellung als Formartikel mit spezieller Presstechnik erfolgen und zu einer Kostenreduzierung beitragen.

Die Stadt Rietberg wird bei Ausschreibungen zukünftig den ganzheitlichen Ansatz verfolgen und sowohl das Flexofit-System als auch das Injektionsverfahren ausschreiben.

#### 3. Flexofit Projekterweiterung

#### 3.1 Zielstellung

Die Projekterweiterung zielte darauf ab, den erfolgreich im Projekt "Flexofit" entwickelten dauerhaft elastischen Reparaturstutzen bei Bedarf nach erfolgter Sanierung mit der Möglichkeit einer gezielten Injektion der Hohlräume und Gefügeauflockerungen in der Leitungs- und Verfüllzone sowie der Straßenkonstruktion von der Oberfläche zu kombinieren. Nur so konnte die Dauerhaftigkeit und damit die Wirtschaftlichkeit der Sanierungsmaßnahme gesichert werden.

Aufbauend auf Untersuchungsergebnissen der Hochschule Ostwestfalen-Lippe sollte diese Zielstellung durch Modifizierung vorhandener Injektionstechnik und Anpassung vorhandener Injektionsmaterialien realisiert werden.

Dabei stand die Verfüllung mit möglichst geringem technischen Aufwand für die Materialaufbereitung und die eigentliche Injektion im Vordergrund.

Da die Hohlräume und die Gefügeauflockerungen in Rietberg u. a. durch den hohen Grundwasserspiegel verursacht werden, wurde vermutet, dass der gesamte Bereich der Leitungszone und des Straßenaufbaus in der Nähe des undichten Einlaufs betroffen sein kann. Eine genaue Kenntnis der Lage sollte durch den Einsatz des Georadars erbracht werden.

#### 3.2 Umsetzung der Zielstellungen

#### 3.2.1 FEM-Berechnungen

Die Zielstellung des Forschungsvorhabens bestand darin, durch Injektionen Auflockerungen und Hohlräume, die zuvor durch undichte Einläufe der Grundstücksentwässerung entstanden waren, mit geeigneten Verfüllstoffen aufzufüllen und so die Tragfähigkeit der Straße wieder herzustellen.

Da Auflockerungen und Hohlräume im Bereich der undichten Einläufe erwartet wurden, bestand die Gefahr, dass infolge der Injektion, insbesondere durch den ausgehärteten Injektionskörper, punktuelle Belastungen auf die Einläufe und die gesamte Kanalisation eingeleitet werden und dadurch dauerhaft Schäden verursacht werden.

Im Rahmen des Forschungsvorhabens sollte deshalb durch die Ingenieurgemeinschaft ConVia mittels FEM-Simulation überprüft werden, ob durch die Injektion zusätzliche Belastungen für die Kanalisation, insbesondere für die Einläufe zu erwarten sind und unter welchen Voraussetzungen eine Injektion ausgeführt werden kann.

Der Bericht des Teilprojekts FEM-Berechnungen ist ab S. 26 diesem Bericht angefügt.

Die Ingenieurgemeinschaft ConVia kommt zu folgenden grundsätzlichen Aussagen:

- 1. Die Beanspruchung des Kanalrohrs in der hier untersuchten Tiefenlage wird durch die Sanierung mit dem Injektionsverfahren nicht erheblich verändert.
- 2. Die Trichterform des bei der Sanierung entstehenden Injektionskörpers hat eine positive Auswirkung auf die Spannungsverteilung. Über die Seitenflächen des Injektionskörpers werden die Vertikalspannungen, die von der Fahrbahnoberfläche über die Fahrbahnbefestigung in den Injektionskörper eingeleitet werden, auf den umgebenden Boden übertragen, sodass es nicht zu einer stempelartigen Lasteinleitung auf das Kanalrohr kommt.
- 3. Somit ist eine Injektion selbst bis zum Rohrscheitel als unkritisch für die Beanspruchung des Kanalrohrs anzusehen.

- 4. Der E-Modul des Injektionsmaterials (zumindest für den Hohlraum) sollte etwa 200 bis 500 MPa betragen, um die entstandene Überbeanspruchung der Fahrbahnbeanspruchung zu beseitigen und dabei deren Auflager wiederherzustellen.
- 5. Die Sanierungstiefe sollte nicht nur wenige Zentimeter, sondern mindestens 40 bis 60 cm betragen.

#### 3.2.2 Praxisnahe Belastungsuntersuchungen zur Anwendbarkeit der Injektionstechnologie

Wie bereits unter 3.2.1 im Bezug auf die Notwendigkeit der FEM-Simulation erläutert, sollten im Projekt vor der realen Anwendung der Injektionstechnik in Rietberg die Randbedingungen für deren Einsatz abgeklärt werden.

Im Teilprojekt des IKT sollte unter praxisnahen Bedingungen (konkrete Verlegesituation in Rietberg) geklärt werden, wie sich unterschiedliche Verfüllsituationen, gekennzeichnet durch Auflockerungen und/oder Hohlräumen und der Eintrag unterschiedlichen Verfüllstoffe unter dynamischen Belastungen auf erdverlegte Rohrleitungen auswirken.

Der Bericht des Teilprojektes ist ab S. 50 diesem Bericht angefügt.

Das IKT kommt zu folgenden Aussagen:

Es konnten deutliche Unterschiede bei der Entwicklung der Druckverteilungen auf dem Messrohr durch die Injektionen bei Versuch 1 und Versuch 2 festgestellt werden.

#### Versuch 1: Auflockerung

Bei **Versuch 1** kam es zu keinen nennenswerten Veränderungen bei den Druckverteilungen. Die gemessenen Druckwerte auf der Oberfläche der Rohrhalbschale blieben sowohl vor der Injektion mit dem Feinstbindemittel als auch danach in einem vergleichbaren Rahmen (vgl. Tab. 1). Auch die zyklische Belastung zwischen den beiden statischen Belastungen führte zu keiner eindeutig sichtbaren Veränderung, nachdem die Injektion durchgeführt wurde (vgl. Tab. 2).

Folie	Statisch II [N] vor der Injektion	Statisch I [N] nach der Injektion	Zu- / Abnahme [%]
37	1473,1	1462,6	- 0,72
38	1258,9	1349,4	+7,19
39	1267,0	1262,1	- 0,39

 Tab. 1:
 Versuch 1 - Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN vor und nach der Injektion mit Feinstbindemittel

Tab. 2:Versuch 1 - Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN nach<br/>der Injektion mit Feinstbindemittel

Folie	Statisch I [N] nach der Injektion	Statisch II [N] nach der Injektion	Zu- / Abnahme [%]
37	1462,6	1549,6	+ 5,95
38	1349,4	1232,0	- 9,53
39	1262,1	1304,4	+ 3,35

#### Versuch 2: Hohlraum

Die Injektion mit Feinstbindemittel und anschließender Verfüllung mit Weimarer Bodenmörtel in den hergestellten Hohlraum bei **Versuch 2** führte dagegen zu deutlichen Veränderungen bei den Druckverteilungen auf die Rohrhalbschale.

An der mittleren Druckmessfolie F 38 stieg die übertragene Gesamtkraft um fast 70 % an, nachdem der Hohlraum verfüllt wurde. Auch an den beiden äußeren Folien F 37 und F 39 stiegen die gemessenen Gesamtkräfte um ca. 35 % an. Eine Konzentration der mittig eingeleiteten Belastung auf die Mitte der eingebauten Rohrhalbschale ist klar erkennbar.

Der verfestigte, sich nach unten verjüngende Injektionskörper leitet die Last punktuell auf die Rohroberfläche weiter (vgl. Tab. 3). Während und nach der zyklischen Belastung kam es dann jedoch zu einer starken Abnahme der Drücke auf allen drei Folien. Auf die mittlere Druckmessfolie F 38 wurde nun der geringste Druck gemessen und auch an den äußeren Folien war eine deutliche Abnahme feststellbar (vgl. Tab. 4).

Folie	Statisch II [N] vor der Injektion	Statisch I [N] <mark>nach</mark> der Injektion	Zu- / Abnahme [%]
37	1299,5	1727,6	+ 32,94
38	1400,9	2358,9	+ 68,36
39	1149,8	1581,3	+ 37,53

Tab. 3:Versuch 2 - Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN vor<br/>und nach der Injektion mit Bodenmörtel

Tab. 4:Versuch 2 - Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN nach<br/>der Injektion mit Bodenmörtel

Folie	Statisch I [N] nach der Injektion	Statisch II [N] nach der Injektion	Zu- / Abnahme [%]
37	1727,6	1152,6	- 49,89
38	2358,9	952,7	- 147,60
39	1581,3	1213,4	- 30,32

Deutlich wird, dass vor der zyklischen Belastung zur Simulation von dynamischen Verkehrslasten die größte Last auf Folie F 38 übertragen wird und die Drücke in den Randbereichen der äußeren Folien geringer werden.

Zu diesem Zeitpunkt werden die eingeleiteten Lasten direkt über den Injektionskörper auf das Zentrum der Rohrhalbschale übertragen.

Nach der zyklischen Belastung stellt sich ein vollkommen verändertes Bild dar. Auf die mittig auf der Rohrhalbschale applizierten Druckmessfolie F 38 werden nun die geringsten Drücke übertragen. Wohingegen in den Randbereichen der äußeren Folien die größten Drücke auf die Rohroberfläche übertragen werden.

Die aufgebrachten Lasten werden durch die trichterförmige Geometrie des Injektionskörpers scheinbar nicht mehr zentral nach unten auf die Rohrhalbschale geleitet. Der Injektionskörper scheint sich im Boden zu verspannen, sodass die Drücke horizontal an den umgebenden Boden übertragen werden. Ein Indiz dafür ist nicht nur die Verminderung des übertragenen Druckes an Folie F 38, sondern auch die Zunahme des übertragenen Druckes in den äußeren Randbereichen der Folien F 37 und F 39.

### 3.2.3 Entwicklung Injektionstechnik und Injektionsmaterial

Für die Entwicklung/Anpassung der Injektionstechnik einschließlich der Auswahl und Anpassung der Verfüllmaterialien sowie ihrer Anwendung in Rietberg war im Rahmen des Projekts die Hochschule Ostwestfalen-Lippe (HOWL) verantwortlich.

Der Teilbericht ist ab S. 116 diesem Bericht angefügt.

Die HOWL kommt zu folgenden Aussagen:

Im Rahmen der Entwicklung eines ganzheitlichen Kanalsanierungsverfahrens für den Bereich schadhafter Hausanschlussstutzen waren unter anderem für die Stabilisierung beziehungsweise Auffüllung dadurch induzierter Gefügestörungen und Hohlraumbildungen im Boden neben und über der Kanalschadensstelle geeignete mineralische Materialien auszuwählen und zu untersuchen und eine zugehörige möglichst einfache Verfahrenstechnik zu entwickeln. Der Erfolg der Maßnahmen war an zahlreichen Untersuchungsstellen im Stadtgebiet von Rietberg entsprechend nachzuweisen.

In vorbereitenden klein- und großmaßstäblichen Laboruntersuchungen im Labor für Hochschule Ostwestfalen-Lippe wurden zunächst Geotechnik der Verpressmaterialien auf der Basis handelsüblicher und baupraktisch erprobter Feinstbindemittel, Dämmer und sogenannter Bodenmörtel untersucht. Darüber hinaus wurde in Technikumsversuchen eine einfache Injektionstechnik für das wirksame Einbringen dieser Materialien mittels einer einfachen und kompakten Aufbereitungs- und Verpressanlage und einer einfachen Verpresslanze entwickelt. Anhand zahlreicher Felduntersuchungen konnte die Wirksamkeit auch im Baustellenmaßstab nachgewiesen werden. Hierauf weisen auch die Ergebnisse der in Rietberg erfolgten Aufgrabungen hin. Begleitend durchgeführte Belastungsversuche und modelltheoretische Berechnungen haben darüber hinaus den Nachweis gebracht, dass es durch solche Gefügestabilisierungen und Auffüllungen über und neben dem geschädigten Kanalrohr zu keinen maßgeblichen und für das ebenfalls zu sanierende Kanalrohr schädlichen Belastungen beziehungsweise Belastungserhöhungen kommt.

Mit dem entwickelten Verpress- oder Auffüllverfahren liegt somit eine wirtschaftliche und mit nur geringem Aufwand und Zeitbedarf durchzuführende Verfahrenstechnik vor, um im Rahmen einer ganzheitlichen Vorgehensweise nicht nur den Kanalschaden selbst sondern auch den daneben und darüber liegenden gestörten Boden wieder zu verfestigen oder bereits entstandene Hohlräume zu verfüllen und dementsprechend auch die Stabilität der darüber im Allgemeinen befindlichen Verkehrsflächenbefestigung wieder herzustellen.

#### 3.2.4 Georadaruntersuchungen

Für die Sanierung mit dem Flexofit-Gummihutprofil wurde von der Stadt Rietberg ein Regenwasserkanal in der Eberhard-Unkraut-Straße ausgewählt, von der bekannt war, dass markante Absenkungen im Straßenbereich Auflockerungen bzw. Hohlräume im Straßenaufbau als Folge von undichten Einläufen erwarten ließen.

Zur Abklärung der tatsächlichen Situation für den Einsatz der Injektionstechnologie vor Ort standen bei Projektbeginn grundsätzlich zwei Vorgehensweisen zur Verfügung.

- 1. Punktuelle Überprüfung von Auffälligkeiten an der Straßenoberfläche und Untersuchung der Lagerungsdichte mittels leichter Rammsondierung
- 2. Flächenmäßige Untersuchung des gesamten Straßenzugs mittels Georadar

Da im Projekt für das Jahr 2009 noch 50 Einläufe mittels Flexofit-Verfahren saniert werden sollten, lag zunächst nahe, im Bereich dieser Einläufe durch Rammsondierung die Notwendigkeit des Injektionsverfahrens zu überprüfen. Da erste Voruntersuchungen zeigten, dass durch die TV-Inspektion als undicht erkannte Einläufe nicht zwangsläufig Auflockerungen oder Hohlräume nach sich ziehen, wurde entschieden, im Projekt das Georadarverfahren, als einem zukunftsträchtigen Verfahren zur Detektion von Auflockerungen und Hohlräumen einzusetzen.

Mit der Georadarbefahrung wurde die Firma GBM Wiebe Gleisbaumaschienen GmbH, Abteilung Messtechnik/Georail beauftragt.

Der Bericht von GBM ist ab S. 156 diesem Bericht angehängt.

Die Ergebnisse der Georadaruntersuchungen zeigten in der ausgewählten Straße in Rietberg eine Vielzahl von Störungen in unterschiedlichen Tiefenlagen auf, die sowohl in einem Zusammenhang zur Kanalisation und damit auch zu undichten Einläufen gesehen werden konnten. Gleichzeitig wurden Bereiche detektiert, die keinen ersichtlichen Zusammenhang zur Kanalisation aufwiesen.

Anhand der Georadaruntersuchungen und in Abstimmung mit GBM wurden durch das FITR 50 Bereiche ausgewählt, bei denen das Injektionsverfahren eingesetzt werden sollte. Vor jeder Injektion, die von der HOWL ausgeführt wurde, sollte durch leichte Rammsondierung die Notwendigkeit einer Injektion untersucht werden. In Abhängigkeit von den festgestellten Schlagzahlen sollte entschieden werden, welches Injektionsmaterial zur Anwendung gebracht wurde.

#### 3.3 Kostenbetrachtungen

Neben den Vorteilen, die sich bei der Anwendung des Flexofit-Reparaturstutzens in Verbindung mit der Injektion von Auflockerungen und Hohlräumen ergeben, kommen bei der Anwendung auch Kostenvorteile zum Tragen.

Anhand der tatsächlichen Kosten, die bei der Sanierung zweier konkreten Schadensfällen in Rietberg im dem Jahr 2008 an einem Regenwasser- und einem Schmutzwasserkanal anfielen, konnte eine Gegenüberstellung mit den Kosten bei der Anwendung des Flexofit-Systems und der Injektion in Auflockerungen und Hohlräume erarbeitet werden.

Bei dem ersten Schaden (Schadensfall 1) im Regenwasserkanal (Abb. 16 bis Abb. 19) war eine Straße auf ca. 50 cm eingebrochen. Die Überdeckung des Kanals betrug ca. 50 – 60 cm. Durch die flache Verlegung konnte bei der Sanierung in offener Bauweise auf eine Wasserhaltung verzichtet werden. Die angefallenen Gesamtkosten beliefen sich auf 3.047,44€. Der zweite Schaden (Schadensfall 2) betraf einen Schmutzwasserkanal (Abb. 20 bis Abb. 23). Dort wurde eine Absenkung in der Straße festgestellt, die ihre Ursache in einem undichten HA-Stutzen hatte. Die Verlegetiefe des Schmutzkanals lag bei ca. 3 m. Für die Sanierung in offener Bauweise, für die eine Wasserhaltung notwendig war, musste die Straße drei Tage voll gesperrt werden. Die Kosten betrugen 5.282,23 €



Abb. 16: Einbruch der Fahrbahn in der Kochstraße in Rietberg im Juli 2008



Abb. 18: Schadensursache Unterbogen, undichte Muffenverbindung



Abb. 20: Absenkung der Fahrbahn in der Kochstraße in Rietberg





Abb. 19: Riss infolge Unterbogen



Abb. 21: Kleinflächige, spitze Mulde, max. 7 cm tief

FITR - Forschungsinstitut für Tief- undGeorg-Haar-Str. 5Tel: 0Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbHD-99427 WeimarFax: 0

Tel: 03643/ 82 68 0 Fax: 03643/ 82 68 26 Email: postmaster@fitr.de Web: www.fitr.de



Abb. 22: Schadensursache Undichtigkeit an einem ungenutzten HA-Stutzen,



Abb. 23: Undichter HA-Stutzen

Im Kostenvergleich Abb. 24 werden den tatsächlichen Kosten für die Sanierung in offener Bauweise die geschätzten Kosten für die geschlossene Bauweise unter Anwendung des Flexofit-Reparaturstutzens und der Injektion in Auflockerungsbereiche (Verwendung von Feinstbindemitteln) oder in Hohlräumen (Verwendung von WBM – Weimarer Bodenmörtel<sup>®</sup>) gegenüber gestellt.



Abb. 24: Kosten für Sanierung im Regen- und Schmutzwasserkanal in offener Bauweise im Vergleich zu den Kosten für die Sanierung mit Flexofit-Reparaturstutzen und Injektion in aufgelockerte Bereiche

Da das Injektionsverfahren unter Verwendung von Feinstbindemittel oder Dämmer nur für die Verfüllung von Auflockerungen eignet, wäre ein direkter Vergleich nur mit dem Schadensfall 2 möglich. Da im Schadensfall 1 ein Hohlraum entstanden war, wäre der Kostenvergleich mit WBM – Weimarer Bodenmörtel<sup>®</sup> als Injektionsmaterial vertretbar.

Für den Schadensfall 1 ergäbe sich eine Kosteneinsparung von 1.445.94 € (47,45 %), für den Schadensfall 2 von 3490,97 € (66,1 %).

FITR - Forschungsinstitut für Tief- und	Georg-Haar-Str. 5	Tel: 03643/ 82 68 0	Email: postmaster@fitr.de	
Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH	D-99427 Weimar	Fax: 03643/ 82 68 26	Web: www.fitr.de	_

Aus Balkendiagramm wird zudem deutlich, dass sich die größten Kosteneinsparungen bei größeren Verlegetiefen einstellen, da der Wegfall von Straßen- und Tiefbauarbeiten deutlich zu einer Kosteneinsparung beiträgt.

Bei einer Sanierung im Bereich von flach verlegten Leitungen sind die Kosteneinsparungen nicht so hoch; führen aber auch hier mit 47,45 % pro Sanierungsstelle zu erheblichen Kosteneinsparungen, die gleichzeitig mit einer Verbesserung der Dauerhaftigkeit des Sanierungsergebnisses durch den flexiblen Reparaturstutzen einhergehen.

Bei rund 7000 in Rietberg zu sanierenden Einläufen der Grundstücksentwässerung können mit dem ganzheitlichen Vorgehen bei der Sanierung von Kanal und Straße erhebliche Mittel eingespart werden.

#### 3.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Zum Abschluss des Forschungsvorhabens "Oberflächennahe Injektion in Hohlräume und Auflockerungen bei zuvor sanierten Hausanschlussstutzen als ganzheitliches Vorgehen bei der Innensanierung von Hausanschlüssen" wurde durch die Stadt Rietberg und durch das Projektteam eingeschätzt, dass die Projektzielstellungen erreicht wurden.

Zusammen mit dem dauerhaft flexiblen Reparaturstutzen für Einläufe der Grundstücksentwässerung Flexofit konnte mit der entwickelten Injektionstechnologie erstmals eine ganzheitliche Vorgehensweise umgesetzt werden, durch die Sanierungsarbeiten am Abwasserkanal mit Sicherungsmaßnahmen im Bereich der Straßenkonstruktion koordiniert realisiert wurden.

Nur unter Beachtung der Interaktion zwischen Straße und Kanal kann ein ganzheitliches Vorgehen bei der Sanierung sowohl des Kanals als auch der Straße erreicht werden.

### 3.5 Ausblick

Das im Projekt spezifizierte Injektionsverfahren konnte seine Praxistauglichkeit bei 50 Injektionsstellen beweisen. Es stellt eine einfach zu handhabende Technologie dar, die weitestgehend auf teuere Spezialtechnik verzichtet.

Wie die Untersuchungen zeigten, sind auch bei der extrem flachen Anwendung über Leitungssystemen der Abwasserentsorgung keine zusätzlichen Schädigungen infolge der Injektionskörper zu erwarten. Eine Voraussetzung dafür ist, dass die Auflockerungen und Hohlraume durch Infiltrationen von Feinstbestandteilen aus der Leitungszone und der Straßenkonstruktion entstanden sind.

Der durch die Georadaruntersuchungen von GBM dokumentierte Entwicklungsstand dieser Technologie bei der Erfassung von Anomalien in der Straßenkonstruktion und der Leitungszone von erdverlegten Leitungssystemen weist in eine Entwicklungsrichtung, die zukünftig verstärkt in das öffentliche Interesse rücken wird.

Bisher wurden vom Zustand der Kanalisation Überprüfungspflichten für die Betreiber abgeleitet, die ein entsprechendes Handeln bei erkannten Problemen vorgeben.

Die Probleme der bereits durch undichte Leitungssysteme entstanden Veränderungen der Bettungsbedingungen und des Zustandes der Straßenkonstruktion wurden bisher ausgeblendet, die Gefährdungspotenziale für die Gesellschaft unterschätzt.

Durch die Georadartechnik einerseits und das entwickelte Injektionsverfahren andererseits werden Möglichkeiten aufgezeigt, wie diesen Gefahren vorbeugend begegnet werden kann.

### 4. Berichte der Teilprojekte

FITR - Forschungsinstitut für Tief- und Georg-Haar-Str. 5 Tel: 03643/ 82 68 0 Email: postmaster@fitr.de Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH D-99427 Weimar Fax: 03643/ 82 68 26 Web: www.fitr.de

Prof. Dr.-Ing. Martin Köhler Dr.-Ing. Marc-Oliver Förster

Forschungsprojekt:

**Sachbericht** 

ConVia

Ingenieurgemeinschaft Sachverständige für Verkehrswegebau

> Prof. Dr.-Ing. habil. Jürgen Hothan Prof. Dr.-Ing. Martin Köhler Prof. Dr.-Ing. Norbert Rogosch Dr.-Ing. Marc-Oliver Förster

> > Hellerweg 52 32052 Herford Tel.: 05221 / 76 39 530 Fax: 76 39 531

> > Stöckener Straße 21 30419 Hannover Tel. : 0511 / 279 43 907

## Oberflächennahe Injektion in Hohlräume und Auflockerungen bei zuvor sanierten Hausanschlussstutzen als ganzheitliches Vorgehen bei der Innensanierung von Hausanschlüssen

Kurztitel: Flexofit – Projekterweiterung

Gefördert durch das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein Westfalen

## Teilprojekt: FEM-Berechnungen

Hannover und Herford, 30. Oktober 2009

Bearbeiter:	Prof.	DrIng.	Martin	Köhler
	DrIng. N	larc-Oliver Förster	r	
Auftraggeber:	Stadt Rief	berg		
Koordinator:	FITR – Fo gemeinnü	orschungsinstitut f Itzige GmbH	ür Tief- und Roh	rleitungsbau

#### 4.1 Teilprojekt: FEM-Berechnungen

#### 4.1.1 Ausgangssituation

Mit dem System Flexofit wurde ein Verfahren zur dauerhaften und flexiblen Sanierung von Hausanschlussstutzen entwickelt. Hiermit ist es möglich, defekte Anschlüsse an den Hauptkanal durch ein Inlinerverfahren aus dem Kanal heraus so zu sanieren, dass die Schadensstelle dauerhaft flexibel abgedichtet wird. Darüber hinaus wird durch den Einsatz eines Gummihutprofils eine Flexibilität des erneuerten Anschlusses erzielt, durch die dieser auch bei erneuter Beanspruchung kleinen Verformungen standhält.

Eine Vielzahl von Kanälen verläuft unterhalb von Straßen. Dabei liegen diese, in Abhängigkeit von den örtlichen Gegebenheiten, einige Meter oder auch nur einige Dezimeter unterhalb der Straßenoberfläche. Gerade in Bereichen, in denen die Kanäle dauerhaft oder auch nur zeitweise im Bereich des Grundwassers liegen, kann dies durch einen geschädigten Hausanschluss zu Folgeschäden am Fahrbahnaufbau führen. Das Grundwasser tritt in diesen Bereichen in den Kanal ein. In Abhängigkeit von dem Bettungsmaterial und dem umgebenden Material des anstehenden Bodens sowie der einzelnen Schichten des Fahrbahnaufbaus wird Feinmaterial zusammen mit dem Grundwasser in den Kanal infiltriert [<sup>4</sup>]. Dies führt im direkten Bereich des Rohrschadens aber vor allem oberhalb einer solchen Schadensstelle zu Auflockerungszonen und wenn ungebundenes Material aus den oberen Schichten nachrutscht sogar zu Hohlräumen unterhalb der gebundenen Schichten. Häufig sind diese Hohlräume an der Oberfläche nicht wahrnehmbar, da Pflastersteine oder auch Asphalt diese bis zu einer gewissen Größe überbrücken können. Dies wurde in früheren Untersuchungen durch gezielte Aufgrabungen dokumentiert <sup>[5</sup>]. Hier kann es zu einem plötzlichen Einbrechen der Fahrbahndecke kommen, zum Beispiel wenn die Steifigkeit des Asphaltes durch höhere Temperaturen in den Sommermonaten abnimmt.

In der Stadt Rietberg wurde in den letzten Jahren versucht, aus den Daten der Straßenzustandserfassung, den Videobefahrungen des Kanalnetzes und Untersuchungen mit dem Georadar potenzielle Gefahrenstellen bzw. strukturelle Schädigungen und Hohlräume im Bereich der Fahrbahnen zu bestimmen. Parallel dazu wurde in der Projekterweiterung ein Verfahren entwickelt, welches in der Lage ist, nach einer erfolgreichen Sanierung eines defekten Hausanschlusses, durch eine Injektion die Schäden, in Form von Auflockerungen oder Hohlräumen, im Bereich des Fahrbahnoberbaus zu sanieren [4]. Hierbei wird eine Injektionslanze in den Bereich der Auflockerungszone oder den Hohlraum gebracht. In diesen Bereich wird dann mit oder ohne Druck ein Feinstbindemittel oder der sogenannte WBM - Weimarer Bodenmörtel<sup>®</sup> injiziert.

Frühere Untersuchungen [4] haben ergeben, dass die Beanspruchungssituation, die sich im Fahrbahnoberbau und im Untergrund infolge der Verkehrsbelastung ergibt, durch singuläre Inhomogenitäten erheblich beeinflusst wird. Als singuläre Inhomogenität sind die im (weichen) Untergrund verlegten steifen Abwasserrohre an-

<sup>[&</sup>lt;sup>4</sup>] Köhler, M.; Förster, M.-O.; Gerlach, A.; Lammering, T. (2007): Zusammenhänge zwischen Straßen- und Kanalnetzschäden als Erkenntnisse aus einem Asset-Management-System -; in: Straße und Autobahn 58, Heft 12, S. 671-677

<sup>&</sup>lt;sup>[5</sup>] Hoffmann, C.): Auswirkungen undichter Hausanschlussstutzen im Kanalnetz auf darüber befindliche Verkehrsflächenbefestigungen; Diplomarbeit am Fachbereich Bauingenieurwesen der Fachhochschule Lippe und Höxter; Detmold, November 2007 (unveröffentlicht)

zusehen. Es hat sich zum Beispiel gezeigt, dass ein sehr steifes Betonrohr einen erheblichen Einfluss auf die Spannungsausbildung in der Fahrbahnkonstruktion und dadurch bedingt auf die Beanspruchung des Rohres hat. Die für die Injektion vorgesehenen Materialien können in Abhängigkeit des Wasser-Zement-Wertes ebenfalls sehr hohe Steifigkeiten erreichen. In den nachfolgenden Untersuchungen soll deshalb vor den Praxistests die Frage geklärt werden, welchen Einfluss unterschiedliche Iniektionsmaterialien auf die Beanspruchungssituation in der Konstruktion haben

#### 4.1.2 3-Dimensionales Finite-Elemente-Modell

#### 4.1.2.1 Vorüberlegungen

Im Rahmen der Weiterentwicklung (Projekterweiterung) des Reparatursystems Flexofit wurden bezüglich der Auswirkungen von (verfüllten) Hohlräumen und (verfestigten) Auflockerungen Versuche im Maßstab 1:1 durchgeführt. Hierzu wurden die in Abbildung 1 und Abbildung 2 dargestellten Versuchssituationen in einem Versuchsstand des Instituts für Unterirdische Infrastruktur (IKT) nachgebildet. Auf der Grundlage dieser beiden Versuchsskizzen wurde ein 3D-Modell erstellt.



Versuch: Hohlraum

- 5 Stahlplatte 30 mm dick



<sup>&</sup>lt;sup>6</sup>] FITR gGmbH: Skizzen zum Versuchsaufbau, unveröffentlicht

## Versuch: Auflockerung



- 1 Verdichteter, rietberger Sand
- 2 Aufgelockerter Sand, injiziert mit Feinstbindemittel 1
- 3 Schotter 0-45, inijziert mit Feinstbindemittel 2
- 4 Schotter 0-45
- 5 Stahlplatte 30 mm dick
- 6 Feinstbindemittel 2

Abbildung 2: Versuchsaufbau einer verfüllten Auflockerung [6]

#### 4.1.2.2 Modell

Zur Bestimmung der Spannungssituation in einer Fahrbahnkonstruktion wurde bei vorangegangenen Untersuchungen [4 ein dreidimensionales Modell mit einer Kantenlänge von 5 m erzeugt. Da für die folgenden Untersuchungen der Bereich der Verfüllung durch verhältnismäßig kleine Elemente abgebildet werden musste, wären bei der Simulation eines ganzen Modells sehr viele Elemente entstanden. In der Folge hätte dies zu einem hohen Rechenaufwand geführt. Um dieses zu umgehen wurde die Symmetrie des gesamten Systems, sowohl in Richtung der Rohrachse als auch quer dazu, ausgenutzt. So entstand ein Modell, welches einem Viertel des Gesamtmodells entsprach mit einer seitlichen Ausdehnung von jeweils 2,5 m und 5 m in die Tiefe. Die Diskretisierung des Modells im Bereich der Lasteintragung und des Verfüllbereichs wurde durch Elemente mit einer Kantenlänge von 5 cm realisiert. um den Setzungstrichter möglichst realitätsnah abbilden zu können. Zusätzlich wurde jeder Ebene des Verfüllbereichs in z-Richtung ein eigenes Elementset zugeordnet, damit diesen Sets jeweils eigene Eigenschaften zugeordnet werden konnten. Einen Überblick über das Modell gibt die Abbildung 3 und die Abbildung 4 zeigt den Bereich der Auflockerung/Verfüllung im Detail.



Abbildung 3: Symmetrisches 3D-Modell zur Berechnung der Beanspruchungssituationen



Abbildung 4: Detail des Verfüll- bzw. Auflockerungsbereichs

#### 4.1.2.3 Untersuchungen am Ausgangsmodell

Um eine Vergleichbarkeit der einzelnen Verfüllzustände zu ermöglichen, wurden zunächst in Voruntersuchungen zwei Ausgangszustände untersucht und die sich einstellende Spannungsverteilung dokumentiert:

- 1.) Ungeschädigter Zustand der Fahrbahnkonstruktion und des vollständig gebetteten Kanalrohrs im Untergrund (Neubauzustand),
- 2.) Fahrbahnkonstruktion und undichtes Kanalrohr, oberhalb dessen sich eine Gefügeauflockerung und ein bis zur Asphaltbefestigung reichender Hohlraum ausgebildet haben (geschädigter Zustand).

Die hierbei verwendeten Materialeigenschaften können der Tabelle 1 entnommen werden.

Schicht	E-Modul [MPa]	Querdehnzahl µ [-]
Asphalt	3000 / 12000	0,5
Beton	30000	0,2
Schottertragschicht	300	0,5
Sand	80	0,5
Untergrund	45	0,5
weicher Sand	10	0,5

Tabelle 1:	Materialeigenschaften der verwendeten Schichten
------------	---

Die Ergebnisse der vertikal gerichteten Spannungen sind in den folgenden Abbildungen zusammengefasst. Abbildung 4 und Abbildung 5Abbildungen zeigen die vertikalen Spannungen, die sich im Fahrbahnaufbau bis zum Kanal, infolge der an der Oberfläche einwirkenden Einzelradlast eines Bemessungslastkraftwagens (SLW60), ausgebildet haben.



Abbildung 5: Vertikalspannungen im Fahrbahnaufbau mit einem steifen Asphalt (E<sub>Asphalt</sub> 12000 MPa; links) und einem weicheren Asphalt (E<sub>Asphalt</sub> 3000 MPa; rechts)

Die Abbildung 5 zeigt die Verteilung der Vertikalspannungen für zwei unterschiedliche klimatische Zustände, die durch unterschiedliche E-Moduln der Asphaltschicht berücksichtigt wurden, im Neubauzustand. Da das Material der Asphaltbefestigung (Asphalt) in hohem Maße temperaturabhängig ist, wurden hier die Grenzzustände untersucht: Zum einen der Lastfall Winter mit einem temperaturbedingt steifen Asphalt und zum anderen der Lastfall Sommer mit einem weniger steifen Asphalt. Deutlich zu erkennen war, dass der steifere Asphalt einen Großteil der Spannungen aufnahm und somit die Eindringtiefe (zu erkennen an der Druckzwiebel) geringer war als im Lastfall Sommer. In diesem Fall reichten die vertikal nach unten gerichteten Druckspannungen bis zum Kanalrohr.

In der folgenden Abbildung 6 ist der Zustand der Fahrbahnbefestigung simuliert, der sich infolge Gefügeauflockerung und Hohlraumbildung oberhalb eines undichten Kanals ergab.



Abbildung 6: Vertikalspannungen im geschädigten Zustand mit einem steifen Asphalt (EAsphalt 12000 MPa; links) und einem weicheren Asphalt (EAsphalt 3000 MPa; rechts)

Als Folge einer Infiltration von Feinbestandteilen in den Kanal hat sich eine Auflockerung in der Verfüllzone oberhalb des Kanalrohrs ausgebildet. Zudem hat sich durch ein Nachsacken von Verfüllmaterial (und ggf. Material aus der Tragschicht ohne Bindemittel des Fahrbahnaufbaus) ein Sackungstrichter und ein Hohlraum ergeben, sodass die Asphaltbefestigung in diesem Bereich kein Auflager mehr besitzt. Um diesen Zustand abzubilden, wurde dem Material, welches sich im Bereich des Sackungstrichters befindet (siehe Abbildung 4), ein sehr geringer Elastizitätsmodul von 10 MPa zugewiesen (vgl. Tabelle 1).

Wie der Abbildung 6 zu entnehmen ist, hatte die Verringerung des E-Moduls im Bereich des Setzungstrichters sowohl für den Lastfall Winter als auch für den Lastfall Sommer Auswirkungen auf die Verteilung der Vertikalspannungen. In beiden Fällen kam es zu einer Spannungsumlagerung. So wurden über den Bereich der Auflockerung nur geringe Spannungen übertragen. Dies bedeutet, dass ein größerer umliegender Bereich stärker beansprucht wurde. Zudem war eine Spannungserhöhung bis in größere Tiefen festzustellen.

#### 4.1.2.4 Untersuchungen unter Berücksichtigung einer Sanierung durch Injektion

Wie frühere Untersuchungen [5] zeigten, kommt es infolge der Undichtigkeiten des Kanals durch die Infiltration von Boden zu Hohlraumbildungen und Sackungen, die sich nach oben fortsetzen. Der so geschädigte Bereich befindet sich direkt unterhalb der gebundenen Schichten der Fahrbahnkonstruktion (Pflasterschicht oder Asphaltbefestigung). Durch die Injektion von Feinstbindemittel und/oder von WBM<sup>®</sup> sollen nach einer Sanierung des undichten Einlaufs die Gefügeauflockerungen verfestigt und der entstandene Hohlraum verfüllt werden. Hierzu können Injektionsmaterialien unterschiedlicher Steifigkeit eingesetzt werden. Um die Auswirkungen der unterschiedlichen Injektionsmaterialien auf die Spannungsverläufe im Fahrbahnaufbau, im Boden und im Kanal zu beurteilen, wurden unterschiedliche Injektionstiefen untersucht. Dabei wurde schrittweise, von oben beginnend, den Elementen des Sackungstrichters eine hohe Steifigkeit, entsprechend der Verfestigung dieses Bereiches mit einem Material, welches annähernd die Eigenschaften eines Betons aufweist, zugewiesen. Das heißt es wurde dabei der Elastizitätsmodul eines Betons für das Injektionsmaterial angenommen. Für den in Abbildung 4 dargestellten Setzungstrichter wurde in einer ersten Berechnung den obersten (roten) Elementen die Steifigkeit eines Betons zugewiesen. In einem zweiten Schritt wurden dann den darunterliegenden (blauen) Elementen ebenfalls die Materialeigenschaften eines Betons zugewiesen. Dieses Vorgehen wurde fortgesetzt, bis letztendlich der gesamte Trichter die Materialeigenschaften eines Betons aufwies.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind für einen Aufbau mit einer steifen Asphaltbefestigung in der Abbildung 7 dargestellt. Die beiden Teilbilder a) und b) zeigen die Verteilung der Vertikalspannungen in einem Neubau sowie in einem Aufbau in dem durch einen schadhaften Kanal die darüber liegenden ungebundenen Schichten aufgelockert wurden. An den beiden Bildern ist gut zu erkennen, wie das aufgelockerte Gefüge die gleichmäßige Spannungsverteilung stört und es zu einer Umlagerung der Vertikalspannungen kommt.









Abbildung 7: Vertikalspannungen im Fahrbahnaufbau mit einem steifen Asphalt (E<sub>Asphalt</sub> 12000 MPa) und einer Injektion bis in unterschiedliche Tiefen (a) Neubau b) Maximalschaden; Material im gesamter Trichter mit geringer Steifigkeit; Schaden bis in eine Tiefe von c) 5 cm, d) 20 cm, e) 40 cm, f) 60 cm g) 70 cm und h) bis zum Rohrscheitel saniert)

Betrachtet man die folgenden Teilbilder (c bis h), die die Ergebnisse der berechneten Vertikalspannungen einer Sanierung des Schadens bis in eine Tiefe von 5, 20, 40, 60, 70 cm und bis direkt auf den Rohrscheitel darstellen, so ist zu erkennen, dass ein Großteil der Vertikalspannungen über den mit Beton sanierten Bereich abgebaut wurden. Lediglich bei einer geringen Sanierungstiefe (5 cm Teilbild c) zeigte sich, dass die steife Schicht unterhalb des Asphaltes den darunterliegenden Bereich abschirmt und so die Spannungen stärker um den Bereich herumgeleitet wurden. Mit zunehmender Sanierungstiefe konzentrierten sich die Spannungen auf den steifen Sanierungstrichter. Dies führte letztendlich dazu, dass Vertikalspannungen bis in den Bereich des Rohrscheitels in die Konstruktion eingetragen wurden. Im Vergleich dazu sind in der Abbildung 8 die Ergebnisse der Untersuchungen mit einer Asphaltbefestigung geringerer Steifigkeit dargestellt. Schon bei den beiden Teilbildern a) und b) ist deutlich zu erkennen, dass auf Grund der geringeren Steifigkeit des Asphaltes die Druckkräfte tiefer in den Boden eingetragen wurden und, wie schon bei vorhergehenden Untersuchungen [4] gezeigt, von dem steifen Betonrohr angezogen werden. Erst mit zunehmender Sanierungstiefe (Teilbild d) 20 cm) wurde der größte Teil der vertikalen Spannungen über den sanierten Bereich abgetragen. Ab einer Tiefe von 60 bis 70 cm wurden die vertikalen Spannungen weiter in die Konstruktion eingetragen. Als Folge davon bildeten sich auch in dieser Situation Spannungen bis an den Kämpfer des Rohres aus, da diese von dem steifen Rohr angezogen wurden.

Die Auswirkungen der Sanierung bis in unterschiedliche Tiefen konnten auch an den auftretenden vertikalen Verformungen verdeutlicht werden. Diese sind für ausgewählte Fälle in der Abbildung 9 zusammengestellt. Die oberen vier Teilbilder zeigen dabei die vertikalen Verformungen einer Befestigung mit einer steifen Asphaltbefestigung in Folge einer Auflast im Neubauzustand. im Fall einer maximalen Schädigung sowie bei einer Sanierung bis in 20 cm und 70 cm Tiefe. Im Vergleich dazu zeigen die unteren Teilbilder den Zustand unter Berücksichtigung einer weniger steifen Asphaltbefestigung. Deutlich zu erkennen war der Einfluss der steifen Asphaltbefestigung, die die Lasten weiter verteilt und somit über eine größere Fläche Setzungen erzeugt. Hieraus resultierte eine in allen Lastfällen etwa 20 bis 30 % größere Setzung im Falle der nachgiebigeren Asphaltschicht. Diese Setzungen gelangten dann über den durch die Sanierung erzeugten Trichter bis auf Höhe des Rohrscheitels, was eine erhöhte Beanspruchung des Kanalrohres bedeutete. Um dieses zu untersuchen, wurden in einem nächsten Schritt die gerichteten Spannungen (d. h. in Richtung der Kanalachse und quer zu dieser) betrachtet. Die Ergebnisse zeigten, dass quer zur Kanalachse in Oberflächennähe und im Bereich der Sanierung die größten Spannungen auftraten. In Richtung der Kanalachse wurden durch die in den Kanal eingeleiteten Kräfte bzw. Verformungen höhere Spannungen hervorgerufen.



a)

b)



c)

d)



Abbildung 8: Vertikalspannungen im Fahrbahnaufbau mit einem Asphalt (E<sub>Asphalt</sub> 3000 MPa) geringerer Steifigkeit und einer Injektion bis in unterschiedliche Tiefen (a) Neubau b) Maximalschaden; Material im gesamter Trichter mit geringer Steifigkeit; Schaden bis in ein Tiefe von c) 5 cm, d) 20 cm, e) 40 cm, f) 60 cm g) 70 cm und h) bis zum Rohrscheitel saniert)



Abbildung 9: Darstellung der Vertikalverformungen im Neubauzustand (a, e), im Falle einer maximalen Schädigung (b, f) und bei einer Sanierungstiefe von 20 cm (c, g) und 70 cm (d, h) für einen Aufbau mit steifem Asphalt (E<sub>Asphalt</sub> 12000 MPa) in den Bildern a bis d und einen Aufbau mit einem Asphalt geringerer Steifigkeit (E<sub>Asphalt</sub> 3000 MPa) in den Bildern e bis h

Exemplarisch ist dies in der Abbildung 10 dargestellt. Hier sind die Horizontalspannungen in Richtung der Kanalachse für den Fall dargestellt, dass ein Schaden bei einer weniger steifen Asphaltschicht bis in eine Tiefe von 70 cm saniert wurde. Deutlich zu erkennen war die in Folge der Verformung entstehende Druck- (grünblau) und Zugbeanspruchung (orange-rot) in Richtung der Achse des Kanals.



Abbildung 10: Horizontalspannungen in Richtung der Kanalachse; Sanierung bis in 70 cm Tiefe Um einen Überblick über die resultierenden Verformungen des Kanalrohres in den unterschiedlichen Beanspruchungssituationen zu erhalten, wurde in der Folge auf die Darstellung der gesamten Modelle verzichtet. In dem Diagramm in Abbildung 11 sind die Verformungen des Rohrscheitels als Verformungslinien, d. h. jede der ab-
gebildeten Linien kennzeichnet die Verformung in Richtung der Rohrachse direkt auf dem Rohr in unterschiedlichen Beanspruchungszuständen, zusammengestellt. Die Ergebnisse für einen Fahrbahnaufbau mit einer steifen Asphaltbefestigung sind als durchgezogene Linien (oberes Linienbündel), die mit einem Asphalt geringerer Steifigkeit als gestrichelte Linien dargestellt (unteres Linienbündel). Die Zahl in der Legende hinter der Angabe der Asphaltsteifigkeit (12000/3000 MPa) kennzeichnet die Anzahl der sanierten Elemente im Modell, wobei iedes Element 5 cm entspricht.



Abstand zum Modellrand [m]

Abbildung 11: Verformungslinien des Kanalscheitels

Analog zu den Ergebnissen der Spannungsberechnungen wurden diese durch die Verformungslinien noch verdeutlicht. Wie zuvor beschrieben, wurde die aufgebrachte Last durch den steifen Asphalt großflächiger verteilt, weshalb die in der Konstruktion herrschenden Vertikalspannungen und somit auch die Verformungen für diesen Fall geringer waren als bei einem System mit einer Asphaltschicht geringerer Steifigkeit. Dies zeigte sich auch an den Kurven in der Abbildung 11. Hier ist deutlich zu erkennen, dass alle Verformungslinien für ein System mit einem steifen Asphalt in ihrem Maximum (direkt unter der Last) deutlich oberhalb derer lagen, die in einem System mit einem Asphalt geringerer Steifigkeit entstanden.

Bei einem steifen Asphalt zeigten sich die größten Verformungen, die im Rohrscheitel auftraten, im Neubauzustand und die geringsten Verformungen im Falle einer Sanierung bis auf den Rohrscheitel. Für den Lastfall in einem System mit einer weniger steifen Asphaltschicht zeigten sich die geringsten Setzungen ebenfalls bei einer Sanierung bis auf den Rohrscheitel. Auch hier nahm die Größe der Verformung mit abnehmender Sanierungstiefe zu. Allerdings ergab sich die maximale Verformung nicht in dem Modell, das den Neubauzustand widerspiegelte sondern in dem Modell, in dem eine minimale Sanierung in einer Dicke von 5 cm durchgeführt wurde. Der Grund hierfür lag in der zuvor bereits beschriebenen abschirmenden Wirkung dieses verfestigten Bereiches, wie er in der Abbildung 8 c zu sehen ist.

Ergänzend wurde untersucht, welche Auswirkungen eine Sanierung auf die Spannungsausbreitung im Fahrbahnaufbau und im Verfüllbereich, speziell im Bereich des Rohrscheitels, hat. Hierzu wurde in Abbildung 12 die Skalierung in der Art geändert, dass der Bereich geringer Druckspannungen durch ein größeres Farbspektrum abgedeckt wurde. Dadurch war es möglich, auch kleine Differenzen der Spannungen sichtbar zu machen. Die Darstellung am halben System zeigte deutlich, wie die Spannungen aus dem Sanierungstrichter jeweils an den Stellen, an denen sich dieser verjüngt, Vertikalspannungen in den angrenzenden Bereich übertrug. Zudem wurden am unteren Ende des Trichters in 70 cm Tiefe größere Spannungen in den Boden übertragen. In der Abbildung 13 ist hierzu das Rohr aus der Abbildung 12 noch einmal freigestellt abgebildet. Hier wurde ebenfalls deutlich, dass durch die Übertragung der Kräfte in den Boden die Belastung des Rohrscheitels direkt unterhalb der Last geringer ist, als in einer Entfernung von etwa 50 cm seitlich des Lastzentrums.



Abbildung 12: Verteilung der Vertikalspannungen in einem Fahrbahnaufbau mit einer steifen Asphaltschicht bei einer Sanierung bis in 70 cm Tiefe



Abbildung 13: Vertikale Spannungen im Kanalrohr (vgl. Abbildung 12)

Dem gegenüber zeigt die Abbildung 14 den Verlauf der Vertikalspannungen im Fall einer Sanierung bis unmittelbar auf den Rohrscheitel. Das Bild verdeutlicht, dass auch im Bereich der untersten Verjüngung Vertikalspannungen in den Boden abgeleitet werden. Dies führte zu einer noch geringeren Vertikalbelastung des Rohrscheitels als im zuvor beschriebenen Fall einer Sanierung bis in eine Tiefe von 70 cm. Eine stempelartige Übertragung der Radlast von der Fahrbahnoberfläche bis auf den Rohrscheitel, wie sie bei einer Sanierung bis zum Rohrscheitel erwartet wurde, war damit unter diesen Voraussetzungen nicht zu befürchten.



Abbildung 14: Verteilung der Vertikalspannungen in einem Fahrbahnaufbau mit einer steifen Asphaltschicht bei einer Sanierung bis auf den Rohrscheitel

Durch die modelltechnische Umsetzung des Schadensbildes und dessen Sanierung haben sich die oben beschriebenen Ergebnisse gezeigt. Für den Fall in Situ ist sicherlich nicht von einer derartigen Stufenbildung auszugehen. Wie die Versuche im IKT aber gezeigt haben, bildet sich ein konisch zulaufender Körper aus, der sehr wohl Kräfte in gleicher Art und Weise in den umgebenden Boden überträgt. Das heißt hier kann eine Analogie zwischen den Berechnungen und der Realität unterstellt werden. Zudem haben die Messungen auf dem Rohrscheitel des großmaßstäblichen Versuchs gezeigt, dass unter einer realen Einbaubedingung die größten Druckbeanspruchungen nicht mittig unter der Last sonder seitlich versetzt dazu auftraten.

#### 4.1.3 Betrachtung der Auswirkungen auf das Kanalrohr und den Fahrbahnaufbau

Um die Auswirkungen der Sanierungsmaßnahmen mittels Injektion auf die Beanspruchung sowohl des Kanals als auch auf die Fahrbahnbefestigung bewerten zu können, wurden im Weiteren die maximalen und minimalen Hauptspannungen betrachtet. Die Hauptspannungen können eine bessere Aussage über die Beanspruchung liefern, da die maximalen und minimalen Belastungen lediglich in seltenen Fällen in Richtung der Achsen des verwendeten Koordinatensystems verlaufen. Zudem wurde für die Betrachtungen das untersuchte System in drei Bereiche unterteilt. Der erste Bereich umfasste das Kanalrohr. Ein weiterer Bereich beinhaltete die ungebundenen Materialien, also die Schottertragschicht des Fahrbahnoberbaus, die Rohrbettung und das Verfüllmaterial bzw. den Untergrund. Als dritter Bereich wurde die Asphaltbefestigung betrachtet.

### 4.1.3.1 Kanalrohr

In Abbildung 15 Abbildung 16 sind die maximalen und minimalen Hauptspannungen (Zug +, blau; Druck -, rot), die im Kanalrohr auftraten, gegenübergestellt. Die beiden Balken links (Bereich I) beschreiben die Spannungen im Neubauzustand (12) und bei einer maximalen Schädigung des Aufbaus (der gesamte Trichter bestand aus nicht tragfähigem Material (12\_weich)).



Abbildung 15: Vergleich der max. und min. Spannungen im Rohr (EAsphalt 12000 MPa)

Die mittleren Balken (Bereich II) zeigen die Ergebnisse einer Sanierung bis in unterschiedliche Tiefen. Dabei gibt die Zahl nach dem Unterstrich erneut die Anzahl der sanierten Elemente an, wobei jedes Element eine Höhe von 5 cm besitzt (12\_1 Sanierungstiefe 5 cm; 12\_2 Sanierungstiefe 10 cm; 12\_4 Sanierungstiefe 20 cm; 12\_8 Sanierungstiefe 40 cm; 12\_12 Sanierungstiefe 60 cm; 12\_14 Sanierungstiefe 70 cm; 12\_18 Sanierung bis auf den Rohrscheitel).



Abbildung 16: Vergleich der max. und min. Spannungen im Rohr (EAsphalt 3000 MPa)

Um abschließend auch die Frage nach dem optimalen Injektionsmaterial für die Sanierung beantworten zu können, beschreiben die rechten Balken (Bereich III) die Auswirkungen unterschiedlicher Steifigkeiten (von 20.000 MPa bis 100 MPa) des verwendeten Materials bei einer Sanierung bis in eine Tiefe von 70 cm.

Wie sowohl aus der Abbildung 15 wie auch der Abbildung 16 anschaulich zu entnehmen ist, waren die Einflüsse der einzelnen Sanierungsmaßnahmen sehr schwach ausgeprägt. Deutlich wurde ein Anstieg der Hauptspannungen im Kanalrohr zwischen dem Neubauzustand und einer Schädigung des gesamten Fahrbahnaufbaus (Sackungstrichter). Eine Sanierung ab einer Tiefe von etwa 20 cm führte aber in beiden Szenarien zu einer Reduzierung der Spannungen bis teilweise unterhalb der im Neubauzustand herrschenden Beanspruchung.

Für die Beurteilung der Materialeigenschaften des Verfüllmaterials zeigen die Abbildungen, dass hinsichtlich der Kanalbeanspruchung eher steifere Materialien zu einer geringeren Belastung des Kanals führten.

Abschließend blieb festzustellen, dass die Spannungen im Kanalrohr sowohl im Lastfall Sommer als auch im Lastfall Winter ab einer Sanierungstiefe von etwa 10 cm nicht über denen im Neubauzustand lagen. Zudem hatte sich auch bei der Steifigkeit des verwendeten Materials gezeigt, dass die geringeren Beanspruchungen beim Einsatz eines steiferen Materials hervorgerufen wurden, aber auch hier waren die berechneten Spannungen geringer als im Neubauzustand und erreichten für eine Materialsteifigkeit von 100 MPa annähernd das gleich Niveau wie im Neubauzustand.

### 4.1.3.2 Bereich ungebundener Materialien

In identischer Weise werden auch die Ergebnisse für die ungebundenen und gebundenen Baustoffe dargestellt. Abbildung 17 und Abbildung 18 enthalten die Werte der minimalen Hauptspannungen in den ungebundenen Materialien. Die maximalen, das heißt eventuell auftretenden Zugspannungen bleiben bei der Betrachtung unberücksichtigt, da die ungebundenen Baustoffe derartige Beanspruchungen nicht übertragen können.







Abbildung 18: Vergleich der Spannungen in den ungebundenen Materialien (EAsphalt 3000 MPa) Anders als für das Kanalrohr liegen die Spannungen im Boden im Fall einer Sanierung stets über denen des Neubauzustandes

Beim Vergleich der maximalen Druckbeanspruchung in den ungebundenen Baustoffen bzw. im Boden zeigte sich deutlich, dass eine steifere Asphaltbefestigung zu einem größeren Spannungsabbau und somit zu geringeren Spannungen in den darunter liegenden Schichten führte. Die Ergebnisse zeigten, dass durch den Schaden die in die Konstruktion eingebrachten Lasten über eine kleiner Fläche abgetragen wurden und diese somit zu Spannungserhöhungen beitrug. Es zeigte sich aber auch, dass die Spannungen in den ungebundenen Baustoffen bzw. im Boden bei einer steifen Asphaltbefestigung mit zunehmender Sanierungstiefe anstiegen und ab einer Tiefe von ca. 40 cm nahezu konstant blieben. Durch die Form (Trichter/Stufen im Modell) der Sanierung wurden die Kräfte von der Oberseite her weiter in den Unterbau eingeleitet, was ebenfalls Spannungserhöhungen im Boden zur Folge hatte. Ab einer Tiefe von etwa 40 cm waren die Spannungen soweit abgebaut, dass keine weitere Erhöhung der Beanspruchung des Bodens mehr festzustellen war. Für die Steifigkeit des Injektionsmaterials zeigte sich, dass ein Injektionsmaterial eher geringerer Steifigkeit zu einer geringeren Belastung des Bodens führte. Wie man der Abbildung 17 entnehmen kann wurden bei einer Steifigkeit von 200 MPa die geringsten Beanspruchungen im Bereich der ungebundenen Baustoffe hervorgerufen, die aber bei weiter sinkenden Steifigkeiten auch wieder anstiegen.

Im Fall einer weniger steifen Asphaltbefestigung zeigte sich ein anderes Bild. Vom Neubauzustand zum Zustand maximaler Schädigung erhöhten sich auch hier die Spannungen im Boden. Allerdings wurden die Spannungen infolge einer minimalen Sanierung (5 cm) wieder geringer und stiegen im nächsten Schritt bei einer Sanierung bis in 10 cm Tiefe auf ein Maximum an. Bei einer Sanierung bis in größere Tiefen nahmen die Spannungen dann wieder ab, bis ab etwa 40 cm Tiefe, identisch zu einer Befestigung mit einem steifen Asphalt, keine größeren Unterschiede mehr feststellbar waren.

Dass die Spannungen im Boden bei einer sehr geringen Sanierungstiefe von 5 cm zunächst geringer waren als im Falle einer Sanierung bis in eine Tiefe von 10 cm, kann wiederum durch die statisch mitwirkende Sanierung begründet werden. Das heißt durch die größere Dicke der oberen gebundenen Schicht wurden bereits in dieser Schicht größere Spannungsanteile abgebaut und durch die geringe Höhe nicht konzentriert in den Untergrund abgetragen sondern vermehrt in die Bereiche um die Sanierungsstelle herum abgeleitet. Mit zunehmender Tiefe der Sanierung wurden dann die Spannungen vermehrt über den "Stempel", der sich in Form des Sanierungstrichters ausbildet, in den umliegenden Boden übertragen, so dass die Beanspruchung des Bodens wieder zurückgeht.

Ebenso wie bei einer steifen Asphaltbefestigung führte auch hier ein weniger steifes Material zu den niedrigsten Spannungen. Allerdings wurden die minimalen Werte nicht für ein Material mit einer Steifigkeit von 200 MPa, sondern für ein Material mit einer Steifigkeit von 500 MPa bestimmt. In beiden Fällen lagen die ermittelten maximalen Druckspannungen aber über denen, die in einem System, welches den Neubauzustand darstellt, berechnet wurden.

#### 4.1.3.3 Asphalt

Die Asphaltbefestigung war direkt der Belastung durch den SLW 60 ausgesetzt, weswegen in der Asphaltschicht die größten Spannungen auftraten. Für die Einschätzung der Beanspruchung des Asphaltes waren eher die Zugspannungen maßgebend, da diese zu einer Rissbildung und somit zu einem Versagen des Asphaltes führten.



Abbildung 19: Vergleich der max. und min. Spannungen im Asphalt (EAsphalt 12000 MPa)



Abbildung 20: Vergleich der max. und min. Spannungen im Asphalt (EAsphalt 3000 MPa)

Die Abbildung 19 und Abbildung 20 zeigen die Ergebnisse der Spannungsberechnungen für den Asphalt. Auf Grund der Materialeigenschaften ist deutlich zu erkennen, dass im steiferen Asphalt die größeren Spannungen auftraten. Es kann festgestellt werden, dass die Spannungen im Asphalt auf Grund der Schädigung im Vergleich zum Neubauzustand ansteigen. Unabhängig von der Steifigkeit des Asphaltes verringerten sich die Spannungen bei einer 5 cm dicken Sanierung sowohl im Druck- als auch im Zugbereich. Bei einer Sanierung bis in größere Tiefen unterschieden sich die beiden Bereich aber von einander. Während die Druckspannungen zunächst weiter abnahmen und dann auf einem Niveau blieben stiegen die Zugspannungen in beiden Fällen bei einer Tiefe der Sanierung von 10 cm sprunghaft an und nahmen dann bis zu einer Tiefe der Sanierungsmaßnahme von 60 cm kontinuierlich ab und blieben danach etwa konstant. Ebenfalls unabhängig von der Steifigkeit des Asphaltes wirkten sich unterschiedliche Materialeigenschaften des Verfüllmaterials auf die Spannungssituation aus. Die geringsten Druckspannungen resultierten aus der Verwendung sehr steifer Materialien und wurden umso größer, je geringer die Steifigkeit des Materials war. Umgekehrt nahmen die Zugbeanspruchungen bis zu einer Materialsteifigkeit von 5000 MPa (bei einer steifen Asphaltschicht) und 1000 MPa (bei einer Asphaltschicht geringerer Steifigkeit) ab und stiegen danach wieder an. Hieraus folgte, wenn man die auftretenden Zugspannungen als maßgebendes Kriterium heranzog, dass für die Sanierung ein Material mit einer Steifigkeit von etwa 1000 - 5000 MPa verwendet werden sollte. Zudem empfiehlt sich der Einsatz nicht nur in den obersten Zentimetern, sondern bis in größere Tiefen.

Bewertet man auch die Größe der Spannungen im Asphalt, so wurde deutlich, dass die Spannungen, unabhängig von der Sanierungstiefe, größtenteils unterhalb, im Fall einer minimalen Sanierung etwa auf gleichem Niveau lagen, wie die Spannungen im Neubauzustand. Erst bei der Variation der Materialsteifigkeiten bis unter 200 MPa stiegen die Werte der Spannungen über das Niveau des Neubauzustandes.

### 4.1.4 Zusammenfassung der Ergebnisse

Als Folge von Undichtigkeiten an Abwasserkanalrohren, speziell im Bereich von Hausanschlussstutzen, bilden sich durch eine kontinuierliche Bodeninfiltration in den Kanal Gefügeauflockerungen oberhalb des Kanalrohrs, die sich bis hin zur Hohlraumbildung unter der Fahrbahnbefestigung ausprägen können. Auf diese Weise wird gegenüber dem ungeschädigten Neubauzustand das Kanalrohr oberhalb der Schadensstelle entlastet. Die Fahrbahnbefestigung, die die Schadensstelle überbrücken muss, wird hingegen stärker beansprucht, was ein Einbrechen der Fahrbahnbefestigung zur Folge haben kann. Das im Rahmen der Projektbearbeitung entwickelte Injektionsverfahren hat eine Verfestigung der Gefügeauflockerungen und eine Verfüllung des Hohlraumes zum Ziel.

Die Entwicklung des Injektionsverfahrens wurde unterstützt durch Beanspruchungsberechnungen unter Einsatz eines dreidimensionalen Finite-Elemente-Modells. Darin wurde der entstehende Injektionskörper in dem zu sanierenden Bereich des Sackungstrichters und des Hohlraumes detailliert simuliert. Auf diese Weise konnte eine Abschätzung des Beanspruchungszustandes im Fahrbahnaufbau und am Kanalrohr durchgeführt werden. Die Zielsetzung der Berechnungen bestand darin, die Auswirkungen unterschiedlicher Injektionsmaterialien (Materialsteifigkeiten) und Injektionstiefen bei der Sanierung auf den danach zu erwartenden Beanspruchungszustand abzuschätzen und daraus Vorgaben für das Injektionsverfahren abzuleiten.

Mit dem Finite-Elemente-Modell wurden Beanspruchungsberechnungen durchgeführt für ein System aus einer Fahrbahnbefestigung und einem unter der Fahrbahn verlegten Abwasserrohr (Scheitelüberdeckung: 1 m), das an der Fahrbahnoberfläche durch eine Einzelradlast eines SLW 60 belastet wurde. Bereits im Ausgangszustand (Neubauzustand) zeigte sich, dass das steife Kanalrohr im Winter, einer Zeit, in der der Asphalt einen hohen Elastizitätsmodul aufweist, die Lastausbreitung im System nicht wesentlich beeinflusste. Im Zustand Sommer hingegen, in dem der Asphalt einen deutlich geringeren Elastizitätsmodul aufweist und damit die Verkehrslast weitaus weniger weit verteilt, zog das steife Kanalrohr die Beanspruchungen an. Es bewirkte durch Biegung eine Lastverteilung in Rohrlängsrichtung.

Infolge einer Undichtigkeit des Kanalrohrs, beispielsweise durch Schäden im Bereich eines Hausanschlussstutzens, kann Boden in das Kanalrohr eingespült werden, was eine trichterförmig sich nach oben ausbreitende Ausbildung von Gefügeauflockerungen und (im oberen Bereich des Trichters) eine Hohlraumbildung zur Folge hat [1] [2]. Durch eine Verringerung des Elastizitätsmoduls einzelner finiter Elemente wurde ein solcher Sackungstrichter in das Modell integriert. Für diesen Schadenszustand wurden ebenfalls Beanspruchungsberechnungen durchgeführt. Die Asphaltbefestigung des Fahrbahnoberbaus überbrückt den Sackungstrichter, wurde dadurch aber höher auf Biegung beansprucht. Im Zustand Winter bewirkte der steife Asphalt weiterhin eine weite Lastausbreitung. Somit waren nur geringfügige Veränderungen der Vertikalspannungen im Boden und am Kanalrohr festzustellen. Im Zustand Sommer hingegen verteilte der weichere Asphalt die Verkehrsbelastung lediglich auf den Boden neben dem Sackungstrichter. Aber auch der Rohrscheitel wurde (in einiger Entfernung zum Sackungstrichter) stärker belastet. Die erhöhte Biegezugbeanspruchung des Asphaltes könnte in diesem Zustand zum Überschreiten der Zugfestigkeit führen. Es kann zu einem Einbrechen der Asphaltbefestigung in den Sackungstrichter kommen.

Weitere Finite-Elemente-Berechnungen wurden durchgeführt mit dem Ziel, Hinweise Auswirkung unterschiedlicher Injektionstiefen bezüglich der bei der Hohlraumverfüllung/Gefügeverfestigung zu erhalten und eine Aussage hinsichtlich der Steifigkeit des Injektionsmaterials abzuleiten. Hierzu wurde in dem Finite-Elemente-Modell von oben nach unten eine zunehmend größere Injektionstiefe berücksichtigt. Dabei wurde je Elementschicht der Elastizitätsmodul des Hohlraums bzw. der Gefügeauflockerung im Sackungstrichter durch den Elastizitätsmodul des Injektionsmaterials ersetzt. Die Ergebnisse der Beanspruchungsberechnungen zeigten, dass unter den getroffenen Annahmen und Modellbedingungen eine Mindest-Injektionstiefe von etwa 40 bis 60 cm notwendig war, um den Beanspruchungszustand des Neubauzustandes wiederherzustellen. Darunter (bis zum Rohrscheitel) ggf. vorhandene Auflockerungen wurden von dem Injektionsmaterial schirmartig überspannt. Eine Verfestigung der Gefügeauflockerung bis in größere Tiefen führte selbst bei einer Verfestigung bis unmittelbar zum Rohrscheitel nicht zu einer stempelartigen Durchleitung der Radlast bis unmittelbar auf den Rohrscheitel. Durch die sich nach unten verjüngende Form des Sackungstrichters (und damit des Injektionskörpers) werden die Vertikalspannungen seitlich auf den Boden übertragen. Bei einer Hohlraumverfüllung/Gefügeverfestigung im Sackungstrichter durch das Injektionsverfahren erwies sich ein sehr hoher Elastizitätsmodul des Injektionsmaterials (E = 20000 MPa) als positiv bezüglich der Beanspruchungssituation des Kanalrohrs. Die Verkehrslast wurde hierdurch auf den rohrumgebenden Boden abgeleitet. Allerdings ergab sich auch bei einer Reduzierung des E-Moduls bis auf etwa 200 MPa keine Erhöhung der Rohrbeanspruchung im Vergleich zum Neubauzustand. Für den Boden und die Tragschichten ohne Bindemittel erwies sich ein E-Modul des Injektionsmaterials von 200 bis 500 MPa als günstig, sodass ein Be-

anspruchungszustand erreicht werden konnte, der in etwa dem Neubauzustand vergleichbar war. Für die Asphaltbefestigung erwies sich ein etwas höherer E-Modul des Injektionsmaterials als günstig, am besten im Bereich von 1000 bis 5000 MPa. Wurde der E-Modul des Injektionsmaterials reduziert, ergaben sich erst bei deutlich unter 500 MPa höhere Beanspruchungen im Vergleich zum Neubauzustand. Da der angenommene Sackungstrichter auch Bereiche der Schottertragschicht umfasste, für die ein E-Modul von 300 MPa angenommen wurde, war somit ein E-Modul des Injektionsmaterials von etwa 200 bis 500 MPa notwendig, um einen Beanspruchungszustand wiederherzustellen, der dem des Neubauzustandes vergleichbar war.

Wird mit zwei unterschiedlichen Injektionsmaterialien gearbeitet, wobei ein Material der Hohlraumverfüllung (zu lokalisieren etwa in Höhe der Schottertragschicht) und ein anderes Material der Gefügeverfestigung im darunter befindlichen Bereich des Sackungstrichters dient, so kann aus den Ergebnissen der Berechnungen abgeleitet werden, dass für die Hohlraumverfüllung ein Material verwendet werden sollte, das einen möglichst hohen E-Modul entwickelt. Dadurch wird die lastverteilende Wirkung der Fahrbahnbefestigung wiederhergestellt und eine mögliche Überbeanspruchung des Asphaltes im Sommer vermieden. Für die Gefügeverfestigung kann ein Injektionsmaterial verwendet werden, das einen deutlich geringeren E-Modul entwickelt.

Zusammengefasst konnten aus den Ergebnissen der Berechnungen folgende Aussagen abgeleitet werden:

- 1. Die Beanspruchung des Kanalrohrs in der hier untersuchten Tiefenlage wird durch die Sanierung mit dem Injektionsverfahren nicht erheblich verändert.
- 2. Die Trichterform des bei der Sanierung entstehenden Injektionskörpers hat eine positive Auswirkung auf die Spannungsverteilung. Über die Seitenflächen des Injektionskörpers werden die Vertikalspannungen, die von der Fahrbahnoberfläche über die Fahrbahnbefestigung in den Injektionskörper eingeleitet werden, auf den umgebenden Boden übertragen, so dass es nicht zu einer stempelartigen Lasteinleitung auf das Kanalrohr kommt.
- 3. Somit ist eine Injektion selbst bis zum Rohrscheitel als unkritisch für die Beanspruchung des Kanalrohrs anzusehen.
- 4. Der E-Modul des Injektionsmaterials (zumindest für den Hohlraum) sollte etwa 200 bis 500 MPa betragen, um die entstandene Überbeanspruchung der Fahrbahnbeanspruchung zu beseitigen und dabei deren Auflager wiederherzustellen.
- 5. Die Sanierungstiefe sollte nicht nur wenige Zentimeter, sondern mindestens 40 bis 60 cm betragen.



IKT – Institut für Unterirdische Infrastruktur gGmbH

## Bericht im Rahmen des Forschungsprojektes

## "Oberflächennahe Injektion in Hohlräume und Auflockerungen bei zuvor sanierten Hausanschlussstutzen als ganzheitliches Vorgehen bei der Kanal-Innensanierung von Hausanschlüssen"

# für das Teilprojekt

# "Laborversuche im IKT"

Auftraggeber:		FITR - Forschungsinstitut für Tief- und Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH Georg-Haar-Straße 5 99427 Weimar
Auftragnehmer:	unabhängig gemeinnützig	IKT – Institut für Unterirdische Infrastruktur gGmbH Exterbruch 1 45886 Gelsenkirchen
Projekt-Nr.:		W0027
Bearbeitung:		DiplIng. Christoph Bennerscheidt canding. Marco Bartel

Gelsenkirchen, Oktober 2009

## 4.2 Teilprojekt: Laborversuche im IKT

## 4.2.1 Versuchsbeschreibung

Im Rahmen des vom Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes NRW (MUNLV NRW) geförderten Projektes "Oberflächennahe Injektion in Hohlräume und Auflockerungen bei zuvor sanierten Hausanschlussstutzen als ganzheitliches Vorgehen bei der Kanal-Innensanierung von Hausanschlüssen" wurden im IKT – Institut für Unterirdische Infrastruktur Laborversuche durchgeführt. Ziel dieser Versuche war es, die Belastungsänderungen von statischen und zyklischen Belastungen auf ein mit Sand überschüttetes Rohr zu ermitteln, nachdem ein(e) sich darüber befindliche(r), trichterförmige(r) Auflockerung bzw. Hohlraum durch das Einbringen von Injektionsmaterial(ien) verfüllt wurde. Aufgrabungen in der Stadt Rietberg haben gezeigt, dass diese Hohlräume bzw. Auflockerungen in der Praxis oberhalb von undichten Anschlussstutzen bzw. –leitungen entstehen können. Für die hier durchgeführten Laborversuche wurde deshalb sogenannter "Rietberger Sand" eingesetzt.

### 4.2.1.1 Versuchsaufbau

Vor diesem Hintergrund wurden zwei Einzelversuche in einem Versuchsstand des IKT durchgeführt. Im Versuch 1 (Auflockerung) wurde ein trichterförmige Auflockerung simuliert, die mit gelockertem Rietberger Sand und gelockertem Schotter 0-45 gefüllt wurde (vgl. Abb. 25). Im Versuch 2 (Hohlraum) wurde ein Hohlraum simuliert, bei dem der Rietberger Sand entfernt wurde und ein Schotter 0-45 in den Hohlraum gefallen ist (vgl. Abb. 26).



Bei beiden Versuchen diente ein Stahlbetonquerschnitt ( $I/b/h = ca. 2,00 \times 1,25 \times 1,50$  m) mit einer Stahlplatte als Boden als Versuchsbehälter (vgl. Abb. 27).

Um Anschlüsse für die einzusetzende Messtechnik aus dem Versuchsstand führen zu können, wurde der Versuchsaufbau aufgeständert (vgl. Abb. 27). Über Löcher in der Bodenplatte aus Stahl waren so die Messkontakte der eingesetzten Messtechnik von Außen zugänglich. (vgl. Abb. 28).



stehend aus Stahlplatte und Stahlbetonquerschnitt.

seite des aufgeständerten Versuchsstandes.

Eine am Versuchsstandboden mit Schweißpunkten fixierte Rohrhalbschale DA 220 aus Stahl simulierte ein im Boden eingebautes Rohr. Gleichzeitig diente es als Träger für die Messtechnik. Zum Einsatz kamen drei Druckmessfolien, die in Längsrichtung auf die Rohrhalbschale appliziert und mit einer Schutzfolie aus "Capton" abgedeckt wurden (vgl. Abb. 29). Jede dieser Druckmessfolien ist ca. 0,1 mm dick und besteht aus dünnen, flexiblen Folien mit einem Raster aus leitfähigen Zeilen und Spalten zwischen denen sich halbleitende Tinte befindet. Die Schnittpunkte der leitfähigen Zeilen und Spalten bilden die Abtastpositionen, an denen sich je nach aufgebrachtem Druck der elektrische Widerstand der halbleitenden Tinte ändert und eine korrespondierende Spannung aufgenommen wird. Im vorliegenden Anwendungsfall wurden Messfolien vom Typ TEK-Scan 5511/P5/1657T1/50-50psi (3,44 bar) in der Größe 307 x 86 mm eingesetzt<sup>7</sup>. Das Raster hatte einen Zeilenabstand von 7 mm bzw. einen Spaltenabstand von 2,5 mm, so dass pro Folie 1496 Abtastpositionen zur Verfügung standen.

Mit Hilfe der Druckmessfolien wurde die Druckverteilung auf dem Rohr sowohl vor der Herstellung der trichterförmigen Hohlräume, anschließender Verfüllung und Belastung sowie danach ermittelt. Für die beiden Einzelversuche, im Folgenden Versuch 1 (Auflockerung) und Versuch 2 (Hohlraum) genannt, wurde der Boden jeweils neu eingebaut.

Für beide Versuche wurde zunächst "Rietberger Sand" lagenweise bis zu einer Höhe von 850 mm in den Versuchsstand eingebaut. Die Lagen wurden jeweils verdichtet. Zur Simulation eines Straßenaufbaus wurde danach eine Schottertragschicht eingebaut und mit einer Stahlplatte als "Asphaltersatz" abgedeckt. Für eine gleichmäßige Lastübertragung zwischen der Stahlplatte und der Schottertragschicht wurde eine nur wenige Zentimeter starke Splittschicht, mit einer Körnung 2/5, auf die Schottertragschicht aufgeschüttet und horizontal abgezogen. Anschließend wurde der Bodenkörper über einen Hydraulikzylinder belastet (vgl. Abb. 30) und die Druckverteilung auf der Rohrhalbschale mit Hilfe der Druckmessfolien aufgezeichnet.

Tekscan: Pressure Measurement System. User's Manual. 11/1999.

Zunächst wurde die obere Stahlplatte abgenommen und die/der trichterförmige Auflockerung (Versuch 1, s. Abb. 25) / Hohlraum (Versuch 2, s. Abb. 26) hergestellt. Danach wurde die Stahlplatte erneut aufgelegt und der Hohlraum durch ein rundes, 10 cm großes Loch in der Stahlplatte mit Injektionsmaterial verfüllt. Unter Einhaltung einer Aushärtezeit wurde der Bodenkörper erneut belastet und die Druckverteilung auf der Rohrhalbschale gemessen.



Abb. 29:	Drei Druckmessfolien auf der Rohr-	Abb. 30:	Versuchsstand aus Beton unter
	halbschale aus Stahl, geschützt		dem Hydraulikzylinder mit auf-
	durch eine bräunliche Folie aus		gelegter Stahlplatte vor einer Be-
	Capton.		lastung.

#### 4.2.1.2 Belastungen

Die Lastobergrenze für die Versuche wurde auf Basis der DIN 1072 - Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen<sup>8</sup> festgelegt. So sieht DIN 1072 als Maximallast einen Schwerlastwagen SLW 60 mit einer Radlast von 100 kN bei einer Radaufstandsfläche von 60 x 20 cm vor. Die Last von 100 kN wurde im Rahmen der Versuche als Maximallast gewählt und mit einer Lasteinleitungsfläche von 60 x 20 cm über die Stahlplatte in den Boden eingeleitet.

Als Nullversuch wurde zunächst eine erste Belastungsreihe bestehend aus statischen und zyklischen Belastungen durchgeführt. Durch die Belastungen wurde der Boden zum Einen weiter verdichtet. Zum Anderen konnte die Druckverteilung auf der Rohrhalbschale vor Herstellung der Auflockerung bzw. des Hohlraumes ermittelt werden.

Zunächst wurde der Versuchsaufbau mit einer statischen Last, die über den Hydraulikzylinder aufgebracht wurde, belastet. Die Lasten wurden von 10 kN bis 100 kN in 10 kN-Schritten gesteigert und jeweils 3 Minuten aufrechterhalten. Nach Erreichen der Höchstlast von 100 kN wurde der Versuchsstand wieder entlastet. Während des Versuchs wurde der auf die Rohrhalbschale übertragene Druck mit den Druckmessfolien gemessen und aufgezeichnet. Anschließend wurde der Versuchsaufbau mit einer Amplitude von zwei Hertz in einem Lastbereich von 10 kN bis 100 kN zyklisch belastet. Mit den Druckmessfolien wurden in repräsentativen Messintervallen die auf der Rohroberfläche einwirkende Drücke gemessen. Mit einer Ver-

<sup>&</sup>lt;sup>8</sup> DIN 1072: Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen. DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Dezember 1985; Beuth-Verlag, Berlin.

suchsdauer von acht Stunden wurden 57800 Lastwechsel erreicht. Zum Abschluss wurde analog zu der ersten statischen Belastung erneut statisch belastet. Mit Hilfe dieser Vorgehensweise konnten die sich ändernden Druckverteilungen auf der Rohrhalbschale infolge der zyklischen Belastung mit einem Vergleich vorher / nachher festgestellt werden.

Nach dieser Erstbelastung wurde jeweils in den Versuchsaufbau eine trichterförmige Auflockerung (Versuch 1) bzw. ein trichterförmiger Hohlraum (Versuch 2) hergestellt, die Stahlplatte aufgelegt und die Auflockerung bzw. der Hohlraum durch Injektion stabilisiert.

Nach der Injektion wurden analog zur Erstbelastung zunächst statische, dann zyklische und dann wieder statische Lasten aufgebracht. Die detaillierten Versuchsergebnisse für die beiden Versuche sind in Kapitel 4.2.2.1 und Kapitel 0 (Versuch 1, Auflockerung) bzw. in Kapitel 4.2.3.1 und Kapitel 0 (Versuch 2, Hohlraum) dargestellt.

#### 4.2.1.3 Versuch 1 – Herstellen der Auflockerung und Injektion

Nach dem lagenweisen Einbau mit lagenweiser Verdichtung des "Rietberger Sandes", Einbau und Verdichtung der Schottertragschicht, Einbau der Ausgleichsschicht aus Splitt, Auflegen der Stahlplatte sowie der Lasteinleitungskonstruktion und Erstbelastung wurde die Stahlplatte abgehoben und eine Siebfilmplatte mit einem runden Loch (Durchmesser 40 cm) als Schablone aufgelegt. Durch dieses Loch wurde der "Rietberger Sand" bis zu einer Tiefe von ca. 70 cm ausgehoben (vgl. Abb. 31 und Abb. 32) und anschließend mit getrocknetem "Rietberger Sand" und Schotter 0-45 locker, ohne Verdichtung wieder aufgefüllt. An der Oberkante des Bodenaufbaus hatte das Loch einen Durchmesser von ca. 40 cm und lief dann bis zu einer Tiefe von ca. 70 cm auf einen Durchmesser von ca. 20 cm trichterförmig zu. Der Sand wurde bis zur Schichtgrenze Sand – Schotter eingerieselt (vgl. Abb. 33 bis Abb. 35) und dann mit Schotter bis zur Oberkante des Bodenaufbaus abgedeckt (vgl. Abb. 36).







Nach dem Entfernen der Siebfilmplatte und dem erneuten Auflegen der oberen Stahlplatte wurde über eine Injektionslanze durch die runde Öffnung in der Stahlplatte ein Feinstbindemittel (Dämmer HS der Firma Dyckerhoff AG<sup>9</sup>) in die Auflockerung injiziert. Dazu wurde das Bindemittel mit Hilfe eines Mischgeräts mit einem Wasser/Bindemittelwert (WB-Wert) von 1,3 angerührt und dann drucklos mit einer Schneckenförderung zur Injektionslanze transportiert (vgl. Abb. 37 und Abb. 38). Die Lanze wurde vorher bis zum Grund der Auflockerung eingetrieben und während der Injektion bis zur Schichtgrenze Sand/Schotter herausgezogen. Eine vorher berechnete Menge Bindemittel sollte vollständig in die Sandschicht eindringen. Bevor die berechnete Menge an Feinstbindemittel vollständig injiziert war, trat es bereits an der Oberfläche der Schotterschicht wieder aus. Eine komplette Injektion in die Sandschicht konnte nicht erreicht werden. Zur Überprüfung der Materialeigenschaften wurden nach Beendigung des Mischvorgangs und vor der Injektion Materialtests durchgeführt. Dazu wurden die Marsh-Zeit, zur Einschätzung des Fließverhaltens,

<sup>&</sup>lt;sup>9</sup> http://www.dyckerhoff.de/online/Home.html

die Temperatur, der pH-Wert und die Wichte des Wasser-Bindemittel Gemischs bestimmt und dokumentiert (vgl. Abb. 39 bis Abb. 41). In einem zweiten Schritt wurde dasselbe Bindemittel mit einem WB-Wert von 0,8 für die Injektion in die Schottertragschicht angemischt und mit der Injektionslanze in diese Schicht eingebracht. Die Injektionsmasse wurde bis zur Stahlplatte eingefüllt (vgl. Abb. 42 und Abb. 43) und für den Aushärtvorgang feucht abgedeckt. Nach Ablauf von sieben Tagen war der zur erneuten Belastung notwendige Aushärtegrad erreicht.





der Stahlplatte.

platte nach beendeter Verfüllung . mit dem Dämmer.

Π

Beim Ausbau des Versuchs wurde die Annahme bestätigt, dass bei der Injektion des Feinstbindemittels in den "Rietberger Sand" kein vollständiges Eindringen in den Sand stattgefunden hat und so der locker eingebrachte Sand durch die Injektion nicht komplett durchdrungen wurde. Die Injektionsmasse ist im Bereich der Schotterabdeckschicht vollständig in das unverdichtete Material eingedrungen und hat einen dem ursprünglichen Hohlraum entsprechenden Injektionskörper ausgebildet (vgl. Abb. 44 und Abb. 45). Ab der Schichtgrenze Schotter / Sand verjüngt sich der Injektionskörper und nimmt eine stabförmige Ausbildung an (vgl. Abb. 46 und Abb. 47). Diese entspricht in etwa dem Durchmesser der Injektionslanze, die beim Herausziehen während des Injektionsvorgangs einen Hohlraum hinterlassen hatte und dann von der Injektionsmasse aufgefüllt wurde. Lediglich in Teilbereichen drang die Injektionsmasse in den locker aufgefüllten Sand ein; hier ist insbesondere der Sohlbereich des Trichters zu nennen (vgl. Abb. 48 und Abb. 49).





#### 4.2.1.4 Versuch 2 – Herstellen des Hohlraums und Injektion

Zur Durchführung des zweiten Versuchs wurde der Versuchsaufbau von Versuch 1 komplett ausgebaut. Lediglich die mit Schweißpunkten fixierte Rohrhalbschale blieb am Boden des Versuchsstands erhalten. Hierdurch wurde gewährleistet, dass die auf der Rohrhalbschale applizierten Druckmessfolien die gleiche Ausrichtung zum Lasteinleitungspunkt des Hydraulikzylinders behielten. Zur Durchführung der Belastungsversuche wurde erneut Boden in den Versuchsstand eingebaut. Dieser bestand analog zu Versuch 1 aus lagenweise verdichteten Schichten "Rietberger Sand" und einer Überdeckung mit Schotter 0-45 (vgl. Abb. 26). Bevor der für diesen Versuch vorgesehene Hohlraum in den Bodenkörper eingebracht wurde, erfolgte eine Erstbelastung (vgl. Kapitel 4.2.1.2). Beide Versuchsaufbauten boten vor den Injektionen vergleichbare Ausgangsbedingungen, da Boden aus einer Charge verwendet wurde und identische Schichtdicken des "Rietberger Sandes" sowie der Schotterüberdeckung eingebaut und verdichtet wurden. Im Anschluss an die erste Belastungsreihe wurde bei diesem Versuch ein Hohlraum in Form eines Trichters, mit denselben Abmessungen wie in Versuch 1, in den Bodenaufbau eingebracht. Der Sohlbereich des Hohlraums wurde mit Schotter 0-45 verfüllt (vgl. Abb. 50). Eine weitere Verfüllung fand nicht statt, der verbliebene Hohlraum sollte durch die Injektion mit "Weimarer Bodenmörtel" aufgefüllt werden. Zunächst wurde ein Feinstbindemittel, Dämmer HS der Firma Dyckerhoff AG, in die Schotterschicht im Sohlbereich des Hohlraums injiziert. Analog zu Versuch 1 wurde die Injektionsmasse zunächst mit einem WB-Wert von 0,8 angemischt und dann drucklos in die Schotterschicht über eine Injektionslanze eingebracht (vgl. Abb. 51 bis Abb. 53). Anschließend wurde der "Weimarer Bodenmörtel" angemischt und ebenfalls drucklos in den verbliebenen Hohlraum bis zur Oberkante des Bodenaufbaus eingefüllt (vgl. Abb. 54 bis Abb. 57).



Abb. 54:

Anmischen des mehr-

komponentigen Bodenmörtels.

Abb. 55: Anmischen Bodenmörtel: Zugabe

von getrocknetem Rietberger Sand.



Vor der Durchführung der Belastungsreihe, nach der Injektion, härtete der Injektionskörper zunächst sieben Tage aus. Die Belastungen wurden analog zur vorherigen Belastungsreihe durchgeführt (vgl. Kapitel 4.2.1.2). Die detaillierten Versuchsergebnisse sind in Kapitel 0 und Kapitel 0 dargestellt.

Beim Ausbau des Versuchsstands wurde ein Injektionskörper ausgebaut, der den vorher eingebrachten Hohlkörper komplett ausfüllte. Sowohl die Injektion mit Feinstbindemittel in die Schotterschicht auf der Sohle füllte diese Schicht komplett aus, als auch die Injektion mit Weimarer Bodenmörtel in den darüberliegenden Hohlraum ergab einen der Hohlraumform und –maßen entsprechenden Injektionskörper. Beide Materialien haben sich miteinander verbunden und sich zu <u>einem</u> Injektionskörper verfestigt (vgl. Abb. 58 bis Abb. 62). Wie auf den Abbildungen zu erkennen ist, entspricht die Größe des Injektionskörpers, obere Ausdehnung ca. 40 cm bei einer Tiefe von ca. 70 cm, den vorgegebenen Abmessungen aus dem Versuchsaufbau (vgl. Abb. 26).



Seite 60 von 180



#### 4.2.1.5 Aufbereitung und Darstellung der Druckfolienmesswerte

Für Versuch 1 und Versuch 2 wurden die mittels Druckmessfolien aufgenommenen Messwerte einzeln ausgewertet. Im Rahmen der Versuchsdarstellung wurde jeweils in einen Abschnitt zwischen Untersuchungen, die **Vor der Injektion** und Untersuchungen, die **Nach der Injektion** stattgefunden haben, unterschieden. Pro Versuchsschritt wurden jeweils drei Belastungen durchgeführt. Zunächst gab es eine statische Belastung (*Statisch I*) mit Auflasten von 10 kN bis 100 kN, gefolgt von einer zyklischen Belastung (*Statisch II*), die analog zur ersten statischen Belastung durchgeführt wurde. Insgesamt wurden somit zwölf Belastungsvorgänge durchgeführt, für jeden Einzelversuch sechs. Zur Interpretation der Versuchsergebnisse wurden in erster Linie jeweils die beiden statischen Belastungen. Mit diesen beiden Versuchsreihen konnten jeweils die Veränderungen der Druckverteilungen auf dem Messrohr beschrieben werden.

In Abb. 63 und Abb. 64 sind die Positionen der Druckfolien vom Typ 5511 auf der Rohrhalbschale dargestellt. Erkennbar sind die druckaktiven Flächen der verwendeten Druckmessfolien mit den Bezeichnungen F37, F38 und F39 (in Abb. 63 blau umrandet und in Abb. 64 am beigen Farbton). Aufgrund der Bauform der Druckmessfolien ergeben sich zwischen den druckaktiven Flächen Abstände von 3,4 cm (vgl. Abb. 64 und Abb. 65).



Es kamen zwei unterschiedliche Darstellungsarten der Druckfolienmessergebnisse zur Anwendung. Zum Einen wurde die Druckverteilung in der in Abb. 67 dargestellten Form verwendet. Die Farbgebung in der Abbildung entspricht dem Farbspektrum aus Abb. 66. Die Messwerte wurden über die gesamte Versuchsdauer aufgezeichnet.





Zum Anderen wurde jeweils die Gesamtkraft auf die Druckmessfolien mit Hilfe der der Auswertesoftware ermittelt und der Kraft-Zeit-Verlauf während der statischen Bealle lastungen dargestellt. Beispielhaft ist der Kraft-Zeit-Verlauf für drei Druckmessfolien in Abb. 68 und Abb. 69 dargestellt. Zu erkennen ist der Verlauf der Gesamtkräfte – als Integral der Druckverteilung über die druckaktive Fläche - für die Druckmessfolien F37. F38 und F39 als Reaktion auf die Belastung des Bodenkörpers mit Lasten zwischen 10 und 100 kN. Die zehn Laststeigerungen in 10 kN-Schritten sind an den 10 Plateaus der Lastkurven erkennbar. Die Auswertesoftware stellt ein Werkzeug bereit, mit dem sich durch Verschieben eines senkrechten Balkens auf der Zeitskala die Gesamtkräfte der drei Druckmessfolien zu definierten Zeitpunkten darstellen lassen. In Abb. 68 steht dieser Balken am Ende des ersten Plateaus, das die Reaktion auf die Belastung mit 10 kN über den Druckzylinder widerspiegelt. Die Gesamtkräfte der Druckfolien zu dem gewählten Zeitpunkt sind auf der rechten Seite der Abbildung in Newton [N] ablesbar. In Abb. 69 wurde der senkrechte Balken zur Belastungsstufe 100 kN verschoben. Die Kurven der Gesamtkräfte wurden für alle statischen Belastungen für die Laststufen 10 kN (unteres Plateau) und die Laststufen 100 kN (oberes Plateau) ausgewertet und dargestellt.



Des Weiteren wurden die Gesamtkräfte auf den Druckmessfolien während der statischen Belastung mit 100 kN, vor und nach einer zyklischen Belastung, vergleichend dargestellt und die prozentuale Zu- oder Abnahme der Messwerte berechnet. Mit diesen Vergleichen konnten jeweils die Einflüsse der beiden statischen Belastungen und der zyklischen Belastung auf Veränderungen der Druckverteilungen abgeleitet werden. Zudem wurde die Differenz zwischen minimalem und maximalem Messwert auf den drei Druckmessfolien innerhalb einer Belastungsreihe dargestellt. Korrespondierend zu der Farbgebung in den Kraft-Zeit-Verläufen wurden die Auswertezeilen der jeweiligen Folie farblich markiert. Beispielhaft ist eine Auswertung in Tab. 5 dargestellt. In diesem Fall kam es zur größten Zunahme der Messwerte an der mittleren Druckmessfolie 38. An den beiden äußeren Druckmessfolien kam es lediglich an Folie 37 zu einer Zunahme der Messwerte. An Folie 39 blieb der Messwert nahezu identisch. Zusätzlich wurden die Kraft-Zeit-Verläufe für die Belastungsreihe Statisch I und Statisch II in den detaillierten Versuchsergebnissen in Kapitel 4.2.2 eingefügt.

Folie	Statisch I [N]	Statisch II [N]	Zu- / Abnahme [%]
37	1404,7	1473,1	+ 4,87
38	1168,9	1258,9	+ 7,70
39	1260,0	1267,0	+ 0,06
Differenz Max. / Min.	20,17 %	17,01 %	

Tab. 5:Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN, Versuch 1 –<br/>Auflockerung, vor der Injektion

### 4.2.2 Versuchsergebnisse Versuch 1 - Auflockerung

#### 4.2.2.1 Versuch 1 – Auflockerung, Vor der Injektion

Die Versuchsergebnisse aus den beiden statischen und der zyklischen Belastung **vor** dem Einbringen der Injektionsmasse (Dämmer HS, Dyckerhoff AG) werden nachfolgend dargestellt.

#### 4.2.2.1.1 Belastung Statisch I

In Abb. 70 und Abb. 71 sind die Kraft-Zeit-Verläufe, ausgewertet für die Belastung mit 10 kN und 100 kN, dargestellt. Sie werden als Gesamtkraft in [N] über die gesamte Belastungsdauer angezeigt. Jede Steigerung der statischen Belastung ist durch einen Sprung der gemessenen Kräfte erkennbar. Die Legende in Abb. 70 beschreibt die auf die drei Druckmessfolien übertragenen Kräfte bei einer Belastung von 10 kN, dargestellt durch die Markierungslinie in der Abbildung (vgl. Beschreibung in Abschnitt 4.2.1.5). In Abb. 71 werden die gemessenen Spannungen bei der Lasteinleitung von 100 kN angezeigt.

#### Kraft-Zeit-Verlauf



An der mittleren der drei Druckmessfolien (Bezeichnung F38) wurden bei Versuchende die geringsten Werte aufgezeichnet, an der Druckmessfolie F 37 die höchsten Werte. Dabei sind unterschiedlich stark ansteigende Druckmesswerte erkennbar. Bei der Belastung mit 10 kN liegen die gemessenen Werte an den drei Druckmessfolien noch nah beieinander. Bei Erreichen der Belastung mit 100 kN differieren die gemessenen Werte um ca. 20 % zwischen den geringsten Messwerten an Folie 38 und den höchsten Messwerten an Folie 37. Auffällig ist, dass bei Versuchbeginn der Gesamtdruck auf Folie 38 am höchsten ist und bei Folie 37 am geringsten. Die Differenz zwischen diesen beiden Druckmessfolien beträgt jedoch lediglich 3 %.

In den folgenden Abbildungen ist die Druckverteilung auf der druckaktiven Fläche der jeweiligen Messfolie dargestellt. Durch die Messwerterfassung wurden über die gesamte Belastungsdauer kontinuierlich die gemessenen Spannungen auf den Messfolien aufgezeichnet. Die in Abb. 73 bis Abb. 78 ausgewählten Aufnahmen zeigen die Spannungsverteilungen auf den drei Messfolien zu dem in Abb. 70 und Abb. 71 markierten Zeitpunkten bei einer Belastung mit 10 kN bzw. 100 kN. Die in Folie 37 erkennbare schwarze Line resultiert aus dem Ausfall einer Messzeile auf der Folie.

Druckaktive Flächen





Lastspitzen, die bereits bei der Belastung mit 10 kN sichtbar sind, haben sich bei der Belastung mit 100 kN verstärkt und ausgebreitet. An der Farbgebung der Druckmessfolie 38 erkennt man ebenfalls, dass hier die geringsten Kräfte über die gesamte Folienfläche gemessen wurden, da sie vor allem in den blau-grünen Bereich verschoben ist. Dies entspricht nach Abb. 72 dem unteren Bereich der gemessenen Kräfte. Auch bei der Belastung mit 100 kN sind nur wenige gelbe oder rote Bereiche sichtbar.

#### 4.2.2.1.2 Belastung Zyklisch

In Abb. 79 bis Abb. 81 sind die gemessenen Kräfte über die gesamte Versuchsdauer für die drei Druckmessfolien dargestellt. Zu Versuchsbeginn und dann etwa jede weitere Stunde bis zum Ende der zyklischen Belastung wurden Aufzeichnungen der Druckmesswerte für ca. 10 Minuten gestartet. Von einer kontinuierlichen Aufzeichnung über die gesamte Versuchsdauer (8 Stunden) wurde aufgrund der Masse an Messdaten abgesehen. Im oberen Bereich der Abbildungen sind die Folienmesswerte zu Beginn und am Ende der zyklischen Belastung aufgeführt. Die linke Darstellung der druckaktiven Fläche entspricht dabei den Messwerten zu Versuchsbeginn, die rechte Darstellung zeigt die druckaktive Fläche zu Versuchende. Aus der kontinuierlichen Aufzeichnung dieses Messzeitraumes wurde zur Darstellung der Zeitpunkt mit der größten Gesamtkraft auf der Druckmessfolie ausgewählt. Die Graphiken 1 bis 6 in der jeweiligen Abbildung zeigen die Druckmesswerte während der ausgewählten Aufzeichnungszeiträume. Graphik 1 resultiert aus den Messwerten der Aufzeichnung zu Versuchsbeginn und korrespondiert mit der Darstellung der druckaktiven Fläche oben links in der Abbildung. Graphik 6 zeigt die gemessenen Drücke zu Versuchende und korrespondiert mit der Darstellung der druckaktiven Fläche oben rechts in der Abbildung. In der Legende der Graphiken ist die über die Dauer der Druckmesswertaufzeichnung gemessene minimale und maximale Druck angegeben.





Im Laufe der zyklischen Belastung verringerten sich die gemessenen Druckkräfte an allen Druckmessfolien zunächst und stiegen anschließend wieder an. An Folie 37 wurden auch bei der zyklischen Belastung die höchsten Druckwerte aufgezeichnet. Bei Versuchende wurde ein maximaler Druck von 1493 N gemessen. Dagegen wurde an den Folien 38 und 39 nur ein maximaler Druck von 1259 N auf die Rohroberfläche übertragen. Die Druckfolienaufzeichnungen im oberen Teil der Abbildungen lassen keine signifikante Änderung der Druckverteilung über die gesamte Versuchsdauer erkennen. Lastspitzen, die bereits zu Beginn der zyklischen Belastung aufgezeichnet wurden, sind etwa in gleicher Größe und Stärke auch bei Versuchende zu verzeichnen.

#### 4.2.2.1.3 Belastung Statisch II

Die Versuchsergebnisse aus der zweiten statischen Belastung werden analog zur Auswertung aus der ersten statischen Belastung dargestellt.

#### Kraft-Zeit-Verlauf


An der mittleren der drei Druckmessfolien (Bezeichnung F38) wurden die geringsten Werte aufgezeichnet, an der Druckmessfolie F 37 die höchsten Werte. Die Gesamtkräfte auf den Druckmessfolien F 38 und F 39 sind bei Versuchsende nahezu gleich, wobei auf der Druckmessfolie F 38 mit 1258,9 N die kleinste Gesamtkraft gemessen wird. Im Vergleich zur größten Gesamtkraft an der Druckmessfolie F 37 mit 1473,1 N ist das ein prozentualer Unterschied von 17 %. Zu Versuchsbeginn liegen die Messwerte dieser beiden Druckmessfolien um ca. 12 % auseinander.





Vergleicht man die Messergebnisse aus den beiden statischen Belastungen direkt miteinander, stellt man fest, dass der mit Druckmessfolie F 39 gemessene, auf die Rohroberfläche übertragene Druck, bei Belastung mit 100 kN nahezu identisch geblieben ist. An den Druckmessfolien 37 und 38 ist es dagegen zu einer Zunahme des übertragenen Drucks gekommen ist (vgl. Tab. 6 und Abb. 91).

Folie	Statisch I [N]	Statisch II [N]	Zu- / Abnahme [%]
37	1404,7	1473,1	+ 4,87
38	1168,9	1258,9	+ 7,70
39	1260,0	1267,0	+ 0,06
Differenz Max. / Min.	20,17 %	17,01 %	

Tab. 6: Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN

σ



## 4.2.2.2 Versuch 1 – Auflockerung, Nach der Injektion

Die Versuchsergebnisse aus den beiden statischen und der zyklischen Belastung **nach** dem Einbringen der Injektionsmasse (Dämmer HS, Dyckerhoff AG) werden nachfolgend dargestellt.

#### 4.2.2.2.1 Belastung Statisch I

In Abb. 92 und Abb. 93 sind die Kraft-Zeit-Verläufe, ausgewertet für die Belastung mit 10 kN und 100 kN, dargestellt. Sie werden als Gesamtkraft in [N] über die gesamte Belastungsdauer angezeigt. Jede Steigerung der statischen Belastung ist durch einen Sprung der gemessenen Kräfte erkennbar. Die Legende in Abb. 92 beschreibt die auf die drei Druckmessfolien übertragenen Kräfte bei einer Belastung von 10 kN, dargestellt durch die Markierungslinie in der Abbildung. In Abb. 93 werden die gemessenen Spannungen bei der Lasteinleitung von 100 kN angezeigt.

#### Kraft-Zeit-Verlauf



Zu Versuchsbeginn wirkt bei der Belastung mit 10 kN auf Druckmessfolie F 38 der größte Druck. Im Laufe der Belastungssteigerung auf 100 kN steigt der gemessene Druck auf Folie 37 stärker an, so dass bei Erreichen der Belastung mit 100 kN an dieser Folie der größte Druck gemessen wurde. Im Gegensatz zu den Versuchen vor der Injektion (vgl. Abschnitt 4.2.2.1) wurden an der Druckmessfolie F 39 die geringsten Drücke auf die Rohroberfläche übertragen. Zwischen Druckmessfolie F 38 und F 39 beträgt der Unterschied zu Versuchsbeginn 33,13 %, zwischen Folie 37 und 39 bei Versuchende 15,89 %.



#### Druckaktive Flächen



Bei Erreichen der Belastung mit 100 kN, dargestellt in Abb. 96, Abb. 98 und Abb. 100, wird auf der äußeren Druckmessfolie F 37 der höchste Gesamtdruck gemessen, gefolgt von der mittleren Druckmessfolie F 38 und der äußeren Druckmessfolie F 39. Die Druckverteilung auf der eingebauten Rohrhalbschale wird demnach von einem Rand, über die Mitte zum anderen Rand geringer.

# 4.2.2.2.2 Belastung Zyklisch

Analog zu den Versuchen vor der Injektion sind die Versuchsergebnisse der zyklischen Belastung dargestellt.







Während der zyklischen Belastung wurden an der mittleren Druckmessfolie F 38 über die gesamte Versuchsdauer die geringsten Druckmesswerte aufgenommen. Sie lagen am Ende des Versuchs bei ca. 1150 N. An beiden äußeren Druckmessfolien F 37 und F 39 wurden maximale Werte von 1511 N an Folie F 37 und 1244 N an Folie F 39 gemessen. An allen drei Folien wurden über die gesamte Versuchsdauer Druckwerte in einem Schwankungsbereich von ca. 50 N aufgezeichnet.

## 4.2.2.2.3 Belastung Statisch II

Die Versuchsergebnisse aus der zweiten statischen Belastung werden analog zur Auswertung aus der ersten statischen Belastung dargestellt.

#### Kraft-Zeit-Verlauf



Auf der mittig positionierten Druckmessfolie F 38 wirkt über die gesamte Belastungsdauer der geringste Gesamtkraft. Auf der äußeren Messfolie F 37 wurde die höchste Gesamtkraft aufgezeichnet. Zu Versuchsbeginn, bei 10 kN Belastung, beträgt der Unterschied zwischen diesen beiden Druckmessfolien ca. 18 %. Unmittelbar vor Entlastung beträgt die Differenz zwischen diesen beiden Messfolien ca. 25 %. Der Unterschied zwischen Druckmessfolie F 38 und F 39 beträgt dagegen zu Versuchsbeginn ca. 8 % und bei Entlastungsbeginn ca. 6 %.



#### Druckaktive Flächen



Abb. 112: Druckverteilung an der Messfolie F 39, Belastung mit 100 kN

Auf der äußeren Druckmessfolie F 37 wurden die höchsten Drücke gemessen wurden (vgl. Abb. 108). An der mittigen Messfolie F 38 wirken auf der rechten Seite der druckaktiven Fläche, im Anschlussbereich zu Messfolie F 37 die höchsten Drücke (vgl. Abb. 110).

Vergleicht man die Messergebnisse aus den beiden statischen Belastungen direkt miteinander, stellt man fest, dass die auf die Rohroberfläche übertragene Gesamtkraft bei Folie F 38 abnimmt. Wohingegen es bei den Folien F 37 und F 39 zu einer leichten Zunahme der Gesamtkraft gekommen ist (vgl. Tab. 7 und Abb. 113).

Folie	Statisch I [N]	Statisch II [N]	Zu- / Abnahme [%]
37	1462,6	1549,6	+ 5,95
38	1349,4	1232,0	- 9,53
39	1262,1	1304,4	+ 3,35
Differenz Max. / Min.	15,89 %	25,78 %	

Tab. 7: Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN

σ



Abb. 113: Gegenüberstellung der Kraft-Zeit-Verläufe Statisch I und II bei 100 kN

#### 4.2.3 Versuchsergebnisse Versuch 2 - Hohlraum

#### 4.2.3.1 Versuch 2 – Hohlraum, Vor der Injektion

Die Versuchsergebnisse aus den beiden statischen und der zyklischen Belastung **vor** dem Einbringen der Injektionsmasse (Dämmer HS, Dyckerhoff AG und "Weimarer Bodenmörtel") werden nachfolgend dargestellt.

#### 4.2.3.1.1 Belastung Statisch I

#### Kraft-Zeit-Verlauf





Abb. 115: Kraft-Zeit-Verlauf abgelesen bei einer Belastung mit 100 kN

Der Unterschied zwischen dem maximal gemessenen Druck an der mittleren Messfolie 38 und dem minimal gemessenen Druck an Messfolie 37 beträgt zu Versuchsbeginn ca. 33 %, bei Versuchende ca. 20 %.



#### Druckaktive Flächen







An der mittleren Messfolie 38 wird deutlich, dass über die gesamte druckaktive Fläche der höchste Gesamtdruck gemessen wurde. Die farbliche Kennzeichnung der gemessenen Drücke verschiebt sich bei der Belastung mit 100 kN vermehrt in den grünen Bereich. Es sind im Vergleich zu den äußeren Messfolien nur noch wenige blaue Flächen sichtbar, durch die die geringeren übertragenen Drücke gekennzeichnet werden (vgl. Abb. 116).



# 4.2.3.1.2 Belastung Zyklisch



Im Laufe der zyklischen Belastung sind an den drei Messfolien die gemessenen Druckkräfte gestiegen. An Messfolie F 38 wurden auch während der zyklischen Belastung die höchsten Kräfte aufgezeichnet. Die maximal aufgezeichnete Kraft betrug 1304 N. An den Messfolien F 37 und F 39 wurde ein maximaler Druck von 1221 N bzw. 1071 N gemessen. Die Druckfolienaufzeichnungen im oberen Teil der Abbildungen lassen keine signifikante Änderung der Druckverteilung über die gesamte Versuchsdauer erkennen. Lastspitzen, die bereits zu Beginn der zyklischen Belastung aufgezeichnet wurden, sind in vergleichbarer Größe und Stärke auch bei Versuchende zu feststellbar.



Kraft-Zeit-Verlauf





Auf der mittig positionierten Druckmessfolie F 38 wirkt über die gesamte Belastungsdauer der höchste Druck. Der gemessene Druck auf den beiden äußeren Messfolien steigt während der Belastungssteigerungen unterschiedlich stark an. Zu Versuchsbeginn, bei der Belastung mit 10 kN, beträgt der Unterschied zwischen den Druckwerten dieser beiden Messfolien knapp 3 %. Am Ende der Belastung beträgt der Unterschied dagegen ca. 13 %. Der Unterschied zwischen maximalem gemessenem Gesamtdruck auf einer Messfolie und dem Minimalen beträgt bei Versuchsbeginn ca. 18 % zwischen Messfolie F 38 und F 37 und bei Versuchsende ca. 22 % zwischen Messfolie F 38 und F 39.



#### Druckaktive Flächen



Die farbliche Darstellung der druckaktiven Flächen macht deutlich, dass vor allem im Übergangsbereich der mittleren Druckmessfolie F 38 zur äußeren Druckmessfolie F 37 die höchsten Drücke wirkten. Auf der Messfolie F 37 ist die Farbgebung im linken Bereich der Darstellung, vgl. Abb. 130, mehr in den roten Farbbereich verschoben und in Abb. 132 (Druckmessfolie F 38) herrschen im rechten Bereich der Darstellung mehr gelbe und orange Farbtöne vor, als im linken Teil der Abbildung.

Vergleicht man die Messergebnisse aus den beiden statischen Belastungen direkt miteinander stellt man fest, dass die auf die Gesamtkraft an Messfolie F 38 bei beiden statischen Belastungen am Größten ist. An den äußeren Druckmessfolien F 37 und F 39 ist eine Veränderung der Höhe der übertragenen Gesamtkräfte erkennbar. Wurden bei der statischen Belastungsreihe Statisch I an Folie F 37 die geringsten Gesamtkräfte aufgezeichnet, so sind diese während der Belastungsreihe Statisch II an Folie F 39 bei der Belastung mit 100 kN gemessen worden. An Messfolie F 37 kam es zu einer Zunahme der Gesamtkraft und an Druckmessfolie F 39 zu einer Abnahme. Auch an Folie 38 wurde eine leichte Zunahme der übertragenen Kräfte aufgezeichnet (vgl. Tab. 8 und Abb. 135).

Folie	Statisch I [N]	Statisch II [N]	Zu- / Abnahme [%]
37	1116,3	1299,5	+ 16,41
38	1346,0	1400,9	+ 4,08
39	1238,2	1149,8	- 7,69
Differenz Max. / Min.	20,58 %	21,84 %	

Tab. 8: Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN



# 4.2.3.1 Versuch 2 – Hohlraum, Nach der Injektion

Die Versuchsergebnisse aus den statischen und zyklischen Belastungen **nach** dem Einbringen der Hohlraumverfüllung werden nachfolgend dargestellt.

# 4.2.3.1.1 Belastung Statisch I

<u>Kraft-Zeit-Verlauf</u>





An der mittleren Druckmessfolie F 38 wurden die höchsten Gesamtkräfte gemessen. Mit 2358,9 N, bei der Belastung mit 100 kN, war diese um 36,5 % höher als die Gesamtkraft von 1727,6 N an der äußeren Druckmessfolie F 37. Der Unterschied zwischen den äußeren Druckmessfolien beträgt ca. 150 N bei maximal eingeleiteter Last von 100 kN. Die Differenz der gemessenen Gesamtkräfte auf den äußeren Druckmessfolien steigert sich von ca. 7 % zu Versuchsbeginn auf ca. 9 % zum Ende der Belastungsreihe.



#### Druckaktive Flächen



Im Vergleich zu allen anderen bisher durchgeführten Versuchen kam es bei dieser Versuchsreihe zu einer stärkeren Belastung des Rohres im Laufe der Belastungszunahme. Die Farbgebung bei der Belastung mit 100 kN hat sich am deutlichsten in den roten Bereich verschoben. Vor allem auf der mittleren Druckmessfolie F 38 wirken im Zentrum des druckaktiven Bereiches die höchsten Drücke. Diese sind in den Übergangsbereichen zu den äußeren Messfolien F 37 und F 39 weiter eindeutig erkennbar und nehmen dann zu den Randzonen des gesamten Messbereiches ab.

# 4.2.3.1.2 Belastung Zyklisch





Zu Versuchsbeginn (vgl. Graphik links in Abb. 145 bis Abb. 147) war die gemessene Gesamtkraft am höchsten. Nach kurzer Zeit, noch während der ersten, 30-minütigen Aufzeichnung der Messwerte, kam es zu einer Verminderung der gemessenen Gesamtkräfte. Dies wird besonders an den Messwerten der mittleren Messfolie F 38 deutlich (vgl. Abb. 146). Anschließend blieb die gemessene Gesamtkraft bis zum Versuchende relativ konstant und schwankte lediglich in einem Bereich von ca. 50 N. Auffällig ist, dass an der mittleren Druckmessfolie F 38 nun die geringsten maximalen Gesamtkräfte gemessen wurden. Innerhalb des Versuchsaufbaus ist es zu Veränderung der Belastungsverteilung infolge der zyklischen Belastung gekommen. Während der statischen Belastung (Statisch I, vgl. Abschnitt 4.2.3.1.1) wurden die höchsten Druckwerte auf die mittlere Messfolie F 38 übertragen. Durch die zyklische Belastung wurden die höchsten Druckwerte an den äußeren Druckmessfolien F 37 und F 39 gemessen.

# 4.2.3.1.3 Belastung Statisch II

# <u>Kraft-Zeit-Verlauf</u>



Die geringsten Druckwerte wurden sowohl zu Versuchbeginn als auch am Ende der Belastungsreihe an der mittleren Druckmessfolie F 38 gemessen. Der Unterschied zwischen Maximal- und Minimalwert liegt bei Versuchbeginn zwischen Druckmessfolie F 38 und F 39 bei ca. 68 % und bei Erreichen der Belastung mit 100 kN bei ca. 27 %. An der äußeren Druckmessfolie F 39 wurden über die gesamte Versuchdauer die höchsten Druckwerte gemessen.

Druckaktive Flächen





Im Gegensatz zur ersten statischen Belastung (Belastung Statisch I) wurden nun an der mittleren Druckmessfolie F 38 die geringsten Drücke gemessen. In Abb. 154 sind im Vergleich zu Abb. 152 und Abb. 156 bei Belastung mit 100 kN keine roten oder gelben Bereiche zu erkennen. Die auf die Messfolien übertragenen Drücke sind auf der mittigen Messfolie F 38 im Zentrum des gesamten Messbereichs am geringsten und nehmen zu den Rändern des Messbereichs zu. Sowohl der rechte Bereich auf der äußeren Messfolie F 37 als auch der linke Bereich der äußeren Messfolie F 39 haben eine am deutlichsten in den grünen und gelben Bereich verschobene Farbgebung.

Ein Vergleich der beiden statischen Belastungen ist in Tab. 9 und Abb. 157 dargestellt. Besonders auffällig ist, dass an allen drei Messfolien der übertragene Druck abgenommen hat.

Folie	Statisch I [N]	Statisch II [N]	Zu- / Abnahme [%]
37	1727,6	1152,6	- 49,89
38	2358,9	952,7	- 147,60
39	1581,3	1213,4	- 30,32
Differenz Max. / Min.	49,17 %	27,36 %	

Tab. 9: Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN

σ


### 4.2.4 Zusammenfassung

Es konnten deutliche Unterschiede bei der Entwicklung der Druckverteilungen auf dem Messrohr durch die Injektionen bei Versuch 1 und Versuch 2 festgestellt werden. Bei **Versuch 1** kam es zu keinen nennenswerten Veränderungen bei den Druckverteilungen. Die gemessenen Druckwerte auf der Oberfläche der Rohrhalbschale blieben sowohl vor der Injektion mit dem Feinstbindemittel als auch danach in einem vergleichbaren Rahmen (vgl. Tab. 10). Auch die zyklische Belastung zwischen den beiden statischen Belastungen führte zu keiner eindeutig sichtbaren Veränderung nachdem die Injektion durchgeführt wurde (vgl. Tab. 11).

Folie	Statisch II [N] vor der Injektion	Statisch I [N] nach der Injektion	Zu- / Abnahme [%]		
37	1473,1	1462,6	- 0,72		
38	1258,9	1349,4	+7,19		
39	1267,0	1262,1	- 0,39		

 Tab. 10:
 Versuch 1 - Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN

 vor und nach der Injektion mit Feinstbindemittel

Tab. 11:Versuch 1 - Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN<br/>nach der Injektion mit Feinstbindemittel

Folie	Statisch I [N] nach der Injektion	Statisch II [N] nach der Injektion	Zu- / Abnahme [%]
37	1462,6	1549,6	+ 5,95
38	1349,4	1232,0	- 9,53
39	1262,1	1304,4	+ 3,35

Zur Veranschaulichung der Messergebnisse sind in Abb. 159 bis Abb. 161 die Druckverteilung der drei Druckmessfolien F 37, F 38 und F 39 zu einer Gesamtansicht zusammengefügt worden. In der Realität haben die aktiven Bereiche der Druckfolien einen Abstand von 3,4 cm aus dem sich die in Abb. 158 dargestellte Druckverteilung ergeben würde.



Der linke Bereich in der Montage entspricht dabei der äußeren Folie F 39, mittig liegt Folie F 38 und rechts die äußere Folie F 37.

In Abb. 159 sind die Druckverteilung bei statischer Belastung mit 100 kN vor der Injektion nach der zyklischen Belastung dargestellt (Statisch II). In Abb. 160 und Abb. 161 werden die Druckverteilungen nach der Injektion mit Feinstbindemittel bei statischer Belastung mit 100 kN sowohl vor als auch nach der zyklischen Belastung abgebildet. Es sind lediglich geringe Farbveränderungen erkennbar, die eine Zuoder Abnahme von Druckwerten auf den Druckmessfolien anzeigen würden. Die Injektion mit Feinstbindemittel und anschließender Verfüllung mit Weimarer Bodenmörtel in den hergestellten Hohlraum bei **Versuch 2** führte dagegen zu deutlichen Veränderungen bei den Druckverteilungen auf die Rohrhalbschale. An der mittleren Druckmessfolie F 38 stieg die übertragene Gesamtkraft um fast 70 % an, nachdem der Hohlraum verfüllt wurde. Auch an den beiden äußeren Folien F 37 und F 39 stiegen die gemessenen Gesamtkräfte um ca. 35 % an. Eine Konzentration der mittig eingeleiteten Belastung auf die Mitte der eingebauten Rohrhalbschale ist klar erkennbar. Der verfestigte, sich nach unten verjüngende Injektionskörper leitet die Last punktuell auf die Rohroberfläche weiter (vgl. Tab. 12). Während und nach der zyklischen Belastung kam es dann jedoch zu einer starken Abnahme der Drücke auf allen drei Folien. Auf die mittlere Druckmessfolie F 38 wurde nun der geringste Druck gemessen und auch an den äußeren Folien war eine deutliche Abnahme feststellbar (vgl. Tab. 13).

vor und nach der injektion mit Bodenmorten						
Folie	Statisch II [N] vor der Injektion	Statisch I [N] nach der Injektion	Zu- / Abnahme [%]			
37	1299,5	1727,6	+ 32,94			
38	1400,9	2358,9	+ 68,36			
39	1149,8	1581,3	+ 37,53			

Tab. 12: Versuch 2 - Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kNvor und nach der Injektion mit Bodenmörtel

Tab. 13:Versuch 2 - Entwicklung der Gesamtkräfte durch statische Belastung mit 100 kN<br/>nach der Injektion mit Bodenmörtel

Folie	Statisch I [N] nach der Injektion	Statisch II [N] nach der Injektion	Zu- / Abnahme [%]
37	1727,6	1152,6	- 49,89
38	2358,9	952,7	- 147,60
39	1581,3	1213,4	- 30,32

Die Abb. 162 bis Abb. 164 veranschaulichen die veränderten Druckverteilungen infolge der zyklischen Belastung. Die drei Folien sind wiederum zu einem Gesamtbild zusammengefügt worden. In den Abbildungen befindet sich links die äußere Folie F 39, mittig die Folie F 38 und rechts die äußere Folie F 37. Deutlich wird, dass vor der zyklischen Belastung die größte Last auf Folie F 38 übertragen wird und die Drücke in den Randbereichen der äußeren Folien geringer werden. Zu diesem Zeitpunkt werden die eingeleiteten Lasten direkt über den Injektionskörper auf das Zentrum der Rohrhalbschale übertragen. Nach der zyklischen Belastung stellt sich ein vollkommen verändertes Bild dar. Auf die mittig auf der Rohrhalbschale applizierten Druckmessfolie F 38 werden nun die geringsten Drücke übertragen. Wohingegen in den Randbereichen der äußeren Folien die größten Drücke auf die Rohroberfläche übertragen werden. Die aufgebrachten Lasten werden durch die trichterförmige Geometrie des Injektionskörpers scheinbar nicht mehr zentral nach unten auf die Rohrhalbschale geleitet. Der Injektionskörper scheint sich im Boden zu verspannen, so dass die Drücke horizontal an den umgebenden Boden übertragen werden. Ein Indiz dafür ist nicht nur die Verminderung des übertragenen Druckes an Folie F 38, sondern auch die Zunahme des übertragenen Druckes in den äußeren Randbereichen der Folien F 37 und F 39.

IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur, Exterbruch 1, 45886 Gelsenkirchen







## Sachbericht:

## Forschungsprojekt:

# Nachhaltige Kanalsanierung Stadt Rietberg

Gefördert durch das Ministerium für Umwelt und Naturschutz, Landwirtschaft und Verbraucherschutz des Landes Nordrhein Westfalen Projekt-Nr.: A-02/07-GT

Kurztitel: Flexofit - Projekterweiterung

# Teilprojekt: Injektionen

Projekt-Nr.: 3.12 - 0109110

Detmold, 30. Oktober 2009

Bearbeiter:	Hochschule Ostwestfalen-Lippe Labor für Geotechnik Prof. DrIng. Carsten Schlötzer M. Sc. DiplIng. (FH) Michael Naarmann
Auftraggeber: Koordinator:	Stadt Rietberg FITR – Forschungsinstitut für Tief- und Rohrleitungsbau gemeinnützige GmbH

### 4.3 Teilprojekt: Injektionen

#### 4.3.1 Einleitung und Aufgabenstellung

Undichtigkeiten in Entwässerungsleitungen haben oftmals eine Infiltration von Boden aus dem angrenzenden Leitungs- und Verfüllbereich in den Kanal hinein zur Folge. Resultierend hieraus kann es zu Bodenentzügen oder –umlagerungen, Gefügeauflockerungen, Sackungen und Hohlraumbildungen im Bereich neben oder über dem Kanalrohr kommen. Mit fortschreitender Bodeninfiltration ist somit auch die über dem Rohr liegende Leitungs- und Verfüllzone betroffen, wodurch es letztendlich auch zu Instabilitäten im Bereich der Verkehrsflächenbefestigungen wie Unebenheiten oder Einbrüche an der Fahrbahnoberfläche kommen kann.

Durch das Verfüllen solcher Auflockerungen und Hohlräume soll im Rahmen eines ganzheitlichen Sanierungsverfahrens neben der eigentlichen Sanierung des Kanalschadens auch eine Stabilisierung der Verkehrsflächenbefestigung erzielt werden. Hierzu wurden zunächst im Labor für Geotechnik an der Hochschule Ostwestfalen-Lippe (HS-OWL) verschiedene baupraktisch bereits vielfach eingesetzte mineralische Injektionssuspensionen im Hinblick auf ihre rheologischen Eigenschaften, ihr Abbindeverhalten und ihre Verpressfähigkeit untersucht und im Bedarfsfall die Rezepturen projektbezogen auch noch optimiert. Anschließend wurden Technikumsversuche als sogenannte Handlingsversuche zur Optimierung der Verfülltechnik und zur weitergehenden Erprobung der unterschiedlichen Materialien im Hinblick auf die Verpresseigenschaften durchgeführt. Hierzu wurde in einem großmaßstäblichen Versuchskasten ein Sackungstrichter simuliert und anschließend verfüllt (/1/).

Ziel der Stabilisierung ist es im Allgemeinen, einen "pilzförmigen" Injektionskörper herzustellen, der in seinem oberen Bereich an der Unterseite der Verkehrsflächenbefestigung eine vergleichsweise große Ausbreitung aufweist, die wie ein Gewölbe die Lasten weiträumig in den Baugrund ableitet beziehungsweise verteilt. Der untere Teil des Injektionskörpers dient zur Stabilisierung des aufgelockerten Bodens und auch noch als Widerlager für den oberen Teil des Injektionskörpers. In jedem Fall sind hierbei Lastkonzentrationen in Richtung auf die ehemalige Schadensstelle in der Kanalleitung zu vermeiden.

Bei entsprechender Arbeitstiefe und angepasster Auffülltechnik kann die Suspension einerseits im aufgelockerten Gefüge Bodenteilchen in einem gewissen Maß verdrängen, wodurch eine punktuelle Verdichtung erzielt werden kann. Damit können die Lagerungsdichte wieder erhöht und die auftretenden Scherkräfte vom Bodengefüge wieder wirksamer abgetragen werden. Bei ausreichender Porengröße kann die Suspension andererseits auch in das Gefüge penetrieren und so eine Verfestigung des Bodens bewirken.

Begleitend wurden auch noch Technikumsversuche im Labor des IKT – Institut für unterirdische Infrastruktur gGmbH, Gelsenkirchen, durchgeführt. Dabei wurden zwei prinzipiell möglich Schadens- beziehungsweise Sanierungsfälle simuliert. Diese wurden mit unterschiedlichen Verpressmaterialien verfüllt und anschließend die Schadensstellen nach einer festgelegten Abbindedauer statisch und dynamisch belastet. Die diesbezüglichen Ergebnisse sind aus dem zugehörigen Abschlussbericht des IKT zu ersehen.

An verschiedenen ausgewählten Stellen im Stadtgebiet Rietberg wurden im Anschluss an die Technikumsversuche zahlreiche Feldversuche durchgeführt. An drei Injektionsstellen wurden die damit erzeugten Stabilisierungskörper freigelegt, um die Wirkungsweise und den Erfolg dieses Verfahrens zu überprüfen. Abschließend wurde zur weiteren Erprobung und Optimierung der Injektionen beziehungsweise Auffüllungen im Stadtgebiet von Rietberg an 50 ausgewählten Punkten in der Eberhard-Unkraut-Straße zunächst jeweils eine leichte Rammsondierung zur Überprüfung der Baugrund- beziehungsweise Gefügesituation über dem Kanalschaden und als Entscheidungskriterium für die Notwendigkeit einer Injektion beziehungsweise Auffüllung durchgeführt. In Abhängigkeit dieses Sondierergebnisses wurde anschließend im Bedarfsfall die Injektion zur Stabilisierung des Baugrund und der Verkehrsflächenbefestigung durchgeführt.

Im nachfolgenden Bericht sind die Ergebnisse der im Labor und im Feld getätigten Untersuchungen zu den Injektionen über den Schadensstellen in Ergänzung zu den bereits in /1/ mitgeteilten Ergebnissen zusammenfassend dargestellt.

#### 4.3.2 Verwendete Materialien

Für die Versuche im Labor für Geotechnik an der HS-OWL, im IKT und in den Feldversuchen im Stadtgebiet von Rietberg sind insgesamt fünf verschiedene Bindemittel eingesetzt worden, die sich prinzipiell drei Materialgruppen zuordnen lassen. Dabei wurde abstimmungsgemäß im Allgemeinen auf baupraktisch erprobte Materialien aus dem Bereich des Grund- und Spezialtiefbaus beziehungsweise der Injektionstechnik zurückgegriffen.

Für die Auffüllung- beziehungsweise Injektion des Porenraums im Bereich einer Gefügeauflockerung wurden zunächst verschiedene Feinstbindemittel verwendet (/1/). Solche Feinstbindemittel werden allgemein zur Verfestigung oder Abdichtung von Erdstoffen mit maximal etwa 10 Massen-% Feinsandanteil verwendet. Diese Fertigprodukte sind auf der Baustelle für den erforderlichen Aufschluss allgemein mit hochtourig arbeitenden Mischanlagen aufzubereiten. Darüber hinaus wird zur Steuerung der Suspensionsrheologie beziehungsweise des Erstarrungs- und Abbindeverhaltens ein Zusatzmittel zugemischt. Folgende Feinstbindemittel wurden im Rahmen der Untersuchungen verwendet:

- Ultrafin 12 der Heidelberg Cement Baustoffe für Geotechnik GmbH & Co. KG, Ennigerloh (/2/). Hierbei handelt es sich nach Herstellerangaben um ein Feinstbindemittel auf Portlandzementbasis. Der charakteristische Korndurchmesser d<sub>95</sub> des trockenen Fertigprodukts beträgt nach Herstellerangaben 12 μm. Das Bindemittel wurde vorgabegemäß mit einem Wasser-Bindemittelwert (W/B-Wert) von 1,0 und einem Zusatzmittel mit der Bezeichnung Injektionshilfe, dass mit 1 Massen-% bezogen auf den Bindemittelanteil zudosiert wurde, aufbereitet.
- MIKRODUR R-F der Dyckerhoff AG, Wiesbaden (/3/). Hierbei handelt es sich nach den Angaben des Baustofflieferanten um ein vergleichsweise etwas feiner aufgemahlenes Feinstbindemittel auf Hochofenzementbasis. Der charakteristische Korndurchmesser d<sub>95</sub> des trockenen Fertigprodukts beträgt nach Herstellerangaben 16 µm. Das Bindemittel wurde vorgabegemäß ebenfalls mit einem W/B-Wert von 1,0 und einem Zusatzmittel mit der Bezeichnung MSH, dass mit 3 Massen-% bezogen auf den Bindemittelanteil zudosiert wurde, aufbereitet.

Neben den vergleichsweise teuren Feinstbindemitteln wurden auch sogenannte Dämmer für die Aufbereitung der Auffüll- beziehungsweise Injektionsmaterialien verwendet. Dämmer sind ebenfalls hydraulisch abbindende Baustoffe für den Spezialtiefbau auf Zementbasis, die jedoch allgemeint baupraktisch für die weitgehend drucklose Verfüllung von Hohlräumen wie beispielsweise aufgegebene Rohrleitungen und dergleichen eingesetzt werden. Ihre mineralischen Bestandteile weisen im Vergleich zu den Feinstbindemitteln allgemein geringere Mahlfeinheiten auf. Sie lassen sich auf der Baustelle mit konventionellen Mischaggregaten oder Rührwerken lediglich unter Wasserzugabe aufbereiten. Folgende Dämmer wurden im Rahmen der Untersuchungen verwendet:

• Dämmer HS

Der Dämmer HS ist nach Herstellerangaben ein hochsulfatbeständiges Bindemittel der Dyckerhoff AG, Wiesbaden (/4/). Hauptkomponenten sind Portlandzement und Kalksteinmehl. Der Dämmer HS wurde im Rahmen der getätigten Untersuchungen mit einem W/B-Wert von 0,8 und 2,0 aufbereitet.

• Dämmer

Der Dämmer, HeidelbergCement Baustoffe für Geotechnik GmbH & Co. KG, Enningerloh wurde in den Untersuchungen allgemein mit einem Wasser-Bindemittelwert von 1,0 aufbereitet. Hauptkomponenten sind Portlandzementklinker und Kalksteinmehl. Dieser Dämmer wurde im Wesentlichen für die Felduntersuchungen in Rietberg in der Eberhard-Unkraut-Straße verwendet, da der Dämmer HS nicht in der benötigten Kleinmenge lieferbar war.

Abstimmungsgemäß wurde auch noch ein sogenannter Bodenmörtel beziehungsweise Flüssigboden, wie er beispielsweise für Kanalgrabenverfüllungen insbesondere im Bereich der Rohrbettung und der Leitungszone verwendet wird, eingesetzt. Als Grundlage wurde hierfür eine Entwicklung des FITR Weimar mit der Bezeichnung Weimarer Bodenmörtel verwendet, der auf die Belange für die Aufbereitung und Verarbeitung als Injektionssuspension im geotechnischen Labor der HS-OWL noch besonders abgestimmt wurde.

• Modifizierter Weimarer-Boden-Mörtel (WBM)

Der Weimarer-Bodenmörtel wurde auf der Basis einer vom FITR vorgegebenen Rezeptur hergestellt, wie sie nachfolgend angegeben ist:

- Zement (CEM I)
   10 Massen-%
- Tonmehl 1 Massen-%
- Wasser 16 Massen-%
- o Sand

Die angegebenen Massen-% sind jeweils auf den Sandanteil bezogen.

Diese Rezeptur ergibt zunächst ein vergleichsweise pastöses Medium mit geringer Fließfähigkeit und wurde dementsprechend im Labor für Geotechnik der HS-OWL insoweit modifiziert, dass ein verpressfähiges Material entsteht. Hierzu wurde der Wasseranteil sukzessiv soweit erhöht, dass einerseits eine verarbeitbare und andererseits eine weitgehend stabile Verpressuspension vorlag. Mit dieser Vorgehensweise wurde der W/B-Wert bezogen auf den Zement- und Tonmehlanteil auf 3,0 begrenzt.

#### 4.3.3 Untersuchungen zur Rheologie und zum Abbindeverhalten

#### 4.3.3.1 Versuchsmethoden

Diese in Abschnitt 4.3.2 genannten Verpress- beziehungsweise Auffüllmaterialien wurden zunächst im Labor für Geotechnik der HS-OWL rheologisch untersucht. Damit wurden gleichzeitig für die Injektionstechnik wichtige Kenndaten beispielsweise zu den Fließ- und Abbindeeigenschaften der jeweiligen Produkte und somit ihre grundsätzliche Eignung für die Bodenstabilisierungen bestimmt. Darüber hinaus wurden gemäß DIN 18136 einaxiale Druckfestigkeit von abgebundenen Probekörpern bestimmt. Aus den dabei ermittelten Spannungs-Dehnungsdiagrammen wurden überschläglich unter der vereinfachenden Annahme eines linearen Werkstoffgesetzes auch noch Elastizitätsmoduln abgeleitet. Diese Parameter wurden unter anderem auch als Eingangsgrößen in den seitens der ConVia Ingenieurgemeinschaft Sachverständige für Verkehrswegebau, Herford und Hannover, durchgeführten modelltheoretischen Finite-Element-Berechnungen verwendet.

Das Untersuchungsprogramm umfasste dementsprechend die in der folgenden Tabelle 3.1 zusammengestellten suspensionsrheologischen beziehungsweise geotechnischen Standardversuche.

Tabelle 4.2: Zusammenstellung der an den Verpress- bzw. Auffüllmaterialien durchgeführten
suspensionsrheologischen beziehungsweise geotechnischen Standardversuchen

Parameter	Einheit	Untersuchungsverfahren/-gerät
Dichte	[g/cm³]	Spülungswaage, Wägung im Mess- behälter gemäß Merkblatt (/6/)
Marsh-Zeit	[s]	Marshtrichter, DIN EN 1538 / Merkblatt (/6/)
Absetzmaß	[%]	1I Standzylinder, d = 60 mm, Merkblatt (/6/)
Fließgrenze	[N/mm²]	Kugelharfe, DIN 4126
Einaxiale Druckfestigkeit	[N/mm²]	Druckpresse, DIN 18136

#### 4.3.3.2 Ergebnisse der Untersuchungen zur Rheologie und zum Abbindeverhalten

Die beiden in die Untersuchungen einbezogenen Dämmer weisen gemäß den in den Tabellen 16.1 bis 16.5 zusammengestellten Ergebniswerten Wichten etwa zwischen 14,5 kN/m<sup>3</sup> und 14,6 kN/m<sup>3</sup> und Marshzeiten von etwa 35 s auf. Damit sind diese Suspensionen von ihrer Rheologie her gut für die erforderlichen Verpressarbeiten geeignet. Nach einer Abbindezeit von rund 28 Tagen liegen die einaxialen Druckfestigkeiten  $q_u$  in einem Schwankungsbereich etwa zwischen 0,4 N/mm<sup>2</sup> und 0,6 N/mm<sup>2</sup>. Die aus den zugehörigen Spannungs-Dehnungslinie abgegriffenen Elastizitätsmoduln schwanken demnach etwa zwischen 1,8 MPa und 2,0 MPa.

Entsprechende Kennwerte lassen sich für die verwendeten Feinstbindemittel dem Bericht /1/ entnehmen. Demnach liegt die einaxiale Druckfestigkeit nach 28 d im Mittel bei 42,4 N/mm<sup>2</sup>.

Für den in die Untersuchungen einbezogenen Bodenmörtel liegt nach 28 d die einaxiale Druckfestigkeit im Bereich von 1,0 N/mm<sup>2</sup> bis 1,5 N/mm<sup>2</sup>. Und die aus den Spannungs-Dehnungslinie abgegriffenen Elastizitätsmoduln beträgt maximal 7,2 MPa.

FB3Hochschule Ostwestfalen-Lippe<br/>University of Applied Sciences

#### 4.3.4 Technikumsversuche

#### 4.3.4.1 Allgemeines

Sowohl im geotechnischen Labor der HS-OWL als auch im IKT wurden unter anderem auch als weitere Vorbereitungen und Absicherungen der Feldversuche in Rietberg zunächst sogenannte Technikumsversuche durchgeführt. Die in der Hochschule durchgeführten Versuche hatten im Wesentlichen die Zielsetzung, die grundlegende Möglichkeit der Verpressung von Gefügeauflockerungen mit den in Abschnitt 3 genannten Materialien nachzuweisen und die baupraktische Vorgehensweise zu erproben beziehungsweise abzustimmen. Ein Teil dieser Untersuchungen ist bereits im Ergebnisbericht gemäß /1/ zusammenfassend dargestellt. Mit den im IKT durchgeführten Versuchen sollten grundsätzlich nicht auszuschließende Lastkonzentrationen bis in den Bereich der Kanalleitung nach einer Verpressung und Stabilisierung von Hohlräumen oder Gefügeauflockerungen untersucht werden.

Nachfolgend werden die im Rahmen der Projekterweiterung in der HS-OWL ergänzend durchgeführten Technikumsversuche und deren Ergebnisse zusammenfassend erläutert. Eine ausführliche Darstellung der Versuchsmethodik findet sich auch in /1/. Darüber hinaus wird nachfolgend auch die seitens der HS-OWL durchgeführte vorbereitende Injektion im Versuchskasten bei der IKT beschrieben.





#### 4.3.4.2 Versuche HS-OWL

#### 4.3.4.2.1 Aufbau HS-OWL

Die in der HS-OWL durchgeführten Technikumsversuche dienten, wie bereits erwähnt, im Wesentlichen als Handlingsversuche und zur Abschätzung des Ausbreitverhaltens der verschiedenen Versuchsmaterialien. Der Versuchsaufbau ist in der Abbildung 4.1 schematisch dargestellt.

Der Versuchskasten wurde zunächst mit sogenanntem Rietberger Sand gefüllt, wobei der Sand lagenweise eingebracht und verdichtet wurde. Die zugehörige Korngrößenverteilungslinie des Rietberger Sands ist bereits in /1/ dargestellt. Die beispielsweise durch einen Kanalschaden induzierte Gefügeauflockerung wurde durch Schaffung eines nahezu kegelförmigen beziehungsweise gestuften Hohlraums und anschließende Verfüllung dieses Hohlraums mit vergleichsweise gröberem Kies simuliert. Für einen oberen Abschluss des Versuchskastens wurde eine Holzplatte aufgelegt und verspannt. Diese Holzplatte war mit einer Bohrung als Arbeitsöffnung für die Verpresslanze versehen. Als Verpresslanze wurde ein im unteren Bereich perforiertes Stahlrohr mit einem Außendurchmesser von 25 mm verwendet. Die Perforation wurde durch entsprechende über den Umfang verteilte Bohrungen mit einem Bohrdurchmesser von jeweils 6 mm erzielt. Die Höhe des perforierten Bereichs betrug etwa 150 mm. Für den Einbau wurde die Perforation zunächst mit Klebeband überdeckt, um einen Bodeneintrieb mit der Folge eines Verstopfens des Verpresselements entgegenzuwirken. Am oberen Ende der Verpresslanze war ein Manometer für eine Druckmessung installiert.

Für den eigentlichen Auffüllvorgang wurde die Verpresslanze in den Kieskegel bis etwa 10 cm bis 20 cm über den Boden des Versuchskastens beziehungsweise die Unterkante des eingebauten Kieskegels eingerammt und während des Verpressvorgangs sukzessive wieder gezogen, sobald sich ein maßgeblicher Verpressdruck aufbaute. Durch diesen über den Verpressvorgang andauernden Ziehvorgang wurde eine optimale Verteilung des Bindemittels in der Störungszone ohne maßgebliche Druckbeaufschlagung oder -beanspruchung erwartet.

Die Verpresslanze wurde bis in den oberen Bereich des Kieskegels gezogen und der Auffüllvorgang jeweils beendet, wenn das Verpressmaterial an der Oberkante des Verpresskegels austrat.

Die Aufbereitung erfolgte mit einer kompakten Aufbereitungs- und Injektionsanlage der DESOI GmbH, Kalbach/Rhön. Diese verfügt über eine vergleichsweise einfache Exzenterschneckenpumpe für das Verpressen des Injektionsmittels. Neben dem zeitlichen Verlauf des Verpressdruck wurden während des Versuchs die Verpressmengen ermittelt.

#### 4.3.4.2.2 Auffüllungsversuch mit dem Dämmer HS

Die Auffüllung der im Versuchskasten im Bereich des Kieskegels simulierten Störzone erfolgte bei diesem Versuch in zwei Stufen. In der ersten Stufe wurde eine Suspension mit dem Dämmer HS und einem W/B-Wert von 1,2 in den unteren Bereich der Störzone eingebracht worden. In der zweiten Stufe war der obere Bereich mit der flächenhaften Ausdehnung der Störzone mit einer vergleichsweise feststoffreicheren Suspension verfüllt worden Diese bestand ebenfalls aus dem Dämmer HS, wobei der W/B-Wert nunmehr mit 0,8 eingestellt wurde. Diese zweistufige Arbeitsweise wurde auch gewählt, um im oberen Bereich eine höhere Festigkeit als unten in Richtung auf den Kanalschaden zu erlangen. In den zwei Verfüllstufen haben sich folgende Kennwerte ergeben:

- **1. Stufe,** unterer Bereich der Störzone, Dämmer HS (W/B 1,2), weitgehend drucklose Auffüllung in 2 Chargen mit einer Verpressmenge von insgesamt etwa 69 Litern und einer Verpresszeit von insgesamt etwa 30 Minuten und dementsprechend eine mittlere Verpressrate von rund 2,3 l/min.
- 2. Stufe, oberer Bereich der Störzone, Dämmer HS (W/B 0,8) weitgehend drucklose Auffüllung in 2 Chargen mit einer Verpressmenge von insgesamt etwa 44 Liter und einer Verpresszeit von insgesamt etwa 15 Minuten und dementsprechend eine mittlere Verpressrate von rund 2,9 l/min.

Aus den folgenden Abbildung 4.22 bis Abbildung 4.23 sind die Ergebnisse des Auffüllversuchs mit dem Dämmer HS zu ersehen. Dementsprechend konnte mit dieser Vorgehensweise eine gute Stabilisierung der simulierten Störzone erzielt werden. Ein entsprechendes Ergebnis konnte gemäß den Darstellungen in /1/ bei prinzipiell gleicher Versuchsmethodik auch mit dem Feinstbindemittel Microdur R-F als Verpressmaterial erreicht werden.



#### Injektionen in Rietberg



Abbildung 4.22: Oberflächliche flächenhafte Ausdehnung des erzeugten Injektionskörper



Abbildung 4.23: Seitenansicht, Injektionskörper, Dämmer HS

#### 4.3.4.2.3 Auffüllversuch mit dem modifizierten Weimarer Bodenmörtel

Beim Auffüllversuch mit dem modifizierten Weimarer Bodenmörtel wurde der in den Versuchskasten eingebaute Kieskegel wie in Abschnitt 4.3.4.2.1 beschrieben kontinuierlich von unten nach oben injiziert. Wie aus den folgenden Abbildungen ersichtlich ist, konnte auch in diesem Versuch mit dem Weimarer Bodenmörtel eine gute Stabilisierung des Kieskegels und dementsprechend der simulierten Störzone erreicht werden.

Die Auffüllung erfolgte in einer Stufe, hierzu wurden etwa 50 Liter der modifizierte Weimarerbodenmörtel (W/B 3,0) weitgehend drucklos in 2 Chargen mit einer Verpressrate von etwa 2,5 l/min eingebracht.

In den Abbildung 4.24 und Abbildung 4.25 ist der Erfolg und somit eine gute Stabilisierung dieser Verfüllung zu sehen.





Abbildung 4.24: Erzeugter Injektionskörper, mod. WBM



Abbildung 4.25: ausgebauter Injektionskörper, mod. WBM

#### 4.3.4.3 Auffüllversuche im IKT

#### 4.3.4.3.1 Versuch "Auflockerung"

Im Versuch mit der Bezeichnung "Auflockerung" wurde im Versuchskasten im Wesentlichen eine Störzone aus aufgelockertem Sand und nachgerutschtem vergleichsweise gröberen Tragschichtmaterial simuliert. Der zugehörige Versuchsaufbau ist schematisch in Abbildung 4.26 dargestellt. Durch eine Arbeitsöffnung in der Stahlplatte wurde die Verpresslanze prinzipiell wie bereits auch in den Technikumsversuchen in der HS-OWL in den Versuchsraum bis etwa 20 cm über den unten liegenden Rohrscheitel eingebracht. Anschließend wurde der Verpressversuch in zwei Stufen durchgeführt. Auch hierbei wurde vom Prinzip her wie bei den bereits in der HS-OWL durchgeführten Technikumsversuchen vorgegangen. Zuerst wurde der untere Teil des simulierten Sackungstrichters mit dem Dämmer HS bei einem W/B-Wert von 1,3 aufgefüllt. Dabei wurden etwa 20 Liter des aufbereiteten Dämmers mit einer maximalen Verpressrate von rund 1,7 l/min eingebracht. Anschließend wurde der obere stark aufgelockerte Bereich mit dem Dämmer HS und einem W/B-Wert von

Hochschule Ostwestfalen-Lippe University of Applied Sciences

0,8 injiziert. In dieser Stufe wurden rund 4 Liter Suspension bei etwa gleicher maximaler Verpressrate eingebracht. Die Lanze wurde, wie auch schon bei den Versuchen an der HS-OWL, auch hierbei in Abhängigkeit des Druckaufbaus schrittweise gezogen.

Aus den folgenden Abbildung 4.26 bis Abbildung 4.28 sind der prinzipielle Versuchsaufbau sowie die Vorgehensweise beim Auffüllvorgang zu ersehen.



### Versuch: Auflockerung

- 6 Feinstbindemittel 2

Abbildung 4.26: Systemskizze "Versuch "Auflockerung" IKT







Abbildung 4.28: Lanzenkopf mit Mano-meter

### 4.3.4.3.2 Versuch "Hohlraum"

Der zweite Versuch "Hohlraum" ist wie in Abbildung 4.29 schematisch dargestellt aufgebaut. Dieser Versuch simuliert einen so weit fortgeschrittenen aufgelockerten Bereich, dass sich bereits ein Hohlraum an der Oberfläche unterhalb der Verkehrsflächenbefestigung ausgebildet hat. Hierbei wurde zuerst der gestörte untere Bereich mit etwa 5,6 Liter Feinstbindemittelsuspension mit dem Ausgangsprodukt Mikrodur

#### Injektionen in Rietberg

R-F bei einem W/B-Wert von 1,0 injiziert. Die maximale Verpressrate betrug auch in dieser Stufe etwa 1,7 l/min. Anschließend wurde der darüber liegende Hohlraum mit rund 33.7 Litern modifiziertem Weimarer Bodenmörtel bei einer maximalen Verpressrate von etwa 4,1 l/min verfüllt.

Die Abbildung 4.30 und Abbildung 4.31 zeigen Bilder von der Versuchsdurchführung.



Versuch: Hohlraum

Legende:

1 - Verdichteter, rietberger Sand 2 - Schotter 0-45, injiziert mit Feinstbindemittel 1

3 - WBM 4 - Schotter 0-45

5 - Stahlplatte 30 mm dick

Abbildung 4.29: Systemskizze, Versuch "Hohlraum" IKT



Abbildung 4.30: Maschineneinrichtung

Abbildung 4.31: Blick in den Hohlraum, Verpressen der Feinstbindemittelsuspension

#### 4.3.4.4 Zusammenfassende Bewertung der Versuchsergebnisse

Aus den vorliegenden Ergebnissen der grundlegenden Laboruntersuchungen und Technikumsversuche zum Materialverhalten und zum Verpressvorgang sowie den Belastungsversuchen im IKT lässt sich auch unter Berücksichtigung der erfolgten modelltheoretischen Simulationsberechnungen zusammenfassend folgendes ableiten:



- Die untersuchten Verpressmaterialien mit einem baupraktisch erprobten und handelsüblichem Feinstbindemittel oder Dämmer sind bei entsprechender Rezeptur beziehungsweise entsprechendem W/B-Wert und Aufbereitung grundsätzlich für eine Verpressung zur Stabilisierung mit einer beispielsweise kanalschadeninduzierten Gefügestörung im Baugrund unter einer Verkehrsflächenbefestigung geeignet. Insbesondere im Hinblick auf die erforderliche Technik und Methodik für die Aufbereitung des Verpressmaterials als auch die Wirtschaftlichkeit der Ausgangsprodukte ergeben sich für die in die Untersuchungen einbezogenen Dämmer deutliche Vorteile.
- Auch der sogenannte Weimarer Bodenmörtel lässt sich zu einem Verpress- oder Auffüllmaterial aufbereiten. Ein besonderer Vorteil liegt bei diesem Material im hohen Feststoffgehalt aufgrund des Sandanteils. Dies hat insbesondere bei der Auffüllung größerer Hohlräume besondere Vorteile, wobei noch auf die prinzipielle Verwendungsmöglichkeit von örtlich anstehenden Sanden als Komponente eines solchen Bodenmörtels hinzuweisen ist.
- In den Technikumsversuchen konnte auch nachgewiesen werden, dass mit einer einfachen Verpresslanze und einfachen Misch- und Verpressgeräten die erforderliche Stabilisierung einer unterirdischen Gefügestörung und die Auffüllung entstandener Hohlräume weitgehend drucklos mit den vorgenannten Verpressmaterialien durchgeführt werden kann.
- Nach den Ergebnissen der Belastungsversuche im IKT wie auch der erfolgten modelltheoretischen Simulationsberechnungen durch ConVia kann eine punktförmige Weiterleitung beispielsweise von Verkehrslasten über den Injektions- beziehungsweise Stabilisierungskörper in den Bereich der Kanalleitung oder ein Durchstanzen des Injektionskörpers ausgeschlossen werden. Dies ist im Wesentlichen damit zu begründen, dass sich der im Untergrund verspannte Injektionskörper bei Belastung im Boden seitlich aufhängt und die Belastungen erwartungsgemäß im Sinne der Silotheorie zu einem großen Teil über Scherkräfte an der äußeren Mantelfläche des Injektionskörpers in die Umgebung übertragen und dementsprechend wie bei einem Gewölbe an der Schadensstelle weitgehend vorbei geleitet werden. Nach den vorliegenden modelltheoretischen Berechnungen ist es hierbei erwartungsgemäß von Vorteil, ein Verpressmaterial einzubringen, welches nur geringe beziehungsweise nur geringfügig über den entsprechenden bodenmechanischen Kennwerten des umgebenden Bodens liegende Festigkeiten und Elastizitäts- beziehungsweise Steifemoduln entwickelt.

#### 4.3.5 Injektionen in Rietberg

# 4.3.5.1 Vorgehensweise bei den baustellenmaßstäblichen Injektionen in Rietberg

Grundlegende Hinweise und Erläuterungen zu Injektionen im Baugrund, zu den dabei bodenabhängig einzusetzenden Verpressmaterialien, deren Aufbereitung und Prüfung sowie zur Verfahrenstechnik und den erforderlichen qualitätssichernden Maßnahmen können beispielsweise /7/ entnommen werden und sollen an dieser Stelle nicht nochmals wiedergegeben werden.

Im Rahmen der Injektionen in Rietberg wurden die zu bearbeitende Punkte durch die Projektleitung vorgegeben. Diese lagen einerseits über Kanalschäden im Bereich von Hausanschlussstutzen, wie sie durch vorab durchgeführte Kamerabefahrungen festgestellt und die dadurch entstandenen Gefügestörungen durch Auswertung der Georadardaten der Firma Wiebe vermutet wurden. Andererseits wurden auch noch Bereiche beispielsweise mit Auffälligkeiten in der Oberfläche der Verkehrsflächenbefestigung vorgegeben, in denen ebenfalls nach den erfolgten Georadarmessungen entsprechende Gefügestörungen im Untergrund erwartet wurden.

Nach Abklärung der Leitungsfreiheit am betreffenden Punkt wurde die Straße zunächst halbseitig über eine Länge von etwa 20 m gesperrt. Dieser Bereich wird für die Baustelleneinrichtung und als Arbeitsraum benötigt. Anschließend wurde eine Arbeitsöffnung in der Verkehrsflächenbefestigung hergestellt. Im Falle eines Asphaltoberbaus wurde hierfür eine Kernbohrung mit einem Durchmesser von etwa 100 mm vorgenommen. Bei gepflasterten Straßen wurde mindestens ein Pflasterstein herausgenommen. Anschließend wurde der darunter anstehende Straßenaufbau aufgebrochen um das Planum für die zunächst zur Beurteilung eines Verpresserfordernisses durchzuführende leichte Rammsondierung gemäß DIN EN ISO 22476-2 beziehungsweise DIN 4093-3 zu erreichen.

Mit den Rammsondierungen wurde zunächst der über der Kanalleitung anstehende Bodenbereich untersucht beziehungsweise seine Lagerungsdichte und dementsprechend seine Tragfähigkeit abgeschätzt. Die Sondiertiefe richtet sich nach der Tiefenlage der Leitung, wobei jeweils bis etwa 20 cm über dem Rohrscheitel sondiert wurde. Dieser Sicherheitsabstand hat sich bei entsprechend vorsichtiger Sondierung als ausreichend herausgestellt, sodass die Leitung nicht beschädigt wird und bei der Verfüllung kein Bindemittel durch eine Schadstelle in die Leitung eindringt.

Bei solchen Rammsondierungen kann zunächst überschläglich aus der erforderlichen Schlagzahl N<sub>10</sub> für eine Sondeneindringung von jeweils 10 cm beispielsweise auf die Lagerungsdichte überwiegend nicht bindiger Böden, wie sie im Untersuchungsgebiet oberflächennah auch zu erwarten sind, geschlossen werden. Nach den zumindest in der DIN 4094-3 sowie auch in /8/ angegebenen Korrelationen liegt bei leichten Rammsondierungen oberhalb des Grundwassers beispielsweise in enggestuften Sanden ab Schlagzahlen N<sub>10</sub> von etwa 10 eine mindestens mitteldichte Lagerung vor. Unterhalb des Grundwassers liegt der zugehörige Wert für die Schlagzahl N<sub>10</sub> bei etwa 6. In den ZTVE (/9/) werden bei leichten Rammsondierungen als Kriterium für locker gelagerte Sande Schlagzahlen N<sub>10</sub> unterhalb einer Größenordnung von 10 bis 20 genannt.

Baupraktisch werden mindestens mitteldicht gelagerte nicht bindige Böden als ausreichend tragfähig für die Gründung von Bauwerken beziehungsweise den Bau von Infrastrukturanlagen eingestuft. Bei locker gelagerten Böden muss dementsprechend von einem maßgeblichen Nachverdichtungspotenzial ausgegangen werden. Für eine diesbezügliche Auswertung der Sondierergebnisse wird nachfolgend davon ausgegangen, dass sämtliche vergleichsweise oberflächennah ausgeführten Rammsondierungen den Tiefenbereich über dem Grundwasser durchteufen. Insoweit werden nachfolgend die voranstehend genannten Korrelationen für über dem Grundwasser liegende Sande zugrunde gelegt. Dementsprechend wurden eine Auffüllung beziehungsweise Verpressung am betreffenden Punkt durchgeführt, wenn im Tiefenbereich unter dem Straßenaufbau und über dem Kanalschaden Sondierabschnitte mit Schlagzahlen unterhalb einer Größenordnung etwa zwischen 10 und 15 festzustellen waren und dementsprechend die hier anstehenden Böden nur in einer vergleichsweise lockeren Lagerung vorliegen.

Nach dem abschließenden Ziehen der Rammsonde wurde die Injektions- beziehungsweise Verpresslanze in die entstandene Bohrung eingestellt und die obere Arbeitsöffnung mittels Schnellzement als Widerlager für den Auffüllvorgang wieder verschlossen. Für die Verpressung wurde die gleiche Lanze wie in den Technikumsversuchen in der HS-OWL und im IKT verwendet. Weitergehende Hinweise hierzu sind aus Abschnitt 4.3.4.2.1 zu ersehen.

Während des Einbringens der Lanze wurde das Bindemittel nach der vorgegebenen Rezeptur mit einer kompakten Mischanlage der DESOI GmbH, wie sie bereits auch in den Technikumsversuchen verwendet wurde, aufbereitet. Zur baubegleitenden Qualitätssicherung wurden an jeder aufbereiteten Mischcharge suspensionsrheologische Daten wie die Marshzeit, die Suspensionsdichte sowie der pH-Wert und die Temperatur bestimmt und dokumentiert. Soweit hierbei keine gualitätsbestimmenden Abweichung zu den in den Laborversuchen gewonnenen Basisdaten festgestellt wurden, konnte das aufbereitete Material für die anschließende Verpressung der Gefügestörung beziehungsweise Auffüllung eines vorhandenen Hohlraums freigegeben werden. Zeitgleich zu diesen Suspensionsuntersuchungen wurden die Exzenterschneckenpumpe der Injektionsanlage und die Materialleitung zwischen der Pumpe und Aufbereitungsanlage und der Verpresslanze zunächst mit Wasser entlüftet. Die untersuchte und freigegebene Suspension wird im Vorratsbehälter vorgehalten und schließlich die Materialleitung mit Suspension gefüllt. Dabei wurde zunächst solange im Umlauf gepumpt, bis am Ende der Materialleitung die für die Verpressung vorgesehene Suspension austritt.

Anschließend wurden der Materialschlauch an den Lanzenkopf angeschlossen und das Verpressmittel in den Untergrund eingebracht. Während des Verpressvorgangs wurden der Auffülldruck, die Verpressrate oder Fördermenge sowie die insgesamt je Punkt eingebrachte Verpressmittelmenge protokolliert und kontinuierlich überwacht. Der Verpressvorgang wurde dabei weitgehend drucklos ausgeführt, da bei den Auffüllvorgängen jeweils nur der hydrostatische Druck vom Lanzenkopf bis zu den am unteren Lanzenende liegenden Austrittsöffnungen wirkte. Für einen Abstand vom Lanzenkopf bis zur Mitte des am unteren Lanzenendes liegenden Verpresselements von 1,85 m und eine Suspensionswichte zwischen 11,9 kN/m³ und 15,4 kN/m³ würde sich somit zumindest rechnerisch ein Schwankungsbereich des Auffülldrucks am Verpresselement in einer Größenordnung etwa zwischen 22 kPa und 28,5 kPa ergeben. Sobald darüber hinaus mit dem am Lanzenkopf installierten Manometer ein zusätzlicher Druckaufbau festzustellen war, wurde die Lanze um ein gewisses Maß gezogen, bis wieder nur der hydrostatische Auffülldruck wirkte. In den vorbereitenden Technikums- und Feldversuchen hatte sich ein stufenweises Ziehen der Lanze um jeweils etwa 10 cm ergeben. Als Abbruchkriterien für die feldmäßigen Auffüllungen wurden entweder ein maßgeblicher Druckanstieg oder eine insgesamt eingebrachte Verpressmittelmenge von 100 Litern pro Punkt festgelegt.

Nach Abschluss des Auffüllvorgangs wurden zunächst die Lanze gezogen und der Zementpfropfen entfernt. Für eine Wiederherstellung der Verkehsflächenbefestigung war dann noch die geschaffene Arbeitsöffnung entweder mit Kaltasphalt oder dem zuvor entfernten Pflasterstein verschließen.

#### 4.3.5.2 Liste der baustellenmäßigen Injektionspunkte in Rietberg

In der nachfolgenden Tabelle 4.3 sind sämtliche in Rietberg getätigten feldmäßigen Injektionen hinsichtlich des Ortes, des Bearbeitungszeitraums, des verwendeten Materials und besonderer Beobachtungen oder Anmerkungen zusammengestellt. Tabelle 4.3: Liste aller Injektionsstellen mit angewandtem Material

Lfd Datum Ort Material Beobachtung/ Nr. (Volumen [I]) Anmerkung/ Aufgrabung IP 1 23.09.08 Rietberg, Johannesweg Dämmer HS (~ 60 I) IP 2 26.03.09 Rietberg - Neuenkirchen, mod. WBM Injektion Amselweg 31 26.03.09 (~60 I) Aufgrabung 02.04.09 IP 3 26.03.09 Rietberg - Neuenkrichen, \_ nur sondiert Finkenweg 19 IP 4 26.03.09 Rietberg – Neuenkirchen, Dämmer HS Injektion 26.03.09 Finkenweg – Einmündung (~ 15 I) Starenweg Aufgrabung 02.04.09 IP 5 11.05.09 Ultrafin 12 Kampstraße 1 Injektion 18.05.09 Aufgrabung 23.05.09 IP 6 11.05.09 Stennerlandstr. 44 nur sondiert \_ IP 7 11.05.09 Danzigerstr. 6 \_ nur sondiert IP 8 26.06.09 Eberhard-Unkraut-Str. 1 \_ nur sondiert IP 9 26.06.09 Eberhard-Unkraut-Str. 1 nur sondiert Referenz IP 10 01.07.09 Eberhard-Unkraut-Str. 43 nur Sondiert 01.07.09 sondier IP 11 01.07.09 Eberhard-Unkraut-Str. 58 Mikrodur R-F 14.07.09 injiziert IP 12 24.08.09 Eberhard-Unkraut-Str. 102 Dämmer (~60 l) (30)IP 13 24.08.09 Eberhard-Unkraut-Str. 100 Dämmer (~12,5 l) (29)

IP 14	24.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 100 (28)	Dämmer (~11,6 l)	
IP 15	24.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 94 (27)	-	nur sondiert
IP 16	24.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 94 (26)	Dämmer (~5,1 l)	
IP 17	25.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 86 (25)	Dämmer (~10,2 I)	24.08.09 sondier 25.08.09 injiziert
IP 18	25.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 86 (24)	Dämmer (~3,4 l)	
IP 19	25.08.09	Eberhard-Unkraut-Str 86 (23)	Dämmer (~91,1 I)	
IP 20	25.08.09	Eberhard-Unkraut-Str 86 (22)	Dämmer (~26,2 l)	
IP 21	25.08.09	Eberhard-Unkraut-Str 76 (21)	Dämmer (~5,1 l)	
IP 22	25.08.09	Eberhard-Unkraut-Str 76 (20)	Dämmer (~8,5 l)	
IP23	25.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. (9.1)	Dämmer (~5,4 l)	
IP 24	26.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 58 (18)	Dämmer (~8,0 l)	
IP 25	26.08.09	Eberhard-Unkraut-Str 58 (19)	Dämmer (~5,1 l)	
IP 26	26.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 52 (17)	Dämmer (~2,6 l)	
IP 27	26.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 52 (16)	Dämmer (~40,5 I)	
IP 28	26.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 48 (15)	Dämmer (~2,0 l)	
IP 29	26.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. (10.1)	-	nur sondiert
IP 30	26.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. (8.1)	Dämmer (~3,4 l)	
IP 31	26.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 52 (7.1)	Dämmer (~87,7 I)	

IP 32	26.08.09	Eberhard-Unkraut-Str. 58(?/41)	Dämmer (~3,4 I)	
IP 33	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 21a (50)	Dämmer (~6,0 l)	
IP 34	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 19 (51)	Dämmer (~6,0 l)	
IP 36	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 18 (53)	Dämmer (~78,4 l)	
IP 37	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 17 (54)	Dämmer (~76,1 l)	
IP 38	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 16 (55)	Dämmer (~7,3 l)	
IP 39	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 13 (56)	Dämmer (~9,2 l)	
IP 40	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 13 (57)	Dämmer (~12,8 I)	
IP 41	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 9 (58)	Dämmer (~36,5 l)	
IP 42	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 9 (59)	Dämmer (~17,0 l)	
IP 43	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 12 (60)	Dämmer (~3,4 l)	
IP 44	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 10 (61)	Dämmer (~10,2 l)	
IP 45	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 10 (62)	-	nur sondiert
IP 46	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 7 (63)	Dämmer (~7,7 l)	
IP 47	08.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 7 (64)	Dämmer (~5,1 l)	
IP 48	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 8 (65)	Dämmer(~27,2 I)	
IP 49	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 5 (66)	Dämmer (~25,5 I)	
IP 50	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 5 (67)	Dämmer (~42,5 l)	



IP 51	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 3 (68)	Dämmer (~11,5 I)	
IP 52	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 3 (69)	Dämmer (~10,0 l)	
IP 53	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 3 (70)	Dämmer (~10,5 l)	
IP 54	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 3 (71)	Dämmer (~15,0 l)	
IP 55	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 3 (72)	Dämmer (~21,1 I)	
IP 56	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 3 (73)	Dämmer (~7,5 l)	
IP 57	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. (74)	Dämmer (~8,5 l)	
IP 58	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 1a (75)	Dämmer (~11,0 l)	
IP 59	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 1a (76)	Dämmer (~10,2 l)	
IP 60	07.09.09	Eberhard-Unkraut-Str. 1a (77)	Dämmer (~10,2 l)	



### 4.3.6 Zusammenfassende Auswertung der Feldversuche

Von den insgesamt 60 in Rietberg vorgabegemäß untersuchten Punkten wurden im Wesentlichen auf der Basis der durchgeführten und entsprechend ausgewerteten Ergebnisse der leichten Rammsondierungen an 51 Punkten eine Auffüllung mit einem vorgenannten und in das Untersuchungsprogramm einbezogenen der Verpressmaterialien durchgeführt. Die Tiefe der Kanalleitungen variierte an diesen vorgegebenen Punkten etwa zwischen 0.80 m und 1.80 m unter der Gelände- beziehungsweise Verkehrsflächenbefestigungungsoberfläche. Überwiegend lag die Oberkante der Kanalleitungen lediglich in einer Tiefe von etwa 1,0 m unter der Geländeoberfläche, da es sich weitgehend um Regenwasserentwässerungsleitungen handelte.

Die an den verschiedenen Auffüllpunkten eingebrachte Verpressmittelmenge variierte insgesamt etwa zwischen 21 und 901. Überwiegend wurden dabei in Ab-Materials Untergrundverhältnisse des verpressten und der hängigkeit Verpressmittelmengen etwa zwischen 10 l und 25 l je Punkt eingebracht. Wird zunächst von einer vollständigen Penetration des Verpressmittels in den Porenraum eines nicht bindigen Bodens ausgegangen, lässt sich erfahrungsgemäß nicht der ganze etwa zwischen 35 Volumen-% und 45 Volumen-% des Gesamtvolumens liegende Porenraum auffüllen. Grob überschläglich entspricht der auffüllbare Porenraum einem Porenanteil in einer Größenordnung von rund 25 Massen-%. Somit würde unter diesen Annahmen das Gesamtvolumen der stabilisierten Kubatur demnach überwiegend etwa zwischen 0,04 m<sup>3</sup> und 0,1 m<sup>3</sup> und insgesamt bis zu etwa 0,36 m<sup>3</sup> liegen. Da zumindest die verwendeten Materialien mit gröberen Partikelanteilen wie die einbezogenen Dämmer oder der Bodenmörtel aufgrund ihrer Korngrößen zumindest nicht vollständig in die vorhandene Hohlraummatrix eindringen Verfestigungswirkung wird sich die aus einer Penetration können. des Verpressmittels letztendlich mit Stabilisierungs- und Verfestigungseffekten aus einer Verspannung und Verlagerung von Bodenpartikeln und dementsprechend einer örtlichen Zunahme der Lagerungsdichte noch überlagern.

In den feldmäßigen Auffüllversuchen wurden die Verpressmittel mit der Exzenterschneckenpumpe bei einer mittleren Verpressrate von etwa 3 l/min in den Untergrund eingebracht. Die zumindest im Vergleich zu konventionellen Baugrundinjektionen relativ geringe Verpressrate kann mit dem weitgehend drucklos gefahrenen Auffüllvorgang begründet werden. Insbesondere bei solchen oberflächennahen Injektionen ist ein besonderes Augenmerk auf die Druckbegrenzung zu legen, um der Gefahr einer Umläufigkeit der Verpresslanze an die Tagesoberfläche mit einem oberflächlichen Austritt von Injektionssuspension wirksam entgegenzuwirken. Darüber hinaus lassen sich erfahrungsgemäß mit deutlich reduzierten Verpressraten vergleichsweise homogene Auffüllungen realisieren.

Zumindest rechnerisch ergaben sich mit den angegebenen Schwankungsbreiten Verpresszeiten von insgesamt etwa 1 Minute bis 30 Minuten. Bei der überwiegenden Anzahl der Auffüllvorgänge wurden Verpresszeiten etwa zwischen 4 Minuten und 10 Minuten ermittelt.

An den freigelegten Untersuchungspunkten im Finkenweg (IP 4) und Amselweg (IP 2) sowie in der Kampstraße (IP 5) war zunächst gut erkennbar, dass durch das Ansetzen der Verpresslanze im Muldentiefsten mittig über der Kanalschadensstelle gearbeitet worden war und durch das sukzessive Ziehen der Lanze eine gute Verteilung des Bindemittels erzielt werden konnte.





Abbildung 4.32: Freigelegter Injektionskörper Finkenweg (IP 4)



Abbildung 4.33: Freigelegter Injektionskörper Amselweg (IP 2)

Darüber hinaus konnte durch das Freilegen, wie bereits in den vorab durchgeführten Technikumsversuche auch, selbst unter natürlichen Baugrundbedingungen die kohärente und vergleichsweise homogene Struktur der erzielten und vergleichsweise kompakten Verpresskubaturen gezeigt werden.



Abbildung 4.34: Freigelegter Injektionskörper Kampstraße (IP 5)

Durch das Vordringen des Verpressmittels im Boden kann einerseits der vorhandene Porenraum penetriert und hierdurch verfestigt beziehungsweise stabilisiert werden. Andererseits können bei vergleichsweise gröberer Verpresssuspension Bodenteilchen verdrängt oder umgelagert werden.

Hierdurch kann eine höhere Lagerungsdichte und dementsprechend ebenfalls eine Stabilisierung einer Gefügestörung erzielt werden. Allgemein muss davon ausgegangen werden, dass es durch die Verpressung zu einer Kombination aus beiden Mechanismen kommen dürfte, wobei eine anteilige Quantifizierung nicht ohne weiteres möglich ist.

Insgesamt konnte mit den feldmäßigen Untersuchungen nachgewiesen werden, dass letztendlich durch das Verpressen der verwendeten Verpressmaterialien mit einer vergleichsweise einfachen und wenig aufwendigen Verpresstechnik eine Gefügestörung im Untergrund wirksam stabilisiert und ein Hohlraum beispielsweise unter einer Verkehrsflächenbefestigung aufgefüllt werden kann. Wird hierbei eine Feinstbindemittelsuspension verwendet, kann diese aufgrund der hohen Mahlfeinheit der Partikel weitgehend in den Porenraum eindringen. Von der Partikelgröße her vergleichsweise gröbere Dämmer können demgegenüber nur teilweise solche Hohlraumstrukturen penetrieren. Allerdings ist eine weitergehende Stabilisierung aufgelockerter Bereiche hierbei auch durch eine Verspannung im Baugrund zu erwarten. Die getätigten suspensionsrheologischen Untersuchungen haben auch gezeigt, dass solche Dämmer für die Erzielung der erforderlichen Fließ- und Verpressfähigkeit ebenfalls mit vergleichsweise hohen W/B-Werten aufbereitet und als weitgehend stabile Suspension verpresst werden können. Wird der W/B-Wert verringert und dementsprechend der Feststoffgehalt solcher Dämmersuspensionen erhöht, sind sie zwar weniger für die Stabilisierung einer Gefügestörung im Baugrund dafür aber umso mehr für eine wirksame Auffüllung eines unterirdischen Hohlraums geeignet. Feststoffreiche und dementsprechend mit vergleichsweise groben Sandpartikeln aufbereitete Bodenmörtel können ebenfalls mit der vorgestellten Verfahrenstechnik aufbereitet und eingebracht werden. Allerdings sind solche Verpressmaterialien in erster

Linie für die Auffüllung größerer Hohlräume beispielsweise unmittelbar unterhalb der Verkehrsflächenbefestigung geeignet.

Die ergänzenden Anlagen zu den Kennwerten der Injektionsmaterialien, zu den Injektionspunkten und der Lage sind gesondert zum vorliegenden Sachbericht: Berichtteil mit Anlagen im Sachbericht: Ergänzende Anlagen zusammengefasst.

#### 4.3.7 Kostenschätzung

Nachfolgend sollen die für eine Stabilisierung einer kanalschadeninduzierten Gefügestörung oder Hohlraumbildung entstehenden Netto-Kosten grob überschläglich abgeschätzt werden. Dabei werden die anfallenden Aufwendungen in Kosten für Anfahrt und Baustelleneinrichtung, Stoffkosten und Lohnkosten differenziert. Aufgrund der stark unterschiedlichen Stoffkosten für Feinstbindemittel oder Dämmer sind diese beiden Materialien im Rahmen der Kostenschätzung getrennt zu behandeln. Darüber hinaus wird davon ausgegangen, dass aufgrund der vergleichsweise kurzen Bearbeitungszeit an einem Injektionspunkt mit einfachen verkehrssichernden Maßnahmen gearbeitet werden kann beziehungsweise die sonstige Verkehrssicherung bauseits erfolgt, die Punkte bauseits freigegeben werden beziehungsweise die erforderlichen Leitungspläne zur Verfügung gestellt werden und in der Nähe ein Hvdrant für die Wasserversorgung vorhanden ist. Hinsichtlich der zu verwendenden Materialien wird davon ausgegangen, dass diese vorkonfektioniert beispielsweise in Säcken oder sonstigen Behältern angeliefert werden und auf der Baustelle nur noch mit der erforderlichen Wassermenge und gegebenenfalls einem Zusatzmittel gemischt werden.

• Baustelleneinrichtung

Für die Durchführung der Injektion sind mindestens folgende Geräte und Einrichtungen erforderlich: Kernbohrgerät für den Aufbruch der Verkehrsflächenbefestigung, Generator für die Energieversorgung der Aufbereitungs- und Verpressanlage, Misch- beziehungsweise Aufbereitungsgerät mit Vorratsbehälter und Rührwerk, wobei für die Verpressung eines Dämmers eine konventionelle Mischanlage ausreichend ist, während für eine Feinstbindemittelverpressung ein hochtourig arbeitendes Mischaggregat zu verwenden ist, Verpressschläuche, Manometer Druckmessung Verpresslanze mit zur oder Druck-Mengenaufzeichnung und Schlaghammer für das Einrammen der Lanze, Waage, Messbecher, Spülungswaage oder Messzylinder, Marshtrichter und Stoppuhr für die Qualitätssicherung, Schnellzement, Kaltasphalt, Werkzeug und Beschilderung für die Verkehrssicherung.

Diese Baustelleneinrichtung kann vergleichsweise kompakt auf einem Kleinlastkraftwagen oder einem größeren Anhänger verladen werden. Dementsprechend wird der Aufwand für die Baustelleneinrichtung mit **250,-- €** angesetzt, wobei hierfür zusätzlich je Arbeitstag mindestens drei in der Nähe liegende zu verpressende Punkte angenommen wurden.

• Stoffkosten

Es wird zunächst zumindest nach den erhaltenen Untersuchungsergebnissen auf der sicheren Seite davon ausgegangen, dass insgesamt je Punkt etwa 200 l Verpressmittelmenge aufbereitet werden müssen. Bei einem W/B-Wert von 1,0 sind dementsprechend 200 kg Feststoffe mit der erforderlichen Mange an Zugabewasser zu mischen. Wird mit einem handelsüblichen Dämmer gearbeitet, fallen hierfür etwa 20,--  $\in$  bei einem Tonnenpreis von rund 100,--  $\in$  an. Demgegenüber erhöhen sich die Stoffkosten bei einer Verpressung einer Feinstbindemittelsuspension auf rund 200,--  $\in$ , da hierfür ein Tonnenpreis in einer Größenordnung von etwa 1.000,--  $\in$  anzusetzen ist. Die ansonsten anfallenden Stoff- und Betriebskosten, werden ebenfalls auf der sicheren Seite liegend mit etwa 30,--  $\in$  angesetzt. Somit ergeben sich insgesamt Stoffkosten von etwa **50,--**  $\in$ bei der Verpressung eines Dämmers und rund **230,--**  $\in$  bei der Verwendung eines Feinstbindemittels.

• Zeitaufwand

Nach entsprechender Einarbeitung können die Verpressarbeiten von einer Kolonne aus zwei fachkundigen Mitarbeitern durchgeführt werden. Die Kolonnenstunde wird nachfolgend mit 100,-- € angesetzt. Für die Verpressung dürfte nach den erhaltenen Erfahrungen überschläglich folgender Zeitaufwand entstehen:

Absicherung, Baustelleneinrichtung, Festlegung des Injektionspunkts, Durchführen der Kernbohrung oder Pflasteraufnahme etwa 0,75 h

Aufbereitung des Injektionsmaterials und Prüfung der aufbereiteten Suspension, Einrammen der Lanze und Festlegung beziehungsweise obere Abdichtung mit Schnellzement etwa 0,5 h

Anschluss der Verpressleitung und Durchführung der Injektion mit einer Verpressrate von etwa 3 I/min, es wird davon ausgegangen, dass insgesamt 150 I in den Baugrund verpresst werden, was auf einen Zeitaufwand von rund 1 h führt

Rückbau der Lanze, Verschließen der Arbeitsöffnung und Baustellenräumung etwa 0,75 h

Insgesamt ergibt sich damit je Verpresspunkt ein Zeitaufwand von überschläglich etwa 3 h. Unter Ansatz des genannten Kolonnenstundensatzes ergeben sich somit Kosten in Höhe von rund **300,-- €**.

Wird mit einem **Dämmer** gearbeitet, fallen nach dieser überschläglichen Kostenschätzung insgesamt Aufwendungen in Höhe von etwa **600,--€** an. Für die Verpressung einer **Feinstbindemittelsuspension** erhöhen sich die Gesamtkosten demnach auf rund **780,--€**.

### 4.3.8 Fazit und Ausblick

Die insgesamt im Wesentlichen im geotechnischen Labor in der HS-OWL und in Rietberg durchgeführten Aufbereitungs- und Verpressversuche haben grundsätzlich gezeigt, dass eine Stabilisierung einer durch einen Kanalschaden induzierten unterirdischen Gefügestörung im Boden neben und über dem Kanalrohr sowie eine Auffüllung eines dadurch beispielsweise unter einer Verkehsflächenbefestigung entstandenen Hohlraums wirksam möglich ist. Um eine maßgebliche Lastkonzentration in Richtung auf die ebenfalls zu sanierende Kanalschadensstelle zu vermeiden, sollte dabei mit Materialien gearbeitet werden, die im Vergleich zu den entsprechenden Kennwerten des Bodens nur vergleichsweise gering höhere Festigkeiten beziehungsweise Elastizitätsmoduln entwickeln. Hier haben sich vor allem die in die Untersuchungen einbezogenen handelsüblichen und baupraktisch vielfach erprobten Dämmer als Ausgangsstoffe für solche Auffüll- und Verpressarbeiten insbesondere auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten als gut geeignet herausgestellt. Für die Auffüllung und dementsprechend Stabilisierung größerer Hohlräume sollte demgegenüber mit vergleichsweise hohen Feststoffgehalten gearbeitet werden. Um durch solche hohen Feststoffgehalte die Festigkeits- und Verformungseigenschaften nicht maßgeblich zu erhöhen, sollten den Verpressmaterialien ebenfalls mineralische aber nicht hydraulisch abbindende Zuschläge zugegeben werden. Wie der verwendete Bodenmörtel gezeigt hat, kann diese Zielsetzung mit einer entsprechenden Sandzugabe erreicht werden. In diesem Zusammenhang sollte zukünftig auch noch untersucht werden, ob auch die handelsüblichen Dämmer nach einer entsprechenden Sandaufladung noch wirksam verarbeitet beziehungsweise für die Auffüllung eines größeren Hohlraums verwendet werden können.

Die in Rietberg insgesamt durchgeführten Felduntersuchungen haben die Einsatzfähigkeit der vergleichsweise einfachen und leicht zu handhabbaren Verfahrenstechnik und Arbeitsmethodik gezeigt. Eine ausführliche Arbeitsanweisung ist einschließlich des begleitend erforderlichen Qualitätsmanagements bereits aus den Darstellungen in Abschnitt 5.1 des gegenwärtigen Berichts zu ersehen. Die in Abschnitt 7 dieses Berichts vorgenommene Kostenschätzung weist darüber hinaus insbesondere auch bei der Verwendung eines Dämmers als Ausgangsstoff auf die besondere Wirtschaftlichkeit des entwickelten Verfahrens hin. Im Sinne einer ganzheitlichen Betrachtung ist dabei auch noch zu beachten, dass diese Vorgehensweise ohne längere Sperrungen öffentlicher Verkehrsflächen auskommt, unterhalb des Grundwasserspiegels ohne erforderliche Grundwasserabsenkung durchgeführt werden kann, es aufgrund der einfachen Technik und Methodik keiner besonderen beziehungsweise besonders aufwändigen Baustelleneinrichtung bedarf und das technische Personal nach kurzer Einweisung solche Arbeiten anforderungskonform qualitätsgerecht ausführen kann. Zudem wird kein großflächiger Straßenaufbruch mit dem Erfordernis einer großflächigen Wiederherstellung der Verkehrsflächenbefestigung sowie einer großräumigen Umlenkung von Verkehrsströmen erforderlich.

#### 4.3.9 Zusammenfassung

Im Rahmen der Entwicklung eines ganzheitlichen Kanalsanierungsverfahrens für den Bereich schadhafter Hausanschlussstutzen waren unter anderem für die Stabilisierung beziehungsweise Auffüllung dadurch induzierter Gefügestörungen und Hohlraumbildungen im Boden neben und über der Kanalschadensstelle geeignete mineralische Materialien auszuwählen und zu untersuchen und eine zugehörige möglichst einfache Verfahrenstechnik zu entwickeln. Der Erfolg der Maßnahmen war an zahlreichen Untersuchungsstellen im Stadtgebiet von Rietberg entsprechend nachzuweisen.

In vorbereitenden klein- und großmaßstäblichen Laboruntersuchungen im Labor für Hochschule Ostwestfalen-Lippe Geotechnik der wurden zunächst Verpressmaterialien auf der Basis handelsüblicher und baupraktisch erprobter Feinstbindemittel, Dämmer und sogenannter Bodenmörtel untersucht. Darüber hinaus wurde in Technikumsversuchen eine einfache Injektionstechnik für das wirksame Einbringen dieser Materialien mittels einer einfachen und kompakten Aufbereitungs- und Verpressanlage und einer einfachen Verpresslanze entwickelt. Anhand zahlreicher Felduntersuchungen konnte die Wirksamkeit auch im Baustellenmaßstab nachgewiesen werden. Hierauf weisen auch die Ergebnisse der in Rietberg erfolgten Aufgrabungen hin. Begleitend durchgeführte Belastungsversuche und modelltheoretische Berechnungen haben darüber hinaus den Nachweis gebracht, dass es durch solche Gefügestabilisierungen und Auffüllungen über und neben dem geschädigten Kanalrohr zu keinen maßgeblichen und für das ebenfalls zu sanierende Kanalrohr schädlichen Belastungen beziehungsweise Belastungserhöhungen kommt.

Mit dem entwickelten Verpress- oder Auffüllverfahren liegt somit eine wirtschaftliche und mit nur geringem Aufwand und Zeitbedarf durchzuführende Verfahrenstechnik vor, um im Rahmen einer ganzheitlichen Vorgehensweise nicht nur den Kanalschaden selbst sondern auch den daneben und darüber liegenden gestörten Boden wieder zu verfestigen oder bereits entstandene Hohlräume zu verfüllen und dementsprechend auch die Stabilität der darüber im Allgemeinen befindlichen Verkehrsflächenbefestigung wieder herzustellen.

#### 4.3.10 Literaturverzeichnis

- /1/ Zwischenbericht. "Vorversuche Injektionen Projekt FLEXTIGHT".22.04.2008, Schlötzer, C. unveröffentlicht.
- /2/ Produktdatenblatt Ultrafin 12. HeidelbergCement GmbH & Co. KG. Enningerloh. 11.09.2009.
- /3/ Produktdatenblatt Mikrodur R-F. Dyckerhoff AG. Wiesbaden. 11.09.2009.
- /4/ Produktdatenblatt Dämmer HS. Dyckerhoff AG. Wiesbaden. 11.09.2009.
- /5/ Produktdatenblatt Dämmer. HeidelbergCement GmbH & Co. KG . Enningerloh, 11.09.2009.
- /6/ Merkblatt f
  ür Einpressarbeiten mit Feinstbindemitteln in Lockergestein. DGGT. AK 2.9. Schulze, B. et al. Bautechnik 79. Heft 8 und Heft 9.
- /7/ Injektionen im Baugrund, Kutzner, C. Enke Verlag, Stuttgart. 1991
- /8/ Grundlagen der Geotechnik. 3., vollständig überarbeitete, erweiterte und aktualisierte Auflage. Schmidt, H.-H, B. G. Teubner Verlag, Wiesbaden. 2006
- /9/ Handbuch ZTVE. Kommentar mit Kompendium Erd- und Felsbau. 3: Auflage. Floss, R., Kirschbaum Verlag. Bonn. 1997
- /10/ DIN 4126.Schlitzwände. Teil 100. Berechnung nach dem Konzept mit Teilsicherheitsbeiwerten. Stand: April 1996
- /11/ DIN 18136. Einaxialer Druckversuch. Baugrund, Untersuchung von Bodenproben. Stand: November 2003
- /12/ DIN EN ISO 22476-2 Geotechnische Erkundung und Untersuchung Felduntersuchungen - Teil 2: Rammsondierungen (ISO 22476-2:2005); Deutsche Fassung EN ISO 22476-2:2005. Beuth Verlag. 2005
- /14/ DIN EN 1538 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Schlitzwände; Deutsche Fassung EN 1538:2000, Beuth Verlag. 2000

Abbildung 4.1:	Schematische D	arstellung	des Ve	ersuchsau	lfbaus	für	die	
	Technikumsversuc	he in der HS	OWL					120
Abbildung 4.2:	Oberflächliche f	lächenhafte	Ausde	hnung	des	erzeug	ten	
	Injektionskörper							122
Abbildung 4.3:	Seitenansicht, Injel	ktionskörper,	Dämmer	HS				122
Abbildung 4.4:	Erzeugter Injektion	skörper, mod	I. WBM					123
Abbildung 4.5:	ausgebauter Injektionskörper, mod. WBM							123
Abbildung 4.6:	Systemskizze "Versuch "Auflockerung" IKT							124
Abbildung 4.7:	Versuchsstand IKT						124	
Abbildung 4.8:	Lanzenkopf mit Manometer						124	
Abbildung 4.9:	Systemskizze, Vers	such "Hohlra	um" IKT					125
Abbildung 4.10:	Maschineneinrichtu	ing						125
Abbildung 4.11:	Blick in den H	lohlraum, \	/erpresse	en der	Feinstb	indemi	ttel-	
	suspension							125
Abbildung 6.1:	Freigelegter Injekti	onskörper Fi	nkenweg					135
Abbildung 6.2:	Freigelegter Injekti	onskörper Ar	nselweg					135
Abbildung 6.3:	Freigelegter Injekti	onskörper Ka	mpstraße	е				136

### 4.3.12 Tabellenverzeichnis

Tabelle 3.1:	Zusammenstellung	der	an	den	Verpress-	beziehungsweise	
	Auffüllmaterialien	duro	durchgeführten suspensionsrheologischen				
	beziehungsweise ge	otech	nisch	en Sta	ndardversuo	hen	119
Tabelle 5.1:	Liste aller Injektions	steller	n mit a	angewa	andtem Mate	erial	130

FB3 Hochschule Ostwestfalen-Lippe University of Applied Sciences



# Prüfbericht

### Haftzugprüfungen an EPDM-Harz-Materialien und Brawoliner-Material auf Steinzeugrohren

Auftraggeber: Theodor Cordes GmbH & Co. KG Im Südfeld 3 48308 Senden-Bösensell

> FITR Weimar gGmbH Georg-Haar-Straße 5 99427 Weimar

Bearbeitung: IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur gGmbH Exterbruch 1 45886 Gelsenkirchen

Gelsenkirchen, November 2009



#### IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur

#### AUFTRAGGEBER

FITR Weimar gGmbH Georg-Haar-Straße 5 99427 Weimar

Theodor Cordes GmbH & Co. KG Im Südfeld 3 48308 Senden-Bösensell

#### **PROJEKTLEITUNG UND BEARBEITUNG**

IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur Exterbruch 1 45886 Gelsenkirchen Dipl.-Ing. (FH) Kathrin Harting Dipl.-Ing. Christoph Bennerscheidt cand. Ing. Marco Bartel
### 4.4 Prüfbericht: Haftzugprüfungen an EPDM-Harz-Materialien und Brawoliner-Material auf Steinzeugrohren

### 4.4.1 Versuchsbeschreibung

Im Rahmen des Prüfauftrags wurde die Haftung zwei unterschiedlicher EPDM-Materialien und des Brawoliners (Polyestergewebe) auf glasierten Steinzeugoberflächen untersucht. In der ersten Versuchsreihe wurden sämtliche Trägermaterialien mit Epoxidharz (Brawo I, KOB Karl Otto Braun GmbH & Ko. KG) auf die Steinzeugoberflächen geklebt. Ergänzend dazu wurde in der zweiten Versuchsreihe ein ausgewähltes EPDM-Gummi mit Silikatharz (EasyPur, I.S.T. Innovative Sewer Technologies GmbH) eingesetzt. Einen Überblick zu den eingesetzten Materialien gibt Tab. 14.

Mit diesen Prüfungen soll untersucht werden, ob das EPDM-Gummi in Verbindung mit Sanierungsharz auf der Steinzeugoberfläche haftet und ob eine Beflockung des Gummis von Vorteil ist.

Versuchsreihe 1	Trägermaterial	Harz	
	EPDM-Gummi rot (1,25 mm) mit Beflockung	Brawo I; KOB Karl Otto Braun GmbH & Ko. KG	
	EPDM-Gummi schwarz (1,2 mm) ohne Beflockung		
	Polyestergewebe (Brawoliner)		
		EasyPur;	
Versuchsreihe 2	EPDM-Gummi schwarz (1,2 mm) ohne Beflockung	I.S.T. Innovative Sewer	
		Technologies GmbH	

Tab. 14: Eingesetzte Materialien

Mit jedem Material wurden drei Probekörper in Steinzeugrohren gefertigt, an denen jeweils drei Haftzugprüfungen durchgeführt wurden. Zur Herstellung der Probekörper wurde das Gummi- bzw. Liner-Trägermaterial zugeschnitten (ca. 50 x 60 cm), mit Harz getränkt, mittels eines Sanierungspackers im Rohr positioniert und unter Packerdruck ausgehärtet. Vorbereitend wurden die Steinzeugrohre mit einem Hochdruckreiniger unter Verwendung eines Reinigungsmittels gesäubert, um jegliche Rückstände auf der Oberfläche zu entfernen. In Abb. 165 bis Abb. 170 ist der Einbau exemplarisch für den Brawoliner mit Epoxidharz dargestellt.





### IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur



Harzmengen, Mischverhältnis, Misch- und Verarbeitungszeit sowie Aushärtezeit wurden entsprechend der Herstellerangaben eingehalten. Um vergleichbare Einbaubedingungen zu erzielen, wurden die Probekörper von der selben Person bei identischer Vorgehensweise eingebaut. Dies betrifft insbesondere das Vorgehen beim Mischen des Harzes, Tränkung des Materials und das Einbringen des Materials in das Steinzeugrohr. Einbaudetails können Tab. 15 entnommen werden.



### IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur

Liner-Material	Mischverhältnis Harz	Außentemperatur	Mischzeit Harz	Verarbeitungszeit (von Misch- bis Setzvorgang)	Aushärtezeit	Packerinnendruck
		Ve	ersuchsreihe I			
EPDM-Gummi rot, mit Beflockung	Brawo I 450 g Harz / 150 g Härter	22 ° C	3 min	5 min	mind. 5 Std.	1,5 bar
EPDM-Gummi schwarz, ohne Beflockung	Brawo I 450 g Harz / 150 g Härter	22 ° C	3 min	5 min	mind. 5 Std.	1,5 bar
Brawoliner	Brawo I 450 g Harz / 150 g Härter	22 ° C	3 min	10 min	mind. 5 Std.	1,5 bar
Versuchsreihe II						
EPDM-Gummi schwarz, ohne Beflockung	Easy Pur 200 ml (A) 400 ml (B) 4 ml (C)	20 ° C	2 min	5 min bis Einbau	1 Std.	1,5 bar

#### Tab. 15: Übersicht der Einbaubedingungen bei der Herstellung der Probekörper

### IKT - Institut für Unterirdische Infrastruktur, Exterbruch 1, 45886 Gelsenkirchen

Nach Beendigung des Aushärtvorgangs wurden die Rohre in Halbschalen zersägt. Je Probekörper wurden drei Kernbohrungen mit einem Durchmesser d = 50 mm hergestellt, wobei der Liner bzw. das Gummi bis in die Steinzeugplatte auf eine Tiefe von 10 mm  $\pm$  5 mm durchbohrt wurde. Nach Reinigung der Prüffläche wurde ein Prüfstempel mit Schnellkleber (MC-Quicksolid, MC Bauchemie GmbH) aufgeklebt. Auf dem Prüfstempel (vgl. Abb. 171) wurde nach Aushärtung des Klebers eine Prüfvorrichtung fixiert (vgl. Abb. 172), mit der eine definiert steigende Kraft bis zum Abriss des Prüfstempels aufgebracht wurde (vgl. Abb. 173 und Abb. 174). Unter Berücksichtigung der Prüffläche wird während der Prüfung die aktuell aufgebrachte Haftzugspannung angezeigt. Die Haftzugprüfungen wurden in Anlehnung an die Instandsetzungsrichtlinie des DAfStb (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton) [<sup>10</sup>] durchgeführt.



<sup>&</sup>lt;sup>[10</sup>] Instandsetzungsrichtlinie des DAfStb (Deutscher Ausschuss für Stahlbeton), Ausgabe Oktober 2001

### 4.4.2 Versuchsergebnisse und Schlussfolgerungen

Die Ergebnisse der insgesamt 36 Haftzugprüfungen (4 unterschiedliche Materialien x 3 Probekörper x 3 Prüfungen) können Tab. 16 bis Tab. 19 entnommen werden. Hinsichtlich der Klebewirkung und Eignung der unterschiedlichen Materialien für das Flexofit-Profil lassen sich folgende Punkte zusammenfassen:

- Das EPDM-Gummi mit Beflockung (rot) lieferte die geringsten Haftzugwerte. Hier zeigte sich der Verbund zwischen Beflockung und EPDM-Gummi als Schwachstelle des Materials, da mit Haftzugwerten zwischen 0,47 N/mm<sup>2</sup> und 0,87 N/mm<sup>2</sup> bei sechs von neuen Prüfstellen die Beflockung vom Gummi gelöst wurde (vgl. Tab. 16). Bei den restlichen drei Prüfstellen lag der Bruch zum Teil zwischen Beflockung und Gummi vor, zum Teil in anderen Ebenen wie z.B. in der Klebefuge zwischen Prüfstempel und Gummi.
- Beim EPDM-Gummi (schwarz) ohne Beflockung kann im Vergleich zum Gummi mit Beflockung von einer höheren Haftung ausgegangen werden. Hier entstand der Bruch meist zwischen Harz und Gummi oder in der Klebefuge zwischen Prüfstempel und Gummi, d.h. der aufgeklebte Prüfstempel löste sich zuerst vom Gummi. In diesen Fällen liegt die Haftung zwischen Elastomer und Steinzeugrohr über den ermittelten Werten.
- Bei den Probekörpern mit Brawo-Harz lag die Haftung des Gummis auf dem Steinzeugrohr in sämtlichen Fällen über 1 N/mm² (vgl. Tab. 17). Bei den Probekörpern mit EasyPur-Harz ergaben die drei eindeutigen Prüfungen, bei denen der Bruch zwischen Harz und Gummi entstand, Haftzugwerte von knapp unter 1 N/mm². Bei den übrigen sechs Prüfungen löste sich bei Haftzugwerten von 0,61 N/mm²

0,95 N/mm<sup>2</sup> der Prüfstempel von der Gummioberfläche, sodass die Haftung des Gummis auf der Rohroberfläche über den ermittelten Werten liegt. Tendenziell scheint mit dem Brawo-Harz eine höhere Klebewirkung erzielt worden zu sein, aufgrund der geringen Probenzahl mit eindeutigem Ergebnis ist eine klare Aussage jedoch nicht möglich.

Insgesamt kann festgehalten werden, dass mit dem EPDM-Gummi in Verbindung mit Sanierungsharz eine nennenswerte Klebewirkung auf Steinzeugoberflächen erzielt werden kann. Voraussetzung dafür ist eine saubere, rückstandsfreie Rohroberfläche vor Aufbringen des Gummis. Von der Verwendung beflockten Materials ist abzuraten.

Probe-	Haftzugwert [N/mm <sup>2</sup> ]			Anmorkungon		
körper	Prüfung 1	Prüfung 2	Prüfung 3	Annierkungen		
	0,47	0,58	0,53	Prüfung 1:		
Nr. 1	00	0	J. Co	Prüfung 2: Prüfung 3: *Begutachtung der Probekörper zeigte ebenfalls Ablösungen des Elastomers vom Steinzeugrohr in den Randereichen		
	>0,84	0,85	>0,83	<b>Prüfung 1:</b> Bruch zwischen Elastomer und Beflockung (Seite des Prüfstempels)		
Nr. 2				<ul> <li>Prüfstempel (ca. 50 %); Erster Abfall der Haftzugspannung bei 0,61 N/mm², Abriss bei 0,84 N/mm²</li> <li>Prüfung 2: Bruch zwischen Elastomer und Beflockung (Seite des Prüfstempels); Erste Rissgeräusche bei 0,63 N/mm²</li> <li>Prüfung 3: Bruch in der Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel (ca. 90 %) sowie zwischen Elastomer und Beflockung (ca. 10 %)</li> </ul>		
	0,71	0,87	0,76	Prüfung 1: Bruch zwischen Elastomer und Beflockung (Seite des Prüfstempels)*		
Nr. 3		2	3	<ul> <li>Prüfung 2: Bruch zwischen Elastomer und Beflockung (Seite des Prüfstempels)*</li> <li>Prüfung 3: Durchriss des Gummis: Bruch zwischen Elastomer und Beflockung (Seite des Prüfstempels) zu ca. 30 %, zwischen Steinzeugrohr und Harz (ca. 60 %) sowie zwischen Beflockung und Elastomer (Rohrseite) zu ca. 10 %</li> <li>*Begutachtung der Probekörper zeigte ebenfalls Ablösungen des Elastomers vom Steinzeugrohr in den Randbereichen</li> </ul>		

Tab. 16: Prüfergebnisse für EPDM-Gummi rot mit Beflockung und Epoxidharz E	3rawo I
--	---------

Probe-	Haftzugwert [N/mm <sup>2</sup> ]			Anmarkungan
körper	Prüfung 1	Prüfung 2	Prüfung 3	Annierkungen
	1,53	>1,44	>1,02	
Nr. 1				<ul> <li>Prüfung 1: Bruch zwischen Harz und Elastomer</li> <li>Prüfung 2: Bruch in Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel</li> <li>Prüfung 3: Bruch in Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel</li> </ul>
	>1,07	1,07	>0,99	
Nr. 2	100	2	3	<ul> <li>Prüfung 1: Bruch in Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel</li> <li>Prüfung 2: Bruch zwischen Steinzeugrohr und Harz (ca. 80 %) sowie Harz und Elastomer (ca. 20 %)</li> <li>Prüfung 3: Bruch in Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel</li> </ul>
Nr. 3	1,32	1,20	>1,13	<ul> <li>Prüfung 1: Bruch zwischen Harz und Elastomer (ca. 95 %) sowie Steinzeug und Harz (ca. 5 %)</li> <li>Prüfung 2: Bruch zwischen Harz und Elastomer (ca. 85 %) sowie Steinzeug und Harz (ca. 15 %)</li> <li>Prüfung 3: Bruch in Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel</li> </ul>

Tab. 17:	Prüfergebnisse fü	r EPDM-Gummi schwarz	ohne Beflockung und	Epoxidharz Brawo I
----------	-------------------	----------------------	---------------------	--------------------

Probe-	Haftzugwert [N/mm <sup>2</sup> ]			Anmorkungon		
körper	Prüfung 1	Prüfung 2	Prüfung 3	Anmerkungen		
	0,86	1,44	>1,37			
		ER.	N N	<b>Prüfung 1:</b> Bruch zwischen Steinzeugrohr und Brawoliner/Harz		
Nr. 1			BAN	Prüfung 2: Bruch zwischen Steinzeugrohr und Brawoliner/Harz		
				<b>Prüfung 3:</b> Bruch in Klebefuge zwischen Brawoliner und Prüfstempel		
	י איציגל באוייזיי		IN			
	>1,34	>0,76	>1,12			
	MUI INER	ਸ਼ਬ		<b>Prüfung 1:</b> Bruch in Klebefuge zwischen Brawoliner und Prüfstempel		
Nr 2			$\wedge$	<b>Prüfung 2:</b> Bruch zwischen Steinzeugrohr und Brawoliner/Harz (ca.		
111.2				85 %) sowie im Steinzeugrohr (ca. 15 %)		
				<b>Prüfung 3:</b> Bruch in Klebefuge zwischen Brawoliner und Prüfstempel		
	>1,92	>3,72	>2,61	Prüfung 1: Bruch zwischen Steinzeugrohr und Brawoliner/Harz		
		William F Call		(ca. 85 %) sowie im Steinzeugrohr (ca. 15 %)		
Nr. 3				Prüfung 2: Bruch zwischen Steinzeugrohr und Brawoliner/Harz		
				(ca. 75 %) sowie im Steinzeugrohr (ca. 25 %)		
				Prüfung 3: Bruch zwischen Steinzeugrohr und Brawoliner/Harz		
				(ca. 60 %) sowie im Steinzeugrohr (ca. 40 %)		

## Tab. 18: Prüfergebnisse für Brawoliner mit Epoxidharz Brawol

Probe-	Haftzugwert [N/mm <sup>2</sup> ]			Anmerkungen	
körper	Prüfung 1	Prüfung 2	Prüfung 3	Annerkungen	
	>0,92	0,82	0,87		
		2 Y		<b>Prüfung 1:</b> Bruch in Klebefuge zwischen Kleber und Prüfstempel	
Nr. 1				Prüfung 2: Bruch zwischen Harz und Elastomer	
				Prüfung 3: Bruch zwischen Harz und Elastomer	
	> 0,95	> 0,61	> 0,91		
Nr. 2				<b>Prüfung 1:</b> Bruch in Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel <b>Prüfung 2:</b> Bruch in Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel	
		2		Fruiding 5. Bruch in Riebendge zwischen Elastomer und Fruistemper	
	> 0,66	> 0,82	0,99	<b>Prüfung 1:</b> Bruch in Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel	
Nr. 3			3	Prüfung 2: Bruch in Klebefuge zwischen Elastomer und Prüfstempel	
				Prüfung 3: Bruch zwischen Harz und Elastomer	

## Tab. 19:Prüfergebnisse für EPDM-Gummi schwarz mit Silikatharz EasyPur

# Georadaruntersuchung zur Hohlraumdetektion Eberhard – Unkraut – Straße, Rietberg

29 Seiten

Auftraggeber:	FITR - Forschungsinstitut für Tiefe und Rohrleitungsbau Gemeinnützige GmbH Georg – Haar – Strasse 5 99427 Weimar Germany Phone: (+49) (0)3643 / 8268 24 Eax: (+49) (0)3643 / 8268 26
Auftragnehmer:	GBM Wiebe Gleisbaumaschienen GmbH Abteilung Messtechnik/Georail Im Finigen 6 D-28832 Achim Phone : (+49) (0)4202 / 987 430
	FAX : (+49) (0)4202 / 987 435 WWW : http://www.gbm.wiebe.de
Bearbeitung:	Dr. Daniela Hofmann Geophysikerin Phone: (++49) (0)4202 / 987 436 Mobil: (++49) (0)151 / 15135186 Mail: DHofmann@wiebe.de
Projektbezeichnung:	04709312
Bearbeitungszeitraum:	Mai 2009





### 4.5 Georadaruntersuchung zur Hohlraumdetektion

### 4.5.1 Das Georadarverfahren

Das Arbeitsprinzip des Georadars beruht auf einem Puls-Echo-Verfahren. Es arbeitet mit der Aussendung extrem kurzer, sehr schnell aufeinander folgender elektromagnetischer Impulse, die mittels einer geeigneten Antenne ins Erdreich abgegeben werden.

Diese Impulse breiten sich im Medium - z. B. Erdreich - aus und werden dort von vorhandenen Objekten, wie z. B. Leitungen, Rohren, Steinen und Fundamenten sowie Grenzschichten ganz oder teilweise reflektiert. (*s. Abb.1*)





Abb. 1. Georadar – physikalisches Prinzip

Nominelle Antennenfrequenz [MHz]	Mögliche Wellenlängenbereiche [cm]	Mögliche Erkundungstiefe [m]	
2.500 (Horn)	0,4-12	bis 0,5	
1500	0,7-20	0-1,0	
1000 (Horn)	1,0-30	0 - 1,5	
900	0,9-27	0,15-2,0	
500	2,0-60	1,0-3,5	
400	2,5-75	0,5-4,5	
400 (Horn)	2,5 - 75	0 - 4,5	
200	5,0-150	1-13	

Abb.2. Antennenfrequenz, Wellenlänge und Erkundungstiefe

Die Dielektrizitätskonstante  $\varepsilon = \varepsilon_0 * \varepsilon_r$  ist neben der Leitfähigkeit  $\sigma$  die physikalische Größe, die für die Arbeitsweise des Verfahrens der bestimmende Parameter in Böden und anderen Medien ist. Sie setzt sich aus der elektrischen Feldkonstante  $\varepsilon_0$  und der materialabhängigen Dielektrizitätszahl  $\varepsilon_r$  zusammen. Da die Materialzusammensetzungen im Erdreich nicht konstant sind, ist auch das  $\varepsilon_r$  ständigen Schwankungen unterworfen. Die Werte liegen im verwendeten Frequenzbereich für Böden zwischen  $\varepsilon_r = 1$  für Luft und  $\varepsilon_r = 81$  für Wasser. Entscheidend für eine Reflexion ist ein Grenzübergang von einem Medium mit niedrigem  $\varepsilon_r$  in eines mit hohem  $\varepsilon_r$  oder umgekehrt. Durch diese Gegebenheiten unterliegen die elektromagnetischen Wellen sich ständig ändernden Ausbreitungsbedingungen und das Verfahren erzeugt ein Abbild der wechselnden dielektrischen Bedingungen im Boden.

Besondere Beachtung gilt der Leitfähigkeit  $\sigma$  im Ausbreitungsmedium. Je höher die Leitfähigkeit, desto geringer die Eindringtiefe. In sandigen Bereichen erreicht man mit 500 MHz-Antennen Eindringtiefen von bis zu 5 m. Da die Leitfähigkeit frequenzabhängig ist, ist auch die maximal erreichbare Eindringtiefe frequenzabhängig (s. Abb. 2). Die verwendeten Frequenzen zur oberflächennahen Baugrunderkundung liegen zwischen 400 und 1000 MHz.

Die Laufzeit des Signals ist ein Maß für die Lagetiefe von Objekten. Während der Ausbreitung im Medium erfährt das Signal eine materialabhängige Dämpfung, wodurch eine maximale Eindringtiefe vorgegeben ist.

Ausschlaggebend für die Detektion von Objekten und Schichten in Böden ist nicht nur die Reflektivität, sondern vor allem die Homogenität des Mediums, das die Objekte umgibt. Ein Wasserrohr aus Eisen ist in einem mit Bauschutt verfüllten Bereich schwieriger zu finden, als ein Kunststoffrohr in homogenem Sand.





Die reflektierten Impulse, das heißt die analogen Spannungswerte, werden von der Empfangsantenne aufgenommen, im Gerät digitalisiert und samt ihrer zeitlichen Zuordnung abgespeichert. Der einzelne Impuls beschreibt also den zeitlichen Verlauf der elektrischen Spannung. Den nach dem Sample-Vorgang entstandenen Kurvenzug nennt man beim Georadar Scan. Die einzelnen Scans können, je nach geforderter vertikaler Auflösung mit 128, 256, 512 oder 1024 Abtastpunkten dargestellt werden. Für eine Farbzuordnung wird der Scan in 16 oder mehr Spannungsbereiche aufgeteilt. Die Scans werden durch geeignete Signalverarbeitungssoftware senkrecht aneinander gereiht und fortlaufend als Radargramm am Bildschirm dargestellt.

### 4.5.2 Vorteile des Georadarverfahrens

Das Georadarverfahren ermöglicht ein schnelles und zerstörungsfreies Messen der oberflächennahen Strukturen von der Geländeoberfläche aus. Abhängig vom Untergrundmaterial und der verwendeten Antennenfrequenz sind Eindringtiefen zwischen 0.2 und 25 m möglich. Das Verfahren ist geeignet zur Detektion von Kabeln, Rohrleitungen, Bauwerksresten und geologischer Strukturen (z. B. alte Flussverläufe), der Vorerkundung möglicher Schadstellen (z. B. Hohlräume) sowie zur Untersuchung des Schichtaufbaus und der Schichtmächtigkeiten, zum Beispiel im Strassenbau (z. B. Deckschicht, Tragschicht oder Binderschicht). Des Weiteren können im Anschluss an die Georadarmessung Bereiche mit Störungen (Bauwerksreste, Hohlräume etc.) gezielt von ungestörten Bereichen unterschieden werden. Eine Unterscheidung der detektierten Strukturen ist anhand der Radargramme möglich, so dass zwischen Bauwerken (Leitungen, Schächten, Betonplatten etc.) und Hohlräumen unterschieden werden kann. Mit Hilfe von anschließend durchgeführten Aufschlussbohrungen oder Schürfen, können die Angaben der Georadarauswertung an gezielten Punkten verifiziert werden. Bei der flächenhaften Vorerkundung mittels Georadar kann auf ein statisches Netz von Bohraufschlüssen verzichtet werden. Stattdessen kann unter Berücksichtigung der ausgewerteten Radardaten "Schadstellen"-spezifisch gebohrt werden.

### 4.5.3 Durchführung der Messung

Die Messung entlang der Eberhard – Unkraut – Strasse erfolgt mit einem 14 – kanaligen Radarantennenarray und Parallelmessungen mit gleichzeitig vier 1.000 MHz – Antennen. Für das 14 – kanalige Antennenarry beträgt die Messfrequenz 400 Mhz. Die Eindringtiefe liegt, in Abhängigkeit von der Messfrequenz, zwischen 0.5 und 4 m. Das für die Messungen verwendete Fahrzeug ist in Abbildung 1 zu sehen. Das Fahrzeug verfügt weiterhin über einen Weggeber und ein GPS-System zur genauen Lagebestimmung sowie eine digitale Videokamera zur Dokumentation der Messfahrt (Abbildung 3). Entlang der Eberhard – Unkraut – Strasse auf zwei Abschnitten gemessen:

Abschnitt 1 beginnt bei Schacht 59422033 und endet bei Schacht 60417392, Abschnitt 2 beginnt bei Schacht 59418150, Kreuzung Perlbruch(alt, noch m Plan)/Jerusalemer Strasse(neu) bis Schacht 59416153, Kreuzung Schützenweg.

Pro Abschnitt wurden je zwei Profile mit dem Radarscanner und zwei Profile mit den 1.000 MHz Antennen gemessen. Auf dem ersten Abschnitt wurde mit den 1.000 MHz Antennen noch eine zusätzliche Messung auf dem Fußweg gemacht.







Abbildung 3: Ausrüstung des Messfahrzeuges.



Abbildung 4a: Skizze der Lage der Profile entlang der Eberhard – Unkraut – Strasse, Abschnitt 1.







Abbildung 4b: Skizze der Lage der Profile entlang der Eberhard – Unkraut – Strasse, Abschnitt 2.





Abbildung 5: Skizze der Lage der Profile entlang der Eberhard – Unkraut – Strasse, Abschnitt 1. Begriffserläuterung für die Tabelle. Im Bild ist Schacht 59422033 (auf Gehweg) zu erkennen.







### 4.5.4 Datenbearbeitung und Interpretation

Die Messdaten werden im Anschluss an die Messung mit einer speziellen Software (z. B. Radan von GSSI) bearbeitet. Um eine optimale Datenqualität zu erhalten werden die Daten gegebenenfalls gefiltert.

In einem nächsten Schritt werden in den Radargrammen nach Leitungen, Bauwerken (Schächte, Brücken, Durchlässe etc.) gesucht und diese werden mit dem vorhandenen Kartenmaterial sowie den aufgezeichneten Videos abgeglichen. Mit Hilfe der Videoaufzeichnung können Störungen von Außen, die z. B. durch vorbeifahrende oder parkende Autos hervorgerufen werden erkannt werden und als mögliche Störung ausgeschlossen werden. Anschließend werden alle Auffälligkeiten detektiert. Die Genauigkeit in der Lagezuordnung beträgt ungefähr ± 50 cm. Alle Ergebnisse werden in einer Tabelle dargestellt. Die Genauigkeit der angegebenen Tiefenlage beträgt hier ± 10 %. Insgesamt liegt die Eindringtiefe bei ca. 4 m für die Messung mit dem Radarscanner (Messfrequenz 400 MHz). Im Anschluss an das Messprogramm und die Auswertung werden Sondierungspunkte vorgeschlagen, mit deren Hilfe die Ergebnisse der Radarmessungen verifiziert werden sollten.

Im Anschluss an die tabellarische Übersicht der detektieren Strukturen sind einige Radargrammbeispiele und die dazugehörige Interpretation dargestellt.





### 4.5.5 Ergebnis:

Abschnitt 1:

Beginn der Messung auf Höhe von Schacht 59422033 bis Schacht 60417392. Dies ist auch die in der Tabelle angegebene Fahrtrichtung. Auf dem gesamten Abschnitt sind Bereiche mit lockerer Lagerungsdichte (Hohlräume) detektiert worden.

Hohlraumdetekt	ion, Rietberg, Ebe	erhard-Unkraut-Stra	asse, Anfang a	auf Höhe Schacht 59422033 bis Pulverdamm
Detektierte Objekte	Bezeichnung	Messmeter [m]	Tiefe [m]	Bemerkung
Schacht	59422033			Schacht befindet sich auf Gehweg
Leitung		1.1	1.4	
Auffälligkeit		1.6 bis 7.4	0.5 bis 1.5	
Leitung		1.5	2.3	
Leitung		3.8	2.4	
Auffälligkeit		4 bis 50	2.3	variable Schicht, linke Seite in Fahrtrichtung
Leitung		5	2.4	
Leitung		8.5	2.6	
Leitung		8.6	1.8	
Leitung		8.8	1.8	
Ablauf		13.3		Ablauf, linke Seite in Fahrtrichtung
Auffälligkeit		14.3 bis 15.6	0.7	mögliche Ablösungen
Auffälligkeit		15 bis 48	0.5 bis 1.7	mögliche Ablösungen
Leitung		17.1	2.3	
Leitung		18.9	1.6	
Leitung		22.2	2	
Leitung		25.5	2.3	
Leitung		33.1	2.5	
Leitung		40.5	2.3	
Leitung		42.8	2.2	
Ablauf		43		Ablauf, linke Seite in Fahrtrichtung
Leitung		47.1	2.5	
Schacht	59422001	52.8		in Fahrtrichtung rechte Seite
Schacht	59422032			Schacht befindet sich auf Gehweg
Auffälligkeit		53 bis 77	1 bis 4	
Leitung		53.6	3.3	
Leitung		56.6	2.2	
Leitung		60.4	2.4	
Leitung		62.2	2	
Leitung		64.4	2.5	
Leitung		68	1	
Leitung		85.1	2.4	
Auffälligkeit		87 bis 255	0.5 bis 3.5	
Leitung		88.2	2.5	
Leitung		89.2	1.7	
Leitung		91.4	2	
Ablauf		91.5		Ablauf, rechte Seite in Fahrtrichtung



Schacht	60421256			Schacht befindet sich auf Gehweg
Schacht	60421001	114.3		in Fahrtrichtung rechte Seite
Leitung		124.9	1.7	
Leitung		133.9	1.9	Trichterbildung oberhalb Leitung
Leitung		146.4	1.4	
Leitung		153.7	1.7	
Leitung		160.2	1.1	
Leitung		160.7	1.7	
Ablauf		160.9		Ablauf, rechte Seite in Fahrtrichtung
Ablauf		161.3		Ablauf, linke Seite in Fahrtrichtung
Leitung		193	2.4	
Schacht	60417001	168.2		in Fahrtrichtung rechte Seite
Schacht	60417309			Schacht befindet sich auf Gehweg
Leitung		174.4	2.5	
Leitung		183	2	
Leitung		194	2	
Ablauf		198		Ablauf, linke Seite in Fahrtrichtung
Ablauf		212		Ablauf, linke Seite in Fahrtrichtung
Leitung		217.9	2.4	
Leitung		218.8	2.5	
Schacht	60417061	222.3		
Leitung		236.8	1.7	
Ablauf		237		Ablauf, linke Seite in Fahrtrichtung
Ablauf		237		Ablauf, rechte Seite in Fahrtrichtung
Schacht	60417393			Schacht befindet sich auf Gehweg
Leitung		240.9	2.4	
Schacht	60417060	256.5		Strassenmitte
Leitung		256.5	3.5	
Auffälligkeit		258 bis 266	2 bis 3.5	in Fahrtrichtung rechte Seite
Leitung		264.5	1.4	
Leitung		266.1	2	
Leitung		271.2	1.8	
Leitung		273	1.7	
Schacht	60417059	275		in Fahrtrichtung rechte Seite
Ablauf		275.7		Ablauf, linke Seite in Fahrtrichtung





Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 0 bis 50 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich kommt es zwischen Messmeter 15 und 48 m zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.5 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 0 bis 50 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. In einer Tiefe von ca. 2,3 m (unkalibriert) verläuft eine horizontale Schichtung (gepunktete rote Linie). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 50 bis 100 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich 53 bis 77 m und einer Tiefe von 1,5 bis 4 m gibt es Hinweise auf lockere Lagerungsdichte (Hohlräume), rot markierter Bereich. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.







Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 100 bis 150 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich 100 bis 150 m und einer Tiefe von 1,5 bis 4 m gibt es Hinweise auf lockere Lagerungsdichte (Hohlräume), rot markierter Bereich.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 100 bis 150 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich kommt es bei Messmeter ca. 134 m zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn bzw. einer Trichterbildung oberhalb einer Leitung, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.5 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 150 bis 200 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich 150 bis 200 m und einer Tiefe von 1,5 bis 4 m gibt es Hinweise auf lockere Lagerungsdichte (Hohlräume), rot markierter Bereich.







Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 200 bis 250 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich 200 bis 250 m und einer Tiefe von 1,5 bis 4 m gibt es Hinweise auf lockere Lagerungsdichte (Hohlräume), rot markierter Bereich. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 250 bis 275 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen 250 und 255 m, sowie 258 bis 266 m und einer Tiefe von 2 bis 3,5 m, gibt es Hinweise auf lockere Lagerungsdichte (Hohlräume), rot markierte Bereiche. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.





### Abschnitt 2:

Beginn der Messung auf Höhe von Schacht 59418129 bis Schacht 59416153. Dies ist auch die in der Tabelle angegebene Fahrtrichtung.

Hohlraumde	etektion, Rietberg, Eberhard-	Unkraut-Strasse, Anfang a	uf Höhe Schacht 59418129	bis 59416153
Detektierte Objekte	Bezeichnung	Messmeter [m]	Tiefe [m]	Bemerkung
Leitung		2.2	2.5	
Leitung		4.6	2.7	
Auffälligkeit		8 bis 14	0.8 bis 3.3	rechte Strassenseite
Schacht	59418129	8.3		
Leitung		8.3	0.8	
Leitung		9	1.4	
Leitung		9	3.6	
Auffälligkeit		10 bis 50	0.8 bis 1.2	mögliche Ablösung, linke Strassenseite
Leitung		14.5	2.5	
Leitung		15.4	1.9	
Schacht	59418130/59418151	16.6		
Auffälligkeit		18 bis 37	2 bis 4	linke Strassenseite
Leitung		19	1.8	
Auffälligkeit		19.1 bis 40	0.8 bis 1.2	mögliche Ablösung, rechte Strassenseite
Schacht	59418038	24.2		
Schacht	59418150	26.4		
Leitung		26.8	2.2	
Auffälligkeit		27 bis 40	1 bis 2.5	rechte Strassenseite
Leitung		33.2	3	
Leitung		37	1.9	
Leitung		41	1.9	
Ablauf		41		linke Strassenseite
Leitung		42.9	2	
Leitung		44	1.8	
Leitung		47.7	1.6	
Auffälligkeit		50 bis 98	0.8 bis 1.2	mögliche Ablösung, rechte Strassenseite
Leitung		52.7	2.2	
Schacht	59418037	55.1		
Leitung		55.8	2.3	
Schacht	59418149	56.5		
Leitung		64.6	1.7	
Leitung		65.8	1.5	
Leitung		67	1.4	
Leitung		67.4	3.1	
Ausbesserung		70 bis 72		
Leitung		70.2	2.8	





Auffälligkoit		74 bio 09	0 8 bis 1 2	mögliche Ablösung,
Aunanigken		74 DIS 96	0.6 DIS 1.2	kompielle Strassenbreile
Leitung		79.1	1.7	
Leitung		79.3	1.4	
Schacht	59418148	82.4		
Leitung		82.5	2.1	
Schacht	59418036	83.4		
Leitung		84.1	1.8	
Leitung		91.7	2.9	
Leitung		94.2	2.4	
Leitung		95.9	1.6	
Leitung		97.6	2.5	
Schacht	59418145	98.3		
Schicht		99 bis 124		absinkende Schicht, rechte Fahrbahnseite
Schacht	59418033	99.3		
Leitung		100.5	1	
Auffälligkeit		103 bis 125	0.9 bis 1.9	Trichterbildung oberhalb Leitung
Leitung		111.3	2.2	
Auffälligkeit		112 bis 140	1.5 bis 3.8	komplette Strassenbreite
Leitung		128.7	1.9	
Leitung		129.2	1	
Schacht	59418140	130.8		
Schacht	59418027	131.7		
Leitung		138.6	1.4	
Leitung		143.5	2.4	
Leitung		146.4	2	
Auffälligkeit		150.2 bis 152.4	1.5	Trichterbildung oberhalb Leitung
Leitung		150.3	3.3	
Leitung		151.1	1.9	
Leitung		154.3	1.8	
Leitung		159	16	
Schacht	59418026	159 7		
	00110020	161.6	2.5	
Schacht	59418139	161.8		
				mögliche Ablösung linke
Auffälligkeit		155 bis 196		Strassenseite
Leitung		164.5	1.8	
Auffälligkeit		170 bis 180	0.8	Trichterbildung oberhalb Leitung
Leitung		175.3	1.9	
Leitung		178.6	1.7	
Leitung		180.4	1.8	
Leitung		182.4	1.8	
Leitung		184	2.1	





Leitung		184.7	1.9	
Leitung		185.7	2.3	
Schacht	59418138	186.1		
Schacht	59418020	186.3		
Leitung		186.5	2.3	
Leitung		190.5	2	
Leitung		191.7	4.1	
Leitung		203.3	2.5	
Auffälligkeit		207 bis 250		mögliche Ablösung, gesamte Strassenbreite
Leitung		210.4	2	
Leitung		213.1	2.3	
Schacht	59416165	213.8		
Schacht	59416052	214		
Leitung		215.5	1.9	
Leitung		220.2	1.7	
Leitung		221.2	1.6	
Leitung		221.7	2.1	
Leitung		222.6	2.9	
Leitung		226.6	1.9	
Leitung		229.8	1.9	
Leitung		230.7	1.8	
Leitung		233	2.8	
Leitung		233.6	2.5	
Leitung		234.9	1.2	
Auffälligkeit		235 bis 250	3 bis 4	
Leitung		240.1	2.1	
Leitung		242.1	3	
Leitung		243.5	2.8	
Leitung		246.8	1.9	
Leitung		247.5	1.1	
Leitung		247.9	1.8	
Leitung		249	1.8	
Schacht	59416163	250.5		
Schacht	59416050	251.1		
Leitung		252.6	1.8	
Leitung		253.5	1.9	
Schicht		255 bis 300		Absinkende Schicht, rechte Strassenseite
Leitung		255.8	2.1	
Auffälligkeit		256 bis 290	2.5 bis 4	rechte Strassenseite
Auffälligkeit		261 bis 275	0.8 bis 1.2	mögliche Ablösung, linke Strassenseite
Leitung		266.5	2.8	
Auffälligkeit		270 bis 273		Trichterbildung oberhalb Leitung



Leitung		270.6	2	
Schacht	59416161	271		
Leitung		271.1	2.6	
Leitung		272.3	2	
Leitung		273.3	1.7	
Leitung		286	1.3	
Leitung		287	2.5	
Leitung		287.4	1.3	
Auffälligkeit		287 bis 292	1.8 bis 3.2	linke Strassenseite
Schacht	59416048	288.5		
Leitung		288.4	1.1	
Leitung		290.4	1.6	
Schacht	59416160	290.6		
Auffälligkeit		300 bis 320		mögliche Ablösung, rechte Strassenseite
Leitung		301.4	2.2	
Leitung		303.7	1.4	
Leitung		304.3	1.4	
Leitung		305.9	1.8	
Leitung		307	1.5	
Leitung		308.4	2	
Auffälligkeit		309 bis 324	2 bis 4	linke Strassenseite
Schacht	59416159	323.5		
Schacht	59416047	324.7		
Leitung		325.8	1.8	
Leitung		327.4	1.7	
Leitung		343	2	
Auffälligkeit		350 bis 420	0.8 bis 2.5	vermutlich lockere Lagerungsdichte, rechte Strassenseite
Auffälligkeit		353 bis 354.5	0.8 bis 2.5	Trichterbildung oberhalb Leitung
Leitung		354	2.3	
Auffälligkeit		362 bis 364.5		Trichterbildung oberhalb Leitung
Leitung		363.6	2.7	
Auffälligkeit		370 bis 395	0.8 bis 3.3	linke Strassenseite
Leitung		370.3	3	
Schacht	59416157	371.5		
Schacht	59416046	372.2		
Leitung		373.8	1.9	
Leitung		376	2.4	
Leitung		376.5	1.6	
Leitung		378.1	2.4	
Leitung		379.5	1.5	
Leitung		383.2	1.9	





Leitung		384.1	2.7	
Leitung		401	1.8	
Leitung		403.8	1.6	
Auffälligkeit		408 bis 410	0.8 bis 2.5	Trichterbildung oberhalb Leitung
Leitung		408.3	2.9	
Schacht	59416154	417.5		
Leitung		417.6	1.1	
Schacht	59416043	418		
Leitung		420.3	1.8	





Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 0 bis 50 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich kommt es zwischen Messmeter 8 und 14 m sowie 19 und 40 zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.8 m). Des Weiteren gibt es im Bereich zwischen Messmeter 27 und 50 in einer Tiefe von ca. 2 m (unkalibriert) Hinweise auf eine lockere Lagerungsdichte. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 0 bis 50 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich kommt es zwischen Messmeter 10 und 50 m zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.8 m). Des Weiteren ist im Bereich zwischen Messmeter 18 und 37 in einer Tiefe von ca. 3 m (unkalibriert) eine vermutlich lockere Lagerungsdichte detektiert worden. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.







Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 50 bis 100 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich kommt es zwischen Messmeter 74 und 98 m zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.8 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 0 bis 50 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich kommt es zwischen Messmeter 50 und 98 zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.8 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.







Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 100 bis 150 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 103 und 125 m kommt es zu einer Trichterbildung oberhalb einer Leitung, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 1,5 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 100 bis 150 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 112 und 140 m kann gibt es Hinweise auf eine lockere Lagerungsdichte, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 2,5 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 100 bis 150 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 103 und 125 m kommt es zu einer Trichterbildung oberhalb einer Leitung, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 1,5 m) Im oberflächennahen Bereich kommt es zwischen Messmeter 112 und 140 m zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.8 m) und es gibt Hinweise auf eine Lockere Lagerungsdichte in einer Tiefe von ca. 2,5 m (unkalibriert), rot markierter Bereich. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.







Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 150 bis 200 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 155 und 196 m kommt es zu einer Trichterbildung oberhalb einer Leitung, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 1,5 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 150 bis 200 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 150 und 152 m sowie zwischen 170 und 180 m kommt es zu einer Trichterbildung oberhalb einer Leitung, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 1,5 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 200 bis 250 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich kommt es zwischen Messmeter 207 und 250 m zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.8 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.







Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 200bis 250 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich zwischen Messmeter 207 und 205 m zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.8 m). Des Weiteren gibt es im Bereich zwischen Messmeter 260 und 250 m Hinweise auf lockere Lagerungsdichte, rot markierter Bereich (Tiefe ca. 3,5 m, unkalibriert). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 250 bis 300 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 270 und 273 m kommt es zu einer Trichterbildung oberhalb einer Leitung, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 1,5 m). Des Weiteren gibt es im Bereich zwischen Messmeter 255 und 300 m Hinweise auf lockere Lagerungsdichte, rot markierter Bereich (Tiefe ca. 3,5 m, unkalibriert). Die rot gepunktete Linie zeigt eine absinkende Schicht. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.







Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 250 bis 300 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich kommt es zwischen Messmeter 261 und 275 m zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.8 m). Des Weiteren gibt es im Bereich zwischen Messmeter 287 und 292 m Hinweise auf eine lockere Lagerungsdichte, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ca. 2,5 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 300 bis 350 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im oberflächennahen Bereich kommt es zwischen Messmeter 300 und 320 m zu Ablösungen unterhalb der Fahrbahn, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ab ca. 0.8 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.







Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 300 bis 350 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 309 und 324 m gibt es Hinweise auf eine lockere Lagerungsdichte, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ca. 2,5 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 350 bis 400 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 350 und 420 m gibt es Hinweise auf eine lockere Lagerungsdichte, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ca. 1,5 m). Im Bereich 353 bis 354,5 m kommt es zur Trichterbildung oberhalb einer Leitung. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 350 bis 400 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 370 und 395 m gibt es Hinweise auf eine lockere Lagerungsdichte und Ablösungen im oberflächennahen Bereich, rot markierter Bereich (Tiefe unkalibriert ca. 0,8 bis 3,5 m). Im Bereich 362 bis 364,5 m kommt es zur Trichterbildung oberhalb einer Leitung. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.





200 m

Leitung



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 150 bis 200 m, rechte Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich zwischen Messmeter 400 und 420 m gibt es Hinweise auf eine lockere Lagerungsdichte (Tiefe unkalibriert ca. 1,5 m). Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.



Abbildung: Dargestellt ist der Messabschnitt 200 bis 250 m, linke Fahrbahnseite, und eine Tiefe bis max. 4 m. Im Bereich 362 bis 364,5 m kommt es zur Trichterbildung oberhalb einer Leitung. Ebenfalls konnten einige Leitungen detektiert werden.







Abbildung: Abschnitt von 200 m Länge, Messmeter 150 bis 350 m. In einer Tiefe von ca. 3 m (unkalibriert) ist eine horizontale Schicht (rote gepunktete Linie) zu erkennen. Möglicherweise die Abwasserleitung!?

### 4.5.6 Zusammenfassung:

Im Bereich der Eberhard Unkraut Strasse wurde auf zwei Abschnitten eine Georadar Untersuchung zur Detektion von Hohlräumen/lockere Lagerungsdichte durchgeführt. Auf Abschnitt 1, zwischen Schacht 59422033 und 60417060 konnten mehrere Hinweise auf mögliche lockere Lagerungsdiche und damit einhergehende Ablösungen unterhalb der Straßenoberfläche detektiert werden. Auch auf dem 2. Abschnitt, zwischen Schacht 59418129 bis 59416153 konnten mehrere Bereiche mit möglicher lockerer Lagerungsdichte detektiert werden.



