



Prof. Dr.-Ing. W. Wittke Beratende Ingenieure
für Grundbau und Felsbau GmbH
Worldwide Engineering

WBI GmbH
Im Technologiepark 3
69469 Weinheim
Deutschland

Fon +49 6201 2599-0
Fax +49 6201 2599-110
wbi@wbionline.de
www.wbionline.de

Geschäftsführung / Management
Prof. Dr.-Ing. habil. Dr.-Ing. E. h. Walter Wittke
Dr.-Ing. Claus Erichsen
Bauass. Dr.-Ing. Bettina Wittke-Schmitt
Dr.-Ing. Martin Wittke

Registergericht Mannheim, HRB 716012
USt-IdNr. DE121687772



- zu Vorlage 16/5802 -

Rheinbrücke Schierstein Lagerschaden Stütze 33-Ost

Untersuchung der Ursachen
Bericht Nr. 2015-WBI-15LBM10-003-01

Schadensgutachten

Auftraggeber

Landesbetrieb Mobilität Worms
Projektbüro Mainzer Ring

Projekt Nr.

15LBM10

Dokument Nr.

2015-WBI-15LBM10 - 003 - 01

September 2015

Inhalt

1.	Einleitung	1
2.	Unterlagen	1
3.	Bauwerk	3
3.1	Bestand	3
3.2	Erweiterung	4
3.3	GEWI Pfähle, Tragfähigkeit und Herstellung	4
3.4	Schadensfall	7
4.	Baugrunduntersuchungen	8
4.1	Geologische Verhältnisse	8
4.2	Bohrungen, Sondierungen und Laboruntersuchungen	9
4.2.1	Erkundungsphasen	9
4.2.2	Bohrprofile und Sondiererergebnisse	11
4.2.3	Laborversuche	15
4.3	Vergleich mit früheren Untersuchungen (Lage gesteinsfester Kalksteinbänke, Kernverluste, Lagerungsdichte)	15
4.4	Verfüllen der Bohrungen	18
4.5	Lage des Fundaments Achse 33 Ost nach dem Schaden	18
5.	Hypothese für die Ursache des Schadens	20
6.	Verantwortlichkeiten	25
7.	Zusammenfassung	26

Anlagen

- 3.1 BAB A643, Anschlussstelle Mombach, Luftbild [2.2]
- 3.2 Spange, Lageplan, Bestand und Notunterstützung [2.14]
- 3.3 Spange, Längsschnitt, Bestand und Notunterstützung [2.14]
- 3.4 Anschlussstelle Mombach, Erweiterung, Lageplan [2.1]
- 3.5 Querschnitt im Bereich Achse 33 Süd (südl. Stütze West) [2.14]
- 3.6 Herstellen GEWI-Pfähle Achse 33, Prinzip
- 3.7 Lageplan mit GEWI-Pfählen und Verpressmengen
- 3.8 Radius-Vergrößerung GEWI-Pfähle durch Mehr-Verpressung
- 3.9 Abstände Bohrungen - GEWI-Pfähle mit vergrößertem Radius
- 3.10 Lageplan Achse 33 mit GEWI-Pfahlgruppen und Verpressmengen
- 3.11 Mehrverbrauch Zementsuspension alle GEWIs und Erkundungsbohrungen
- 3.12 Mehrverbrauch Zementsuspension GEWIs mit geringen Aufnahmen und Erkundungsbohrungen
- 3.13 Doppelkopfbohrverfahren
- 3.14 Bohren mit Wasserspülung, Probebohrung Mikropfähle Achse 34
- 3.15 Spange, Längsschnitt Bestand, Detail Achse 33 Ost [2.14]
- 3.16 Pfeiler Achse 33, System [2.14], [2.3], [2.8]
- 3.17 Achse 33 Ost herausgefallenes Stelzenlager Corroweld [2.3]
- 3.18 Lagerschaden, Beobachtungen an Stütze 33 Ost [2.3, 2.4]
- 4.1 Mainzer Becken: geographische Lage [2.5]
- 4.2 Geologische Karte von Hessen, Ausschnitt, Blatt 5915 – Wiesbaden, Stand 1971 [2.2, 2.6]
- 4.3 Steinbruch Mainz Laubenheim, Oppenheim- bis Wiesbaden-Formation sowie Weisenauer Sande (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)
- 4.4 Steinbruch Mainz Laubenheim, Oberrad-Formation: Wechselfolge aus Kalken und Mergeln (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)
- 4.5 Steinbruch Mainz Laubenheim, Hartenberg-Subformation (dunkles Band im oberen Drittel) und darüber Kalke der Kästrich-Subformation (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)
- 4.6 Steinbruch Mainz Laubenheim, Rüssingen-Formation: Schichtung teilweise von Algenkalk-Riffen unterbrochen (Unterlage [2.7], Foto Fam. Keller)
- 4.7 Steinbruch bei Gundersheim: Algenkalkriffe (Unterlage [2.7])
- 4.8 Lageplan der Baugrundaufschlüsse
- 4.9 Quartär, beispielhafte Bohrkernfotos BK 3.1
- 4.10 Tertiär – hier: Kalkstein, beispielhafte Bohrkernfotos
- 4.11 Tertiär – hier: Kalkstein, Beispiele für mürbe Zonen / Riffkalke
- 4.12 Tertiär – hier: Riffkalke, beispielhafte Detailaufnahmen

- 4.13 Tertiär – hier: Schnecken in s-u-Matrix, beispielhafte Detailaufnahmen
- 4.14 Tertiär – hier: Wechsellagerung Tone / Schluffe / Sande, beispielhafte Bohrkernfotos
- 4.15 Tertiär – hier: Wechsellagerung Tone / Schluffe / Sande, beispielhafte Detailaufnahmen
- 4.16 Tertiär – hier: Tone / Schluffe, beispielhafte Bohrkernfotos
- 4.17 Tertiär – hier: Tone / Schluffe, beispielhafte Detailaufnahme
- 4.18 Bohrprofil BK 1.1
- 4.19 Bohrprofil BK 1.2
- 4.20 Bohrprofil BK 1.3
- 4.21 Bohrprofil BK 1.4
- 4.22 Bohrprofil BK 2.1 und Sondierergebnis DPH 2.1
- 4.23 Bohrprofil BK 2.2 und Sondierergebnis DPH 2.2
- 4.24 Bohrprofil BK 2.3 und Sondierergebnis DPH 2.3
- 4.25 Bohrprofil BK 2.4 und Sondierergebnis DPH 2.4
- 4.26 Bohrprofil BK 3.1 und Sondierergebnis DPH 3.1
- 4.27 Bohrprofil BK 3.2 und Sondierergebnis DPH 3.2
- 4.28 Bohrprofil BK 3.3 und Sondierergebnis DPH 3.3
- 4.29 Bohrprofil BK 3.4 und Sondierergebnis DPH 3.4
- 4.30 Bohrkernfotos der BK 1.1 (2 Seiten)
- 4.31 Bohrkernfotos der BK 1.2 (2 Seiten)
- 4.32 Bohrkernfotos der BK 1.3 (2 Seiten)
- 4.33 Bohrkernfotos der BK 1.4 (2 Seiten)
- 4.34 Bohrkernfotos der BK 2.1 (2 Seiten)
- 4.35 Bohrkernfotos der BK 2.2 (2 Seiten)
- 4.36 Bohrkernfotos der BK 2.3 (2 Seiten)
- 4.37 Bohrkernfotos der BK 2.4 (2 Seiten)
- 4.38 Bohrkernfotos der BK 3.1 (2 Seiten)
- 4.39 Bohrkernfotos der BK 3.2 (2 Seiten)
- 4.40 Bohrkernfotos der BK 3.3 (2 Seiten)
- 4.41 Bohrkernfotos der BK 3.4 (2 Seiten)
- 4.42 Quartär, Körnungslinien
- 4.43 Tertiär, Riffkalkbruchstücke und Schnecken in sandiger / schluffiger / toniger Matrix, Körnungslinien
- 4.44 Tertiär, enge Wechselfolge von S-, U-, T-Lagen und Schnecken sowie teilweise organischen Lagen, Körnungslinien
- 4.45 Tertiär, Schnecken in sandiger / schluffiger / toniger Matrix, Körnungslinien
- 4.46 Tertiär, bindige Böden, Körnungslinien

- 4.47 Plastizitätsdiagramm nach Casagrande
- 4.48 Körnungslinien der im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande dargestellten Proben (Anlage 4.53)
- 4.49 Daten der im Plastizitätsdiagramm nach Casagrande dargestellten Proben (Anlage 4.53)
- 4.50 Erkundungsergebnisse Achse 31 gemäß [2.2], ergänzt um neue Bohrungen
- 4.51 Erkundungsergebnisse Achse 32 gemäß [2.2], ergänzt um neue Bohrungen
- 4.52 Erkundungsergebnisse Achse 33 gemäß [2.2], ergänzt um neue Bohrungen
- 4.53 Erkundungsergebnisse Achse 34 gemäß [2.2]
- 4.54 Lage der Oberkante der obersten Kalksteinbank
- 4.55 Ergänzende Erkundungen März 2015, Kernaufnahmen BK1 bis BK4 ([2.9], [2.10])
- 4.56 Ergänzende Erkundungen März 2015, DPH 2 und 2-1 (Auswertung CDM) ([2.9], [2.10])
- 4.57 Suspensionsverbrauch Verfüllung Erkundungsbohrungen
- 4.58 Lageplan Fundament 33 Ost und Ergebnisse Erkundung
- 4.59 Schnitt West-Ost durch BK 1.3 und 1.4 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament
- 4.60 Schnitt West-Ost durch BK 1.2 und 1.1 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament
- 4.61 Schnitt Süd-Nord durch BK 1.4 und 1.1 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament
- 4.62 Schnitt Süd-Nord durch BK 1.3 und 1.2 mit Erkundungsergebnissen an OK/UK Fundament
- 5.1 Druckluftspülung mit unregelmäßigem, sehr hohem Druck im Boden
- 5.2 Druckluftspülung mit unregelmäßigem, sehr hohem Druck und Imloch-Hammer vorausseilend
- 5.3 Sackungen / Setzungen im rolligen Boden infolge Bodenentzug
- 5.4 Grenzzustand bei Hohlage unter Fundament
- 5.5 Wasserstände Rhein am Pegel Mainz, 06/2014 - 02/2015
- 5.6 Kornumlagerung unter dem Pfeilerfundament als auslösendes Moment für die Schiefstellung
- 5.7 Versagen bei vergrößerter Hohlage unter Fundament
- 5.8 Schiefstellung und Abschätzung der resultierenden Beanspruchung des Pfeilers
- 5.9 Bohren ohne Wasserauflast – hydraulischer Grundbruch
- 5.10 Druckluftspülung und resultierender Stützdruck

1. Einleitung

Am 11.02.2015 kam es bei der Rheinbrücke Schierstein zu einem Versagen des Auflagers auf der östlichen Stütze der Achse 33. Dabei senkte sich die Brückenkonstruktion im Bereich des Lagers um ca. 30 cm, und es traten erhebliche Schäden an der Brücke auf.

Der vorliegende Bericht hat zum Ziel, die Ursachen für den Schaden darzulegen und etwaige Verantwortlichkeiten zu benennen. Als Grundlage hierfür werden in Kapitel 3 zunächst das bestehende Bauwerk und die geplante Erweiterung sowie die dazu gehörigen Maßnahmen erläutert. Anschließend werden die Ereignisse und Beobachtungen im Zuge des Schadensfalls zusammengestellt.

In Kapitel 4 werden die Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen, die als Basis für das Schadensgutachten im Juni und Juli 2015 ausgeführt wurden, im Detail erläutert. Weiterhin werden diese Ergebnisse mit den Ergebnissen vergangener Erkundungskampagnen verglichen.

Auf der Basis der vorstehend erwähnten Grundlagendaten wird in Kapitel 5 schließlich eine Hypothese für die Ursache des Schadens erarbeitet, die alle Beobachtungen und Erkundungsergebnisse widerspruchsfrei zu einem Bild zusammenfügt.

Abschließend wird in Kapitel 6 auf die Verantwortlichkeiten eingegangen, und in Kapitel 7 werden die Inhalte des Berichts zusammengefasst.

2. Unterlagen

- [2.1] LBM Rheinland-Pfalz, Internet-Information "A 643 Rheinbrücke Schierstein"
- [2.2] CDM Smith: A643 – 6-streifiger Ausbau zwischen AK Wiesbaden und AD Mainz, Schiersteiner Brücke, Verbreiterung Herzstück MZ 99, Baugrund- und Gründungsgutachten. Darmstadt, 27.4.2012.
- [2.3] KHP: Präsentation zum Lagerschaden "schaden MZ99.pdf". Erhalten per email vom LBM am 17.2.2015.
- [2.4] KHP: A 643 Mainz-Mombach, Herzstück, Protokoll Besprechung 12.2.2015 "Weiteres Vorgehen zum Lagerschaden am Herzstück Achse 33 Ost", Vorabzug. Erhalten per email vom LBM am 17.2.2015.
- [2.5] Einträge "Mainzer Becken" auf Internetseiten www.geodz.com, www.universal_lexikon.deacademic.com, www.wikipedia.org.

- [2.6] Hessisches Landesamt für Bodenforschung, Wiesbaden: Geologische Karte von Hessen, Blatt 5915 Wiesbaden, M 1:25.000, 1971.
- [2.7] Eintrag "Von Seegraswiesen, Kohleschweinen und Rheinelefanten – Eine Zeitreise durch das Mainzer Becken" auf der Internetseite www.steinkern.de.
- [2.8] KHP: Mündliche Angaben im Zuge der Besprechungen im Frühjahr 2015 zur ungefähren Last, die vom Brückenpfeiler der Achse 33 Ost aufgenommen werden muss.
- [2.9] CDM: Informationen zu dem Konzept und zu den Ergebnissen der ergänzenden Erkundungen März 2015:
- Lageplan "Konzept Baugrunderkundung Achse 33_ergänzt_01.pdf"
 - Lageplan "Konzept Baugrunderkundung Achse 34_01.pdf"
 - Ergebnisse Rammsondierungen "20150313so-a_Vorabzug_103603_DPH_1-20.pdf"
 - Schichtverzeichnisse "20150313so-a_Vorabzug_103603_BK_1-4_SV.pdf"
 - Bohrprofile "20150313so-a_Vorabzug_103603_BK_1-4_ZD.pdf"
- [2.10] WBI: Rheinbrücke Schierstein, Lagerschaden Stütze 33-Ost, Untersuchung der Ursachen, Bericht Nr. 2015-WBI-15LBM10-001_00, Mögliche Ursachen und Folgen für das Anheben der Brücke, Stellungnahme Nr. 1. März 2015.
- [2.11] CDM: Protokoll zur fachtechnischen Baubegleitung, Nr. 1. Anlass: Herstellung Mikropfähle, Ortstermin am 14.5.2014. Darmstadt, 16.5.2014 (20150515pr_Mikropfähle.pdf).
- [2.12] Max Bögl: Informationen zu der Herstellung der GEWI-Pfähle:
- a "01-Tagesberichte Mai 2014.pdf" bis "11-Tagesberichte Februar 2015.pdf"
 - b "Tagesberichte Zementverbrauch Übersicht.pdf"
 - c "Zementlieferscheine Übersicht.pdf"
 - d "Zementlieferscheine.pdf"
 - e Daten Bohrerät GEWI-Pfähle "KR 806-3F.pdf"
 - f mündliche Informationen zum Bohrverfahren für die GEWI-Pfähle von Seiten Bauleiter Geotechnik und Bohrmeister im Zuge der Besprechung am 24.2.2015
 - g Verpressmengen GEWI-Pfähle: "2015-03-19-Mehrverbrauch-Wartezeit-Felsbohrung GEWIs.xls"
 - h "2014-05-09 Erläuterungsbericht-Herstellung Verpresspfähle.pdf"
 - i "2015-02-05 – Mehrverbrauch der GEWIs Achse 33.pdf"
 - j "2015-02-11 – Bohrprotokolle Achse 33.pdf"
 - k "2015-02-11 – GEWI Plan Achse 33.pdf"

I "Protokoll_PP_G10.pdf" (sowie G40, G85, G163, G235a, G282, G307, G354, G478, G523, G576, G595, G124, G210, G235)

[2.13] IGS Ingenieure: Auswertung Probelastung Mikroverpresspfähle – Zug GEWI Verpresspfähle - . BV: Herzstückverbreiterung, Notunterstützung und Ertüchtigung der AS Mainz-Mombach, Vorlandbrücke Schierstein (Achse 33 Nord II). Weimar, 27.2.2015.

[2.14] KHP: Plan "Blatt8_5-120808.pdf": Notunterstützung des Bestandes, Übersichtsplan, Grundriss und Schnitte.

[2.15] Franz Pfülb: Planunterlagen zur Lage der GEWI-Pfähle, Streifenfundamente und Notunterstützung:

- Pfahlplan, Pfähle Achse 31
- Pfahlplan, Pfähle Achse 32
- Pfahlplan, Pfähle Achse 33
- Pfahlplan, Pfähle Achse 34

[2.16] LBM Worms: BAB A 643, AD Mainz – AK Wiesbaden-Schierstein: Herzstückverbreiterung, Notunterstützung und Ertüchtigung der AS Mainz-Mombach (MZ99) (ASB-Nr.: 5915 911 H).

- Baubeschreibung ("001_2013-09-13_Text_PM-I-11_Baubeschreibung.pdf")
- Leistungsverzeichnis ("091_2014-05-06_LV_PM-I-11_Vertrags-Leistungsverzeichnis.pdf")

3. Bauwerk

3.1 Bestand

Im Zuge der Bundesautobahn A643, Abschnitt Mainz – Wiesbaden, liegt kurz vor der Rheinbrücke Schierstein die Anschlussstelle Mombach (Anlage 3.1). Wesentlicher Teil dieser Anschlussstelle ist die sogenannte "Mombacher Spange" oder das "Herzstück" (Anlagen 3.1 bis 3.3). Es handelt sich um eine Spannbeton-Brückenkonstruktion mit Hohlkastenquerschnitt. Sie liegt auf der Nordseite auf dem flach gegründeten Widerlagerpfeiler der Rheinbrücke Schierstein auf (sogenannter Trennpfeiler, Achse 34, Anlagen 3.2, 3.3). Südlich hiervon ist die Brücke auf kreiszylindrische Stützen aufgelagert, die auf Einzelfundamenten flach gegründet sind (gelb koloriert in Anlagen 3.2 und 3.3). In der Achse 33 sind 2 Stützen (Achse 33 Ost und West) vorhanden. Nach Süden hin nimmt die Anzahl der Stützen aufgrund der Verbreiterung für die Ab-/Zufahrten der Anschlussstelle Mombach auf 4 (Achse 32) bzw. 6 (Achse 31) Stützen zu (Anlage 3.2). Die Brücke wurde in den 60er-Jahren errichtet.

3.2 Erweiterung

Im Zusammenhang mit dem Ausbau der A 643 zwischen der Anschlussstelle Mainz-Mombach und dem Autobahnkreuz Wiesbaden – Schierstein wird die bestehende Rheinbrücke Schierstein durch zwei neue Rheinbrücken ersetzt. Eine dieser Brücken kommt unterstromseitig und damit westlich der bestehenden Brücke zu liegen. Die zweite Brücke wird die derzeitige Brücke ersetzen (Unterlage [2.1]).

Bedingt durch diese Baumaßnahme muss auch die Anschlussstelle Mainz-Mombach umgebaut werden. Westlich des bestehenden Herzstücks ist im Zuge der unterstromseitig liegenden, neuen Rheinbrücke ein Erweiterungsbauwerk geplant (Anlage 3.4). Darüber hinaus soll die bestehende Spange für die weitere Nutzung mit Hilfe von Stahlstützen (sogenannte Notunterstützung) ertüchtigt werden. Diese Stützen sollen über Streifenfundamente auf GEWI-Pfählen tief gegründet werden. Die im Zuge der Erweiterung, unabhängig vom Schadensfall, geplante Maßnahme ist in den Anlagen 3.2, 3.3 und 3.5 dargestellt und in grüner bzw. blauer und grüner Farbe koloriert.

Mit dem Bau wurde im Frühjahr 2014 begonnen (siehe [2.1]). Bis Februar 2015 waren die GEWI-Pfähle und Streifenfundamente der Achsen 31 und 32 vollständig fertig gestellt. Ebenso waren die GEWI-Pfähle der Achsen 33 Süd I und 33 Nord I vollständig hergestellt. In der Achse 33 Nord II fehlten nur noch 12 GEWI-Pfähle. Mit der Herstellung der GEWI-Pfähle der Achsen 33 Süd II sowie 34 war im Februar 2015 noch nicht begonnen worden.

3.3 GEWI Pfähle, Tragfähigkeit und Herstellung

Geometrie und Tragfähigkeit

Die GEWI-Pfähle der Achse 33 haben Längen zwischen 14 und 16 m (Anlage 3.3). Sie binden ungefähr mit der Hälfte ihrer Länge in die Hydrobienschichten des Tertiärs ein. Im oberen Bereich liegen sie in der Auffüllung und in den quartären Schichten (Kapitel 4, Anlage 4.52). Für ihre Herstellung wurden verrohrte Bohrungen mit einem Durchmesser von 133 mm abgeteuft, in die GEWI-Stahl der Güte B500B mit einem Durchmesser von 40 mm (Achse 33) eingestellt wurde. Anschließend wurden die Bohrungen bei gleichzeitigem Ziehen der Verrohrung mit einer Zementsuspension verfüllt, die nach 28 Tagen etwa 25 MPa Druckfestigkeit aufweist (Anlage 3.6).

Die Tragfähigkeit der Pfähle wurde in Zugversuchen überprüft. Zwei nach dem Auftreten des Lagerschadens durchgeführte Versuche wurden bis zu einer Last von 630 kN belastet. Dabei stellte sich näherungsweise linear-elastisches Verhalten mit einer maximalen Hebung von ca. 20 mm ein [2.13]. Begrenzte bleibende Verschiebungen ergaben sich für

jede Laststufe und bei der Entlastung auf Null. Die bleibende Hebung bzw. Verschiebung ergab sich zu etwa 5 mm.

Verpressmengen

Im Zuge der GEWI-Herstellung wurden die Mengen an Zementsuspension, die in die Bohrungen verfüllt wurden, aufgezeichnet [2.12]. Sie wurden verglichen mit einem Sollwert, der sich aus der Geometrie der Bohrung ergibt, zuzüglich 20 % Toleranz (z. B. zur Berücksichtigung von Überprofilen in der Bohrung). Je nach Länge der GEWI-Pfähle betrug der Sollwert plus 20% zwischen 225 und 262 ltr Mörtel je Bohrung. Tatsächlich wurden in eine Vielzahl von GEWI-Bohrungen deutlich größere Mengen verfüllt. Anlage 3.7 zeigt einen Lageplan mit allen GEWI-Bohrungen. An diese sind die über den Sollwert plus Toleranz hinausgehenden Mehrmengen als Säulen angetragen. Insbesondere im Bereich der Achse 33 wurden danach sehr hohe Mehraufnahmen bis zu 7.961 ltr (~ 8 m³) je Pfahl festgestellt. In den Achsen 32 und 31 wurden dahingegen nur vereinzelt größere Aufnahmen gemessen.

Wie weiter unten gezeigt wird, wurde in den Erkundungsbohrungen nur vereinzelt Zementsuspension angetroffen. Um das zu erklären, wird zunächst angenommen, dass die Mehraufnahmen gleichmäßig über die Höhe der GEWIS verteilt sind. Dann bedeutet beispielsweise eine Mehraufnahme von 6.500 ltr eine Verdreifachung des Durchmessers der GEWI-Bohrung (390 mm statt 133 mm), wohingegen eine Mehraufnahme von 500 ltr lediglich zu einer Vergrößerung des Radius um 2 cm führt (Anlage 3.8). Um die überschüssige Suspension mit Erkundungsbohrungen anzutreffen, müsste im unmittelbaren Nahbereich der GEWI-Pfähle gebohrt werden. Die GEWI-Pfähle wurden in einem Raster von 90 cm x 90 cm hergestellt. Aufgrund geometrischer Zwänge sowie um eine Schädigung der GEWI-Pfähle zu vermeiden, mussten die Erkundungsbohrungen in einem gewissen Abstand von den Pfählen abgeteuft werden. Die Skizze auf Anlage 3.9 zeigt, dass es damit unwahrscheinlich war, großflächig Verpressmörtel anzutreffen, wenn man die oben getroffenen Annahmen zugrunde legt.

Anlage 3.10 zeigt die GEWI-Pfähle der Achse 33 in einem Ausschnitt des großen Lageplans, wobei die Mehraufnahmen hier gruppenweise ausgewiesen sind. Hier zeigen sich deutlich die Bereiche mit signifikant höheren Aufnahmen:

- Sehr hohe Aufnahmen sind in der Achse 33 Nord II, insbesondere im westlichen Bereich festgestellt worden (bis zu 39.100 Liter in insgesamt 8 GEWIS im Vergleich zu einem Sollwert von 1.800 - 2.800 ltr).

- Im Bereich des alten Fundaments 33 Ost wurden in allen umgebenden Feldern sehr hohe Aufnahmen dokumentiert. Die beiden Felder im Süden und Südosten zeigen hier mit Abstand die höchsten Aufnahmen (28.500 und 34.800 Liter im Vergleich zu Sollwert von 3.400 ltr, Anlage 3.10).
- Nördlich des alten Fundaments 33 West wurden ebenfalls hohe Aufnahmen festgestellt, südlich dieses Fundaments sind die Werte jedoch deutlich geringer und liegen bereits in der Größenordnung der Sollwerte (vgl. 4.700 - 6.600 ltr mit 3.400 ltr, Anlage 3.10).

Im Kapitel 4.4 werden die bei der Verfüllung der Erkundungsbohrungen BK 1.1 bis BK 3.4 gemessenen Mehraufnahmen von Zementsuspension (über 20 % Toleranz hinausgehend) erläutert. In den Anlagen 3.11 und 3.12 sind zum Vergleich die Mehraufnahmen der Bohrungen und der GEWI-Pfähle in Form von Histogrammen dargestellt. Das Histogramm der Anlage 3.11 zeigt die Mehrmengen aller Bohrungen und GEWIS. Demnach liegen die an den abgeteufte Erkundungskernbohrungen dokumentierten Mehrmengen (türkis) in einer ähnlichen Größenordnung wie die Mehrmengen, die an den GEWIS mit geringen Aufnahmen festgestellt wurden (magenta). Dahingegen weisen die GEWIS mit hohen Aufnahmen deutlich höhere Werte auf (braun und ocker). Anlage 3.12 zeigt das Histogramm für die Bohrungen und die GEWI-Pfähle mit geringen Mehraufnahmen in einem kleineren Maßstab. Demnach weisen die Bohrungen mit < 50 - 450 ltr. etwas geringere Mehraufnahmen auf als die GEWI-Pfähle mit 100 - 600 ltr. und Schwerpunkt bei 250 - 300 ltr. Die Mittelwerte der Mehraufnahmen belaufen sich auf 144 ltr. (Bohrungen, entspricht ~ 21 % des Sollwerts) bzw. 309 ltr. (GEWIS, entspricht ~ 150 % des Sollwerts). Demnach hat die Ausführung der Erkundungsbohrungen als Kernbohrungen zu einer Reduzierung der Mehraufnahmen an Zementsuspension im Vergleich mit den GEWI-Pfählen mit geringeren Aufnahmen geführt. Gewisse Mehrmengen lassen sich aber bei dem hier anstehenden Baugrund offensichtlich kaum vermeiden (s. Bohrungen, Anlage 3.12).

Bohrverfahren

Die Bohrungen für die GEWI-Pfähle wurden mit dem Doppelkopfb Bohrverfahren hergestellt (Anlage 3.13). Der innen geführte Imloch-Hammer und die außen liegende Verrohrung werden von 2 getrennten Antrieben gesteuert und können auch in der Höhe versetzt werden (Hammer / Verrohrung vorseilend).

In der Verfahrensbeschreibung des AN [2.12 h] wird angegeben, dass die Bohrungen unter Wasserauflast hergestellt werden. Abweichend davon wurde nach Aussagen des Bohrmeisters und des Bauleiters [2.12 f] Druckluft als Bohrspülung verwendet. Die Bohrspülung wurde zentrisch über das Bohrgestänge zur Bohrlochsohle geführt und trat dort

über Öffnungen im Imlochhammer aus. Druckluft und Bohrgut wurden über den Ringraum zwischen Imlochhammer und Verrohrung nach oben gefördert und ausgeworfen. Die Druckluft für die Spülung wurde über einen Kompressor mit 24 bar Druck erzeugt. Der Luftdruck wurde unregelmäßig aufgebracht. Die einzige Steuerungsmöglichkeit war an/aus. Der Auswurf erfolgte über ein offenes System. Eine Messung und Dokumentation des Bohrfortschritts und der aufgewendeten Drücke erfolgte nicht [2.12 f].

Im März 2015 wurde eine Probebohrung für einen Mikropfahl mit 300 mm Durchmesser in der Achse 34 mit dem gleichen Gerät, umgerüstet für einen größeren Durchmesser, durchgeführt. Statt der Luftspülung wurde eine Spülung mit Wasser verwendet. Der Wasserdruck wurde auch hier unregelmäßig über den Kompressor (24 bar; an/aus) aufgebracht. Anlage 3.14 zeigt beispielhaft ein Foto, das während des Bohrvorgangs aufgenommen wurde. Der Rücklauf lief, wie im Prinzipbild der Anlage 3.13 gezeigt, oben über den Auswurf und dann im Außenbereich nach unten. An dem Foto ist deutlich erkennbar, dass der Spülungsdruck noch oben am Auswurf - und damit auch innerhalb der Bohrung - äußerst hoch war. Es liegt auch eine Videoaufnahme vor, die dies sehr anschaulich zeigt.

Wenn die Bohrung im Boden abgeteuft wird, muss die Verrohrung gegenüber dem Imlochhammer vorseilen, um Nachbrüche der Bohrlochwandung und Einspülungen zu vermeiden. Hierauf wurde nach Aussage des Bohrmeisters [2.12 f] sehr sorgfältig geachtet. Allerdings eilte der Imlochhammer beim Durchbohren der gesteinsfesten Kalksteinbänke voraus. Dies ist erforderlich, damit die Kalksteine durchbohrt werden können. Wenn die gesteinsfesten Bänke durchbohrt wurden und die Bohrung wieder in den Boden vordringt, muss die Verrohrung schnellstmöglich nachgezogen werden, um Bodenentzug zu vermeiden. Dies wurde nach Aussage des Bohrmeisters [2.12 f] auch versucht. Es kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass es im Übergangsbereich vorübergehend nicht der Fall war. Man erkennt, dass es mit dem gewählten Bohrverfahren schwierig ist, die anstehende, enge Wechsellagerung aus Fels und Boden ohne Bodenaustrag zu durchbohren.

3.4 Schadensfall

Am 10.02.2015 um 22 Uhr kam es zu einem Versagen des Auflagers auf der östlichen Stütze der Achse 33. Dabei senkte sich die Brückenkonstruktion im Bereich des Lagers um ca. 30 cm, und es traten erhebliche Schäden an der Brücke auf ([2.3], [2.4]).

Die Stütze, an der der Schaden aufgetreten ist, ist in den Anlagen 3.15 und 3.16 im Detail dargestellt. Das quadratische Fundament mit den Grundrissabmessungen 6,6 m x 6,6 m und einer Dicke von 1,7 m (1,6 + 0,1 m Sauberkeitsschicht) ist in einer Tiefe von 6,6 m in Höhe ~81 m NN gegründet. Die Gründungstiefe ergibt sich daraus, dass nach dem Bau

der Brücke eine künstliche Auffüllung für einen alten Rheindeich erstellt wurde. Die Stütze hat eine Länge von insgesamt ~ 12 m, wobei die unteren 5 m innerhalb der genannten Auffüllung liegen. Sie hat einen Durchmesser von etwa 1,9 m. Die Brücke ist mit einem etwa 25 - 30 cm hohen Stelzenlager auf der Stütze aufgelagert. Basierend auf den Besprechungsergebnissen [2.8] wird davon ausgegangen, dass planmäßig etwa 14 MN Last aus der Brücke über die Stütze abgetragen werden (Anlage 3.16).

Im Zuge des Schadens ist das Stelzenlager herausgefallen (Anlage 3.17). Darüber hinaus wurden an der Stütze 33 Ost die folgenden Beobachtungen gemacht:

- Der Stützenkopf hat sich um etwa 19 cm nach Süden und um etwa 9 cm nach Osten verschoben (Kippbewegung nach SSO, Anlage 3.18 links).
- An der Nord-Seite war auf Höhe der GOF ein etwa 3 cm dicker Spalt zwischen Stütze und Erdreich zu beobachten (Anlage 3.18 rechts oben).
- An der Nord-Seite waren Biegerisse in der Stütze zu beobachten (Anlage 3.18 rechts unten).

Auf die weiteren, z. T. erheblichen Schäden an Überbau, Fahrbahn sowie Stütze 33 West und Widerlager soll an dieser Stelle nicht näher eingegangen werden.

4. Baugrunduntersuchungen

4.1 Geologische Verhältnisse

Das Bauwerk liegt im Bereich des Mainzer Beckens (Anlage 4.1). Hierbei handelt es sich um ein Senkungsfeld, das im Tertiär im Zuge des Einbruchs des Oberrheingrabens als seitliche Erweiterung entstanden ist. In diesem Becken kam es zu zwei lang andauernden Meeresbildungen (Oligozän- und Miozänmeer), die mit entsprechenden marinen Ablagerungen verbunden waren. Dazwischen sowie anschließend gab es Phasen der Verlandung mit entsprechenden terrestrischen Ablagerungen. (Unterlagen [2.5], [2.6], [2.7]).

In Unterlage [2.2] wird folgender geologischer Überblick gegeben (s. auch Anlage 4.2):

"Nach der geologischen Karte [2.6] (Anlage 4.2) sind im Bereich der Brücke MZ99 zwischen etwa 5 m und 10 m dicke quartäre Deckschichten zu erwarten. Hierbei handelt es sich um bindige Böden wie Löß und Lößlehm, die von Sanden und sandigen Kiesen der Main- und Rheinterrassen unterlagert werden. Im Zuge früherer anthropogener Maßnahmen wurden Teile der quartären Böden abgetragen und durch Auffüllungen ersetzt.

Im Liegenden folgen bis in große Tiefe tertiäre Schichtenfolgen. Im Baufeld wird die oberste Tertiärschicht von den Hydrobien-Schichten des Miozäns gebildet. Diese setzen sich überwiegend aus Tonen und Schluffen und untergeordnet aus Kalksteinbänken, Algen- bzw. Riffkalken und Sanden zusammen.

Darunter folgen erfahrungsgemäß ab etwa 40 – 50 m Tiefe unter Gelände die Corbicula-Schichten aus Tonen und Schluffen und bankigen Kalksteinen, die ebenfalls dem Miozän zuzuordnen sind."

Die Anlagen 4.3 bis 4.7 zeigen Photographien aus Steinbrüchen in der Umgebung von Mainz, die einen Eindruck vermitteln von den eng geschichteten tertiären Wechsellagerungen. Anlage 4.6 zeigt, dass die geschichteten Kalkhorizonte teilweise von Algenkalk-Riffen unterbrochen werden, die kavernöse Strukturen aufweisen. Kavernöse Algenkalkriffe sind auch im Foto der Anlage 4.7 erkennbar.

4.2 Bohrungen, Sondierungen und Laboruntersuchungen

4.2.1 Erkundungsphasen

Die Baugrunderkundungen im Bereich des Herzstücks und der Erweiterung wurden in 4 Phasen ausgeführt. Die Erkundungen in den Jahren 1959, 2010 und 2012 wurden vor dem Bau des Herzstücks bzw. der Erweiterung durchgeführt (Phasen I und II). Die Bohr-ansatzpunkte dieser Phasen sind in Anlage 4.8 in grüner Farbe gekennzeichnet.

Die Bohrungen und Sondierungen der 3. Phase wurden im März 2015, kurz nachdem der Lagerschaden eingetreten war, ausgeführt. Die Ansatzpunkte dieser Erkundungen sind in Anlage 4.8 in lila/rosa gekennzeichnet.

Als Grundlage für das vorliegende Schadensgutachten wurden an insgesamt 12 Erkundungspunkten ergänzende Untersuchungen durchgeführt (Erkundungsphase 4):

- Die Erkundungspunkte 1.1 bis 1.4 (rote Markierungen in Anlage 4.8) liegen im Bereich des alten Bestandsfundaments Achse 33 Ost, an dem sich der Schaden ereignet hat. An diesen Punkten wurden Kernbohrungen abgeteuft, die folgende Ziele hatten:
 - den Baugrund unterhalb des alten Fundaments zu erkunden,
 - die Ober- und Unterkante des alten Fundaments lagegenau festzustellen,
 - eventuelle Hohllagen unterhalb des alten Fundaments zu erkunden.

Die Bohrungen wurden bis zur Unterkante der in diesem Bereich hergestellten GE-WI-Pfähle abgeteuft.

- Die Erkundungspunkte 2.1 bis 2.4 (magenta Markierungen in Anlage 4.8) liegen in dem Bereich von GEWI-Pfählen, an denen erhöhte Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurden (vgl. Kapitel 3.3). An diesen Punkten wurden jeweils
 - 1 Kernbohrung als Liner-Bohrung zur Erkundung des Baugrunds abgeteuft und
 - 1 Sondierung mit der schweren Rammsonde zur Erkundung der Lagerungsdichten durchgeführt, wobei etwaige Sondierhindernisse (z. B. harte Kalksteinbänke) durchbohrt wurden, um die Sondierungen unterhalb fortsetzen zu können.

Auch diese Kernbohrungen und Sondierungen wurden bis zur Unterkante der in dem jeweiligen Bereich hergestellten GEWI-Pfähle abgeteuft.

- Die Erkundungspunkte 3.1 bis 3.4 (türkis-blaue Markierungen in Anlage 4.8) liegen in dem Bereich von GEWI-Pfählen, an denen keine nennenswert erhöhten Mörtelaufnahmen festgestellt wurden (vgl. Kapitel 3.3). Die Erkundungen an diesen Punkten wurden in gleicher Weise durchgeführt wie an den Punkten 2.1 bis 2.4.

Damit liegt ein vergleichsweise dichtes Netz von Erkundungen im Bereich des Herzstücks vor.

Als Grundlage für die Analyse der Schadensursache war es auch notwendig, eine möglichst vollständige Erkundung des Baugrunds vorzunehmen. Aus den Baugrunderkundungen der Vergangenheit war bekannt, dass auch bei vorsichtigem Bohrvorgang das Risiko eines Ausspülens der anstehenden Böden besteht. Dies gilt insbesondere dann, wenn ein Wechsel von einer gesteinsharten Kalksteinbank (oder einem Betonfundament) zu einem Boden vorliegt. Entsprechend wurde bei den ergänzenden Erkundungen für das Schadensgutachten mit äußerster Sorgfalt gearbeitet, um durch den Bohrvorgang bedingte Kernverluste zu vermeiden. Es wurden u. a. die folgenden Maßnahmen getroffen:

- Die Kerne wurden mit Liner gezogen, um sie möglichst ungestört gewinnen zu können.
- In den Boden-Schichten wurde gerammt. Die nicht rambaren Kalksteinlagen wurden mit Seilkern erbohrt. Dabei wurde sehr vorsichtig vorgegangen, um rechtzeitig bei Erreichen der nächsten Bodenschicht auf rammendes Verfahren umzustellen und dadurch ein Ausspülen des Bodens zu vermeiden.
- Ebenso vorsichtig wurde beim Durchbohren der Sondierhindernisse der DPHs vorgegangen, um die anschließenden Bodenschichten möglichst vollständig sondieren zu können.

- Es wurde unter Wasserauflast gebohrt. In den Bohrungen BK 1.1, 1.2 und 1.4 wurde eine Bentonit-Spülung verwendet, um beim Durchbohren des alten Fundaments eine größere Auflast gegen das Grundwasser und Bodeneintrieb zu erzeugen.
- In den Bohrungen BK 1.1 bis 1.4 wurde der unterste Teufenbereich des alten Fundaments ohne Andruck schneidend erbohrt, um den Bereich unterhalb des Fundaments möglichst ungestört erkunden zu können.
- Die Oberkante und Unterkante des alten Fundaments in den Bohrungen BK 1.1 bis 1.4 wurde mittels Lotung und mit Hilfe der verfügbaren Daten des Bohrandruck-schreibers bestimmt. Hohlräume unterhalb des alten Fundaments wurden ebenfalls durch Lotung bestimmt.

4.2.2 Bohrprofile und Sondierergebnisse

Die Schichten im Einzelnen

Zum besseren Verständnis der Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen werden zunächst in kurzer Form die unterschiedlichen Schichten beschrieben, die im Zuge der Erkundungen angetroffen wurden. Darüber hinaus wird erläutert, wie diese in den Bohrprofilen dargestellt wurden, um das Studium der Profile zu erleichtern.

Oberflächennah wurden in den Bohrungen anthropogene Auffüllungen unterschiedlicher Dicke angetroffen, die im Zuge des Baus der Brücke bzw. des in Achse 33 liegenden, alten Rheindeichs entstanden sind. Sie sind in den weiter unten erläuterten Bohrprofilen entsprechend als "A" gekennzeichnet.

Unterhalb der Auffüllungen wurden die quartären Schichten, i.w. Sande und Kiese, untergeordnet auch Lehme, erbohrt (vgl. Anlage 4.9 sowie Körnungslinien in Anlage 4.42). Sie werden in den Bohrprofilen mit Farben und Signaturen gemäß Norm dargestellt.

Unterhalb der quartären Schichten wurden erwartungsgemäß die tertiären Hydrobienschichten erbohrt. Diese setzen sich aus sehr unterschiedlichen Schichtgliedern zusammen. Wie aus nachstehender Beschreibung abgelesen werden kann, ist beispielsweise das Risiko eines Bodenaustrags beim Abteufen einer Bohrung für die einzelnen Schichtglieder sehr verschieden. Deshalb ist es im Hinblick auf die Beurteilung des Schadens notwendig, eine differenzierte Kartierung der Bohrkerne durchzuführen. Für die Bohrprofile, die für das vorliegende Gutachten erstellt wurden, wurde eine nach folgenden, typischen Ausprägungen differenzierte Darstellung gewählt:

- Kalkstein mit verschiedenen Verwitterungsgraden (s. z. B. Anlagen 4.10, 4.11) wird in den Bohrprofilen normgemäß mit blauer Farbe und Felssignatur dargestellt. Der Verwitterungsgrad wird mit entsprechenden Symbolen gekennzeichnet (s. z. B. Anlage 4.18).
- Von den massiven, gesteinharten Kalksteinbänken zu unterscheiden sind die Riffkalke, die ebenfalls häufig erbohrt wurden (siehe z. B. Anlage 4.11, unten rechts). Hierbei handelt es sich um Riffkalkbruchstücke unterschiedlicher Größe (siehe Detailfotos in Anlage 4.12), die in eine Matrix aus Lockergestein eingebettet sind. Die Bruchstücke weisen z. T. poröse, kavernöse Strukturen auf, die häufig mit Lockergestein gefüllt sind. Dieses kann sandig-schluffig sein, wobei der Anteil an Sand und/oder Schluff variiert (siehe auch Körnungslinien in Anlage 4.43). Es gibt auch Bereiche, in denen zusätzlich hohe Anteile von Schnecken (Hydrobien) beobachtet werden (siehe z. B. Anlage 4.12 oben rechts).
In den Bohrprofilen werden diese Zonen in türkiser Farbe gekennzeichnet. Die Signaturen werden entsprechend der jeweils angetroffenen Körnung gewählt (s. z. B. Anlage 4.18).
- Schnecken (Hydrobien) in sandig-schluffiger Matrix sind beispielhaft in Anlage 4.13 dargestellt. Der Anteil der Schnecken, Sande, Schluffe und teilweise Tone an der Gesamtprobe schwankt (vgl. auch Körnungslinien in Anlage 4.45). In der Regel sind die Schnecken dominant.
In den Bohrprofilen werden diese Bereiche mit diagonalen Streifen ("Zebra") dargestellt, wobei die Farbe der Streifen den angetroffenen Bodenarten entspricht (z. B. Sande = orange, Schluffe = grün, Schnecken = türkis). Die Signaturen werden entsprechend der angetroffenen Körnung gewählt. (s. z. B. Anlage 4.18)
- Sehr eng geschichtete Wechsellagerung von Ton-, Schluff- und Sand-Lagen mit unterschiedlichen Anteilen von Schnecken sowie reine Schneckenlagen (siehe Anlagen 4.14, 4.15 sowie Körnungslinien in Anlage 4.44). Vereinzelt sind auch dünne Mergel-Lagen sowie Braunkohlelagen anzutreffen.
In den Bohrprofilen werden diese Bereiche mit horizontalen Streifen dargestellt, wobei die Farbe der Streifen den angetroffenen Bodenarten entspricht (s.o.). Die Signaturen werden entsprechend der angetroffenen Körnung gewählt (s. z. B. Anlage 4.18).
- Schluffe und Tone mit breiiger bis fester Konsistenz und teilweise Schnecken (Hydrobien) (Anlagen 4.16, 4.17 und Körnungslinien in Anlage 4.46 sowie Plastizitätsgrenzen in Anlage 4.47).

Sie werden in den Bohrprofilen mit Farben und Signaturen gemäß Norm dargestellt (vgl. Anlage 4.18).

Bohrprofile

Die Erkundungsergebnisse sind in Form von Bohrprofilen und Rammdiagrammen (Anlagen 4.18 bis 4.29) sowie Bohrkernfotos (Anlagen 4.30 bis 4.41) dargestellt.

BK 1.1 bis BK 1.4

Im Bereich des Bestandsfundaments Achse 33 Ost wurden die 4 Kernbohrungen BK 1.1 bis 1.4 abgeteuft. Sie liegen im Bereich von GEWI-Pfählen, an denen sehr hohe Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurden (vgl. Kapitel 3.3 und Anlage 3.7). In allen vier Bohrungen wurden zunächst das neue Fundament, anschließend die Auffüllungen des alten Rheindeichs und dann das alte Fundament erbohrt (Anlagen 4.18 bis 4.21 und 4.30 bis 4.33).

Unterhalb des alten Fundaments wurden in allen vier Bohrungen etwa 4 m quartäre Sande und Kiese erbohrt. Die Oberkante des Tertiärs wurde etwa bei 76,8 bis 77 m NN erbohrt. Im Tertiär wurden in allen vier Bohrungen 4 massive, gesteinharte Kalksteinbänke erbohrt, unter und zwischen denen Böden gemäß der vorstehenden Beschreibung und den Bohrprofilen der Anlagen 4.18 bis 4.21 angetroffen wurden. Alle vier Kalksteinbänke liegen innerhalb des Teufenbereichs, in dem die GEWI-Pfähle der Achse 33 hergestellt wurden (vgl. grüne Linie in Anlagen 4.18 ff., die den Teufenbereich der GEWI-Pfähle neben den Bohrprofilen kennzeichnen).

In allen vier Bohrungen wurden stellenweise Kernverluste festgestellt (siehe rote Kennzeichnung neben den Bohrprofilen). Die Klüfte der massiven Kalksteinlagen waren z. T. mit Verpressungsresten gefüllt (Siehe grüne Kennzeichnung neben den Bohrprofilen und Bohrkernfotos, z. B. Anlage 4.31, S. 2, oben rechts).

BK 2.1 bis BK 2.4 und DPH 2.1 bis DPH 2.4

Die Erkundungsbohrungen BK 2.1 bis 2.4 wurden ebenfalls im Bereich von GEWI-Pfählen abgeteuft, an denen sehr hohe Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurden (Anlage 3.7, Kapitel 3.3). In diesen Bohrungen wurden in einer Dicke von etwa 3,5 bis 4,4 m Auffüllungen sowie teilweise die Streifenfundamente der Notunterstützung erbohrt (Anlagen 4.22 bis 4.25 und 4.34 bis 4.37). Die Auffüllungen reichen in den Bohrungen BK 2.1 und 2.2 bis etwa 83 m NN. In den Bohrungen BK 2.3 und 2.4 reichen sie etwas tiefer bis ~ 80 m NN. Unterhalb stehen die quartären Sande und Kiese in Mächtigkeiten von 2,6 bis 6 m an. Die Unterkante des Quartärs bzw. Oberkante der tertiären Hydrobien-

schichten wurden in den 4 Bohrungen etwa bei 76,9 bis 77,6 m NN erbohrt und damit in ähnlicher Höhenlage wie in den Bohrungen BK 1.1 bis 1.4.

Im Tertiär wurden im Teufenbereich der GEWI-Pfahl-Herstellung in allen vier Bohrungen 3 bzw. 4 massive, gesteinharte Kalksteinbänke erbohrt, unter und zwischen denen Böden gemäß der vorstehenden Beschreibung und den Bohrprofilen der Anlagen 4.22 bis 4.25 angetroffen wurden.

Bei den Rammsondierungen wurden relativ hohe Schlagzahlen in den quartären Kiesen festgestellt und erwartungsgemäß Sondierhindernisse im Bereich der harten Kalksteinlagen. In den tertiären Böden wurden mit einzelnen Ausnahmen in den Riffkalcken überwiegend Schlagzahlen $< \sim 10$ gemessen.

Der Grundwasserspiegel wurde in allen 4 Bohrungen etwa bei 81,5 m NN angetroffen.

Kernverluste wurden in den Bohrungen nur vereinzelt beobachtet. In den Klüften der massiven Kalksteinlagen und stellenweise in den Riffkalcken wurde Zement aus der Verfüllung der GEWI-Pfähle gefunden.

BK 3.1 bis BK 3.4 und DPH 3.1 bis DPH 3.4

Die Erkundungsbohrungen BK 3.1 bis 3.4 wurden im Bereich von GEWI-Pfählen abgeteuft, an denen nur vergleichsweise geringe Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurden (Anlage 3.7, Kapitel 3.3). In diesen Bohrungen wurden die Streifenfundamente der Notunterstützung und anschließend etwa 1 bis 2,5 m mächtige Auffüllungen erbohrt (Anlagen 4.26 bis 4.29 und 4.38 bis 4.41). Die Auffüllungen reichen bis 79,4 m NN (BK 3.2, BK 3.3) bzw. ~ 81 m NN (BK 3.1, BK 3.4). Unterhalb stehen die quartären Sande und Kiese in Mächtigkeiten von $\sim 2,5 - 4,5$ m an. Die Unterkante des Quartärs bzw. Oberkante der tertiären Hydrobienschichten wurden in den 4 Bohrungen etwa bei 76,7 bis 76,9 m NN erbohrt und damit in ähnlicher Höhenlage wie in den Bohrungen BK 1.1 bis BK 2.4.

Im Tertiär wurden im Teufenbereich der GEWI-Pfahl-Herstellung nur in der Bohrung BK 3.1 vier massive, gesteinharte Kalksteinbänke erbohrt, unter und zwischen denen Böden gemäß der vorstehenden Beschreibung und dem Bohrprofil der Anlage 4.26 angetroffen wurden. In den Bohrungen BK 3.2, 3.3 und 3.4 wurde keine gesteinsfeste Kalksteinbank erbohrt. Es wurden in diesen Bohrungen überwiegend Riffkalke angetroffen (Anlagen 4.27 bis 4.29).

Die Ergebnisse der Rammsondierungen sind vergleichbar mit denen der Bohrungen DPH 2.1 bis 2.4 (vgl. Anlagen 4.26 - 4.29 mit 4.22 - 4.25).

Der Grundwasserspiegel wurde in allen 4 Bohrungen etwa bei 81,6 – 81,8 m NN angetroffen.

Kernverluste traten in den Bohrungen nur sehr vereinzelt auf. Zement wurde in diesen Bohrungen nicht gefunden.

4.2.3 Laborversuche

An Proben aus den Bohrkernen der Erkundungsbohrungen wurden systematisch die Wassergehalte bestimmt. Darüber hinaus wurden die Lagerungsdichten bestimmt, Körnungslinien ermittelt und die Plastizitätsgrenzen bestimmt. Aus Gründen der Übersichtlichkeit werden in dem vorliegenden Bericht nicht alle Versuchsergebnisse dargestellt.

Die Anlagen 4.42 bis 4.46 zeigen die Körnungsbänder der bereits in Kapitel 4.2.2 beschriebenen Schichtglieder. Die unterschiedlichen Ausprägungen (z. B. Matrix schluffiger oder sandiger) sind durch unterschiedliche Farben gekennzeichnet. Auf eine weitere Erläuterung wird an dieser Stelle verzichtet.

Die an den bindigen Böden bestimmten Plastizitätsgrenzen sind in Anlage 4.47 dargestellt (vgl. auch Anlagen 4.48 und 4.49). Es fällt auf, dass eine große Anzahl der Proben gemäß Casagrande-Diagramm als organisch einzustufen ist. Die betreffenden Proben beinhalten alle Hydrobien-Schnecken oder Riffkalke, so dass eine rein bodenmechanische Klassifizierung nach Casagrande nicht zielführend ist. Die vier Proben ohne Schnecken oder Riffkalke sind alle als ausgeprägt plastische Tone einzustufen.

4.3 Vergleich mit früheren Untersuchungen **(Lage gesteinsfester Kalksteinbänke, Kernverluste, Lagerungsdichte)**

Nachstehend werden die Ergebnisse der im Abschnitt 4.2.1 erläuterten Erkundungsphasen 1 - 3 mit den Ergebnissen der Erkundungen zur Schadensanalyse (Erkundungsphase 4) verglichen. Dabei ist zu beachten, dass aufgrund der Zielrichtung der 4. Erkundungsphase eine wesentlich detailliertere Kartierung der Kerne erfolgte als in den vorangegangenen Erkundungsphasen. Ein direkter Vergleich der Profile ist deshalb nicht möglich.

Lage massiver, gesteinsfester Kalksteinbänke

In Kapitel 4.2.2 wurde bereits darauf hingewiesen, dass in den Bohrungen 3.2 bis 3.4, die neben GEWIS mit geringen Zementaufnahmen abgeteuft wurden, keine massiven, gesteinsfesten Kalksteinbänke erbohrt wurden. Dahingegen wurden in den Bohrungen 1.1 bis 1.4 und 2.1 bis 2.4, die neben GEWIS mit hohen Zementaufnahmen abgeteuft wurden, mehrere massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt.

Zum Vergleich mit den Bohrungen aus den früheren Erkundungsphasen wurden die geotechnischen Schnitte aus dem Baugrundgutachten von CDM [2.2] für die Achsen 31 bis 34 herangezogen (Anlagen 4.50 bis 4.53). In diese wurden zusätzlich die Bohrprofile der aktuellen Erkundungen hineinprojiziert. Soweit Fotografien verfügbar waren, wurden die Kerne der alten Bohrungen dahingehend überprüft, ob in den entsprechend angesprochenen Zonen tatsächlich massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke erbohrt wurden oder ob es sich eher um Riffkalke handelt. Im Falle von Abweichungen wurden diese entsprechend in den Anlagen vermerkt. Es ergibt sich folgendes Bild:

- Achse 31 (Anlage 4.50):
Im westlichen Bereich wurden in dem Teufenbereich, in dem die GEWI-Pfähle hergestellt wurden, in den Bohrungen BK 31.1 und BK 2.4 mehrere massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt. In allen weiter östlich liegenden Bohrungen (BK 31.2, BK 3.3 und BK 3.4) wurden keine massiven, gesteinsfesten Kalksteinbänke im Bereich der GEWI-Pfähle erbohrt.
- Achse 32 (Anlage 4.51):
In den im östlichen Bereich liegenden Bohrungen BK 32.1 und BK 3.2 wurden keine massiven, gesteinsfesten Kalksteinbänke im Teufenbereich der GEWI-Pfähle erbohrt. Dahingegen wurden in den weiter westlich liegenden Bohrungen BK 2.3, BK 3.1 und BK V1 mehrere massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt.
- Achse 33 (Anlage 4.52):
Es wurden in allen Bohrungen im Teufenbereich der GEWI-Pfähle massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt. Der Ordnung halber sei darauf hingewiesen, dass von 2 älteren Bohrungen aus dem Jahr 1959 keine Fotos mehr vorliegen, so dass die oben erwähnte Überprüfung der Kartierung hinsichtlich der Differenzierung zwischen Kalksteinbänken und Riffkalcken nicht möglich war.
- Achse 34 (Anlage 4.53):
In der westlich liegenden Bohrung BK A4 wurden ebenfalls bereits in höheren Lagen Kalksteinbänke im Wechsel mit Boden erbohrt. In den weiteren Bohrungen dieser Achse (BK A3, BK A2, BK A1) wurden massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke erst in größeren Tiefen unterhalb des geplanten Niveaus der GEWI-Pfähle erbohrt.

Auf der Basis dieser Auswertung wurde im Lageplan der Anlage 4.54 an allen Bohrpunkten - soweit bekannt - die Lage der Oberkante der obersten, massiven Kalksteinbank angetragen. Bereiche, in denen diese hoch (im Bereich der GEWIs) liegt, wurden mit blauer Farbe umrahmt. Bereiche, in denen diese tief (unterhalb der GEWIs) liegt, wurden magen-

ta markiert. Über die außerhalb der Markierungen liegenden Bereiche liegen keine Informationen vor, so dass keine gesicherte Aussage möglich ist. Es ergibt sich Folgendes:

- In allen Erkundungsbohrungen, die im Bereich von GEWI-Pfählen mit hohen Zementaufnahmen abgeteuft wurden, wurden im Teufenbereich der GEWIS mehrere massive, gesteinsfeste Kalksteinbänke im Wechsel mit Bodenschichten erbohrt.
- Im Bereich der Erkundungsbohrungen, die bei GEWI-Pfählen mit geringen Zementaufnahmen abgeteuft wurden, wurden im Teufenbereich der GEWI-Pfähle keine massiven, gesteinsfesten Kalksteinbänke erbohrt. Die einzige Ausnahme hiervon bildet die Bohrung BK 3.1.

Kernverluste

Unmittelbar nach Eintritt des Schadens wurden im März 2015 erste Erkundungen (Kernbohrungen und Rammsondierungen) durchgeführt (vgl. Anlage 4.8). Die Kernbohrungen wurden als Liner-Bohrungen - mit Umstellung des Bohrverfahrens (rammend/rotierend) nach Erfordernis – sorgfältig ausgeführt, um einen möglichst vollständigen Kerngewinn zu ermöglichen. Dennoch ist eine große Zahl von Kernverlusten festgestellt worden; dies insbesondere in den Bereichen unterhalb massiver Kalksteinbänke (Anlage 4.55). Dies kann einerseits dadurch bedingt sein, dass im betreffenden Bereich starke Auflockerungen vorliegen, die einen Kerngewinn stark erschweren. Andererseits hatten Bohrmeister und Bauüberwachung darauf hingewiesen, dass viele der Kernverluste bohrtechnisch bedingt waren – obwohl sehr vorsichtig gebohrt wurde. Wenn Letzteres zutrifft, dann zeigt es, dass es schwierig ist, bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen ohne Auswaschen von Boden zu bohren, auch wenn Kernbohrungen ausgeführt werden.

Lagerungsdichten

Wie bereits erwähnt, wurden im März 2015 auch eine Vielzahl von Rammsondierungen durchgeführt. Dabei zeigte die Rammsondierung DPH2 auffällig niedrige Schlagzahlen sowohl im Quartär als auch im Tertiär unterhalb der obersten Kalksteinlage (vgl. Anlage 4.56 links). Diese Rammsondierung liegt nord-westlich des und unmittelbar neben dem Bestands-Fundament. Hier wurde, wie weiter unten erläutert wird, auch in der BK 1.2 ein 11 cm hoher Hohlraum erkundet. Allerdings darf nicht unerwähnt bleiben, dass die unmittelbar neben der DPH2 ausgeführte Kontroll-Sondierung DPH 2.1 deutlich höhere Schlagzahlen auswies (Anlage 4.56, rechts).

4.4 Verfüllen der Bohrungen

Bei der Herstellung der GEWI-Pfähle wurden die Bohrungen nach Einstellen des GEWI-Stahls wie erwähnt mit Zementsuspension verfüllt. Die Verfüllmengen wurden aufgezeichnet, wobei eine Toleranz von 20 % (Mehrverfüllung infolge eventueller Überprofile) berücksichtigt wurde (vgl. Kapitel 3.3).

Zum Vergleich und als Grundlage für die Analyse der Schadensursachen wurden die abgeteufften Erkundungsbohrungen nach Abschluss der Erkundung ebenfalls mit Zementsuspension verfüllt und die Verfüllmengen aufgezeichnet. Bei der Auswertung wurde in gleicher Weise wie bei den GEWI-Pfählen eine Toleranz von 20 % berücksichtigt: es wurde das theoretische Verfüllvolumen aus Bohrdurchmesser und -tiefe ermittelt und um 20 % erhöht. Der Mehrverbrauch an Suspension ergab sich aus der Gegenüberstellung mit dem tatsächlichen Verfüllvolumen:

$$\Delta V = V_{\text{real}} - V_{\text{teor}} * 1,2 \text{ (s. Anlage 4.57).}$$

Der Mehrverbrauch gegenüber der um 20 % erhöhten Sollmenge betrug zwischen < 0 und ~ 405 Liter je Bohrung (Anlage 4.57). Unter der vereinfachenden Annahme, dass sich der Mehrverbrauch gleichmäßig über die Höhe der Bohrung verteilt, ergibt sich hieraus eine Vergrößerung des Radius der Bohrungen um $\Delta r \sim 0$ bis ~ 4 cm (Anlage 4.57, rechte Spalte der Tabelle).

4.5 Lage des Fundaments Achse 33 Ost nach dem Schaden

Wie bereits erwähnt wurden mit den Bohrungen BK 1.1 bis BK 1.4 auch die Höhenlagen der Ober- und Unterkante des alten Fundaments 33 Ost sowie eventuelle Hohlräume unterhalb dieses Fundaments erkundet. Anlage 4.58 zeigt das Fundament und die vier Bohrungen im Lageplan.

In den beiden Erkundungspunkten BK 1.3 und BK 1.4, die auf der Südseite liegen, wurde als die Unterkante des alten Fundaments erreicht wurde, ein starker Bodeneintrieb beobachtet. Der Grundwasserspiegel stand zum Zeitpunkt des Abteufens der Bohrungen etwa in Höhe der Unterkante des Fundaments, ggf. auch etwas höher, an. Beim Abteufen der Bohrung BK 1.3 wurde mit Wasserauflast gebohrt. Bei der Bohrung BK 1.4 wurde daraufhin mit einer Auflast aus einer schwereren Bentonitpflügel gebohrt. Auch damit konnte aber der Bodeneintrieb nicht verhindert werden. Der Boden steht in diesem Bereich vermutlich unter Spannung aus dem Fundament.

In den beiden Bohrungen an der Nordseite des Fundaments, BK 1.2 und BK 1.1, wurde dagegen unter der Unterkante des Fundaments ein Hohlraum von 11 bzw. 8 cm Dicke

erkundet (Anlage 4.58). Der etwas größere Hohlraum liegt dabei an der Nord-West-Seite (BK 1.2).

Diese Beobachtungen passen zu den Verschiebungen, die am Stützenkopf festgestellt wurden: die Hauptverschiebung des Stützenkopfes war in Richtung SSO gerichtet (Anlage 4.58). Wenn man davon ausgeht, dass Fundament und Stütze sich zusammen als Starrkörper bewegen, hat sich eine Kippbewegung des Fundaments derart eingestellt, dass sich an der Südseite tendenziell eine Senkung (-> Druck -> Bodeneintrieb) und an der Nordseite tendenziell eine Hebung (-> Hohlraum) ergibt.

Die erkundeten Höhenkoten für das Fundament und die Hohlräume sind darüber hinaus in Schnitten dargestellt worden:

- Anlagen 4.59 und 4.60 zeigen Schnitte, die in West-Ost-Richtung durch die Erkundungsbohrungen an der Süd- bzw. Nordseite geführt wurden.
- Anlagen 4.61 und 4.62 zeigen Schnitte, die in Süd-Nord-Richtung durch die Erkundungsbohrungen an der Ost- bzw. Westseite geführt wurden.

In diesen Anlagen ist in grau-schwarz die Soll-Lage und –Geometrie des Fundaments gemäß Planunterlagen [2.14] dargestellt. In gelber Farbe ist die tatsächlich erkundete Lage des Fundaments dargestellt, in hell-grüner Farbe die Verschiebungen im Vergleich zur Soll-Lage. In blaugrüner bzw. oranger Farbe sind die erkundeten Hohlräume bzw. Bodeneintritte eingetragen.

Die Ergebnisse zeigen, dass das Fundament (inkl. Sauberkeitsschicht) zwischen 1 und 8 cm dicker hergestellt wurde als planmäßig vorgesehen (Anlagen 4.59 bis 4.62). Dies ist wahrscheinlich auf bautechnische Ungenauigkeiten zurückzuführen.

Darüber hinaus liegen die Fundament-Oberkanten zwischen 14 und 19 cm tiefer und die Fundamentunterkanten zwischen 15 und 23 cm tiefer, als planmäßig vorgesehen. Eine überschlägige Setzungsberechnung zeigt, dass aus den Belastungen durch die Auffüllung des alten Rheindeiches Setzungen in der Größenordnung von 3 cm zu erwarten waren. Aus den von den Statikern angegebenen Belastungen aus der Brücke (~ 14 MN, siehe [2.8]) ergeben sich Setzungen in der Größenordnung von etwa 7 cm. Vor diesem Hintergrund ist davon auszugehen, dass große Teile der Abweichungen von der planmäßigen Lage (Höhenlagen) und Geometrie (Dicken) auf Ungenauigkeiten in der Bauausführung und auf Setzungen infolge Belastung zurückzuführen sind.

In West-Ost-Richtung ist das Fundament annähernd horizontal (Anlagen 4.59, 4.60).

Wie bereits erläutert, wurden an der Südseite unkontrollierbarer Bodeneintrieb und an der Nordseite Hohlräume beobachtet. In der Süd-Nord-Richtung ist dementsprechend eine Verkippung des Fundaments nach Süden zu erkennen (Anlagen 4.61, 4.62):

- Die östliche Fundament-Oberkante liegt bei Bohrung BK 1.4 (Süd) etwa 4 cm tiefer als bei Bohrung BK 1.1 (Nord, Anlage 4.61). An der Unterkante beträgt der Lage-Unterschied $7\text{ cm} = 4\text{ cm (Verkippung OK)} + 3\text{ cm (Dicken-Unterschied)}$. Damit kann man davon ausgehen, dass das Fundament zwischen BK 1.1 und 1.4 um 4 cm nach Süden gekippt ist.
- An der West-Seite ist ebenfalls eine Verkippung nach Süd zu beobachten. Der Höhenunterschied beträgt hier aber nur 1 cm (vgl. Anlage 4.62).

Diese Bewegung (Richtung S-SO) stimmt, wie bereits erwähnt, mit den beobachteten Bewegungen des Stützenkopfs überein.

5. Hypothese für die Ursache des Schadens

Wie in den vorstehenden Kapiteln erläutert, wurden die folgenden Beobachtungen gemacht:

- Sehr hohe Mehrmenge an Zementsuspension bei einer Vielzahl von GEWI-Pfählen.
- Die hohen Mehraufnahmen gehen einher mit dem Antreffen einer Wechselfolge aus massiven Kalksteinbänken und Boden. Erkundete Bereiche, in denen keine Wechsellagerung angetroffen wurde, zeigen keine hohen Mehraufnahmen an Zementmörtel.
- Das Fundament und die Stütze der Achse 33 Ost haben sich im Zuge des Schadensfalls schief gestellt. Die beobachteten Bewegungen von Fundament und Stütze weisen auf eine Starrkörperbewehrung (Kippen) hin. Das Kippen erfolgte in Richtung der Bereiche neben dem Fundament, in denen die höchsten Aufnahmen von Zementsuspension festgestellt wurde (S-SO).

Aus diesen Beobachtungen ist zu schließen, dass im Baugrund im Bereich der zu verfüllenden GEWI-Bohrungen und unterhalb des alten Fundaments Sackungen aufgetreten sind, in deren Folge der Schaden entstanden ist.

Wie bereits erläutert, wurde die Druckluftspülung unregelmäßig und mit sehr hohem Druck (24 bar) ausgeführt (vgl. Anlagen 3.13 und 3.14, Kapitel 3.3). Der sehr hohe Spüldruck kann, insbesondere in dafür anfälligen Bodenschichten, zu einem unkontrollierten Ausspü-

len von Boden führen (Anlage 5.1). Das dabei entstehende Überprofil bzw. die Größe der aufgelockerten Zonen hängt sowohl von der Bodenart als auch vom Spüldruck ab.

Darüber hinaus ist davon auszugehen, dass beim Durchbohren der harten Kalksteinbänke der Imlochhammer der Vorrohrung vorausgeeilt ist. Bei Erreichen von Bodenschichten, die unterhalb der Kalksteinlagen anstehen, wurde vermutlich nicht immer sofort die Verrohrung nachgezogen. Dies gilt insbesondere für Bereiche, in denen häufige Wechsel zwischen massiven Kalksteinbänken und Bodenschichten vorliegen, wie sie z. B. im Bereich der Erkundungsbohrungen BK 2.1 bis 2.4 und BK 1.1 bis 1.4 angetroffen wurden. In diesen Fällen kommt es - zusätzlich zu dem destabilisierenden Effekt des hohen Spülungsdrucks - zu einem Verlust der Standsicherheit des Bohrlochs infolge fehlender Verrohrung im Boden unterhalb des Grundwasser. In der Kombination dieser beiden Effekte kann es zu einem deutlichen Bodeneintrieb kommen (Anlage 5.2). Das Risiko des Bodeneintriebs besteht insbesondere bei lockeren rolligen Böden (z. B. Sanden), bei weichen bindigen Böden und bei Wechsellagerungen. Diese Verhältnisse liegen hier vor. Auf Grundlage der Erkundungen ist anzunehmen, dass insbesondere die sandig-schluffigen Partien, die Lockergesteins-Matrix der Riffkalke sowie die Hydrobien-Schnecken (sehr geringes spezifisches Gewicht) leicht ausgespült werden.

Auf diese Weise wird Bodenentzug in der Umgebung der GEWI-Pfähle entstanden sein. Es ist davon auszugehen, dass dies vorzugsweise unterhalb harter Kalksteinlagen stattgefunden hat. Vergleichbare Verhältnisse liegen allerdings auch unterhalb der Bestandsfundamente vor (Wechsel Beton – Boden).

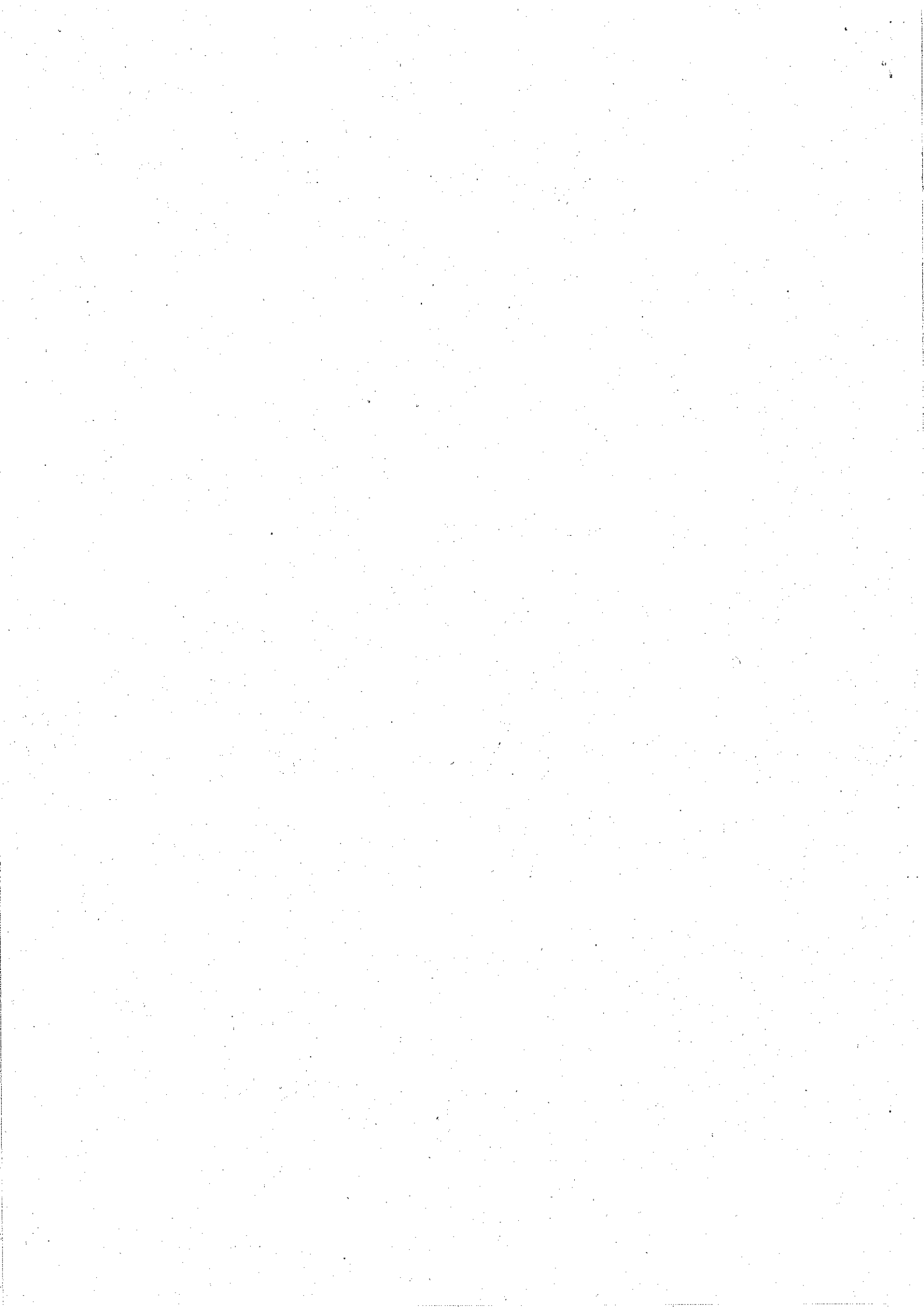
Da durch Bodenentzug bedingte Hohlräume bei den vorliegenden Baugrundverhältnissen unterhalb des Grundwasserspiegels nicht standsicher sind, fallen sie zusammen, und es kommt zu Sackungen - beispielsweise unterhalb eines der bestehenden Fundamente. Es wird aber auch Boden aus der Umgebung in diese Hohlräume eindringen, was zu Auflockerungszonen in der weiteren Umgebung der Bohrlöcher führt (Anlage 5.3 links).

In Bohrlochnähe werden die Hohlräume durch die unmittelbar nach der Herstellung der Bohrungen folgende Verfüllung mit Zementsuspension wieder verfüllt. Zum Teil kommt es auch zu einer Komprimierung des aufgelockerten Bodens infolge der Verfüllung mit Zementsuspension. Dadurch verringert sich die Ausdehnung der aufgelockerten Zonen (Anlage 5.3 mitte). Eine vollständige Verdichtung des Bodens kann auf diesem Wege allerdings nicht erfolgen, so dass außerhalb des mit Zement verfüllten Bereiches aufgelockerte Zonen verbleiben. Auch diese erfahren infolge äußerer Einflüsse, wie Erschütterungen, Kornumlagerungen durch Sickerströmung, etc., eine Verdichtung, die dann weitere Sackungen an der Geländeoberfläche oder unterhalb der oberhalb liegenden Fundamente zur Folge hat (Anlage 5.3 rechts).

Die Bestandsfundamente der Brücke sind flach gegründet und tragen die Lasten über die Gründungssohle in die quartären Sande und Kiese ab. Wenn man annimmt, dass durch die vorstehend beschriebenen Vorgänge räumlich begrenzte Hohlräume an der Unterkante eines Fundaments entstanden sind, so ist die Bodenpressung in diesen Bereichen nicht mehr wirksam (Anlage 5.4). Auf der Süd- und Nordseite sind jeweils 5 bzw. 4 GEWI-Pfähle durch das Bestandsfundament hindurch gebohrt und mit diesem kraftschlüssig verbunden worden. Bei teilweisem Ausfall der Bodenpressung infolge von Hohllagen werden Teile der Brückenlast zunächst über die GEWI-Pfähle abgetragen. Das geht bis zu einem Grenzzustand, bei dem die Summe aus der verbleibenden Bodenpressung und der Gesamttragfähigkeit der betreffenden GEWI-Pfähle ausreicht, um die Brückenlast abzutragen (Anlage 5.4).

Da zwischen dem Zeitpunkt der Fertigstellung der GEWI-Pfähle in Achse 33 Ost (August 2014) und dem Eintreten des Schadens (Februar 2015) etwa ein halbes Jahr liegt, ist davon auszugehen, dass ein solcher Grenzzustand der Tragfähigkeit eine gewisse Zeit lang vorgelegen hat.

Als auslösendes Moment für die Schiefstellung kommt der schwankende Rheinwasserspiegel in Betracht. Der Grundwasserspiegel im Bereich der Brückengründung korrespondiert mit dem Rheinwasserspiegel. Bei Mittelwasserstand liegt der Grundwasserspiegel in etwa in Höhe der Gründungssohle der Brückenpfeiler. Der Rhein hat im Januar 2015 einen Hochwasserstand gehabt, der Ende Januar wieder abgefallen ist (Anlage 5.5). Am Tag der Schiefstellung war der Rheinwasserspiegel nach dem Hochwasser auf die Höhe ~ 81,1 m NN und damit auf die Fundamentsohle zurückgegangen. Dieser Vorgang ist mit einer Sickerströmung von der Gründung in Richtung Rhein verbunden und hat vermutlich zu Bodenumlagerungen geführt. Infolgedessen kann eine Senkungsmulde entstanden sein bzw. eine bestehende Senkungsmulde vergrößert worden sein (Anlage 5.6). Hierdurch wird die Fläche, über die die Fundamentlast in der Gründungssohle in den Baugrund abgetragen werden kann, weiter reduziert und die Last der GEWI-Pfähle auf der Seite der Senkungsmulde vergrößert (Anlage 5.7). Die GEWI-Pfähle haben mit je ~ 600 kN jedoch nur eine begrenzte Tragfähigkeit und können die Brückenlast nicht vollständig abtragen. Infolgedessen dürfte es zu einem plötzlichen Versagen der Pfähle im Bereich der Hohllage gekommen sein. Als Folge dessen ist es zu einem Kippen des Fundaments gekommen. Die Folge ist, dass sich die Senkungsmulde schließt und eine erhöhte Bodenpressung entsteht (Südseite, auf der vorher die Hohllage war und auf der bei den Erkundungsbohrungen der Bodeneintrieb beobachtet wurde). Auf der abgewandten Seite entsteht infolge der Kippbewegung ein neuer Hohlraum (Nordseite, auf der die Hohlräume unterhalb des Fundaments erbohrt wurden).



Mit dem Fundament neigt sich auch die Stütze. Im Verlauf einer solchen Kipp-Bewegung hat sich das Stelzenlager schief gestellt und die in Anlage 5.8 links skizzierte Zwischenlage eingenommen, wenn sich 10 cm der insgesamt etwa 20 cm großen Horizontalverschiebung des Stützenkopfes eingestellt haben. Die in diesem Zustand wirkenden, überschläglich ermittelten Kräfte H und V dürften in Höhe der Geländeoberfläche zu Zugspannungen im Beton der Stütze von 35 MPa geführt haben (Anlage 5.8 rechts). Damit lassen sich die auf der der Drehung abgewandten Nord-Seite der Stütze festgestellten Risse in der Stütze erklären (vgl. Kapitel 3.4, Anlage 3.18).

Damit liegt ein schlüssiges Bild für die Ursachen und Entstehung des Schadens vor, das die vorliegenden Beobachtungen widerspruchsfrei erklärt.

Die im Folgenden skizzierten Hypothesen kommen im Vergleich dazu eher nicht in Betracht, wie ausgeführt werden soll:

– **Mehrverbrauch Zementsuspension infolge von Hohlräumen in Riffkalken**

Im Zuge der Herstellung der GEWI-Pfähle wurde zunächst angenommen, dass die erhöhten Verfüllmengen durch das Verschließen von Hohlräumen und offene porige Strukturen in den Riffkalken verursacht werden [2.11]. Angesichts der Hohlräume, die an Aufschlüssen von Riffkalken beobachtet werden können (vgl. Anlagen 4.6 und 4.7), ist dies eine denkbare Hypothese. In einem solchen Fall konnte und kann man davon ausgehen, dass bei entsprechender Verfüllung kein Schaden entsteht. Allerdings können in einem solchen Fall keine aufgelockerten Zonen und Hohlräume infolge Sackungen entstehen, wie sie hier aber beobachtet wurden. Weiterhin müssten die erhöhten Aufnahmen dann insbesondere im Bereich der Riffkalke festgestellt worden sein. Tatsächlich wurden aber gerade bei den Bohrungen, in denen hohe Anteile von Riffkalken erbohrt wurden (Bohrungen BK 3.2, 3.3, 3.4) geringe Mehraufnahmen beobachtet (Anlagen 4.27 bis 4.29 und 3.7). Die Erkundungsbohrungen, die an GEWIS mit hohen Aufnahmen abgeteuft wurden, weisen außerdem Riffkalke nur untergeordnet auf. Vielmehr ist hier die bereits mehrfach erwähnte Wechselfolge von massiven, gesteinsharten Kalksteinbänken und Boden zu beobachten. Vor diesem Hintergrund kommen die Hohlräume in den Riffkalken nicht als Ursache für den Schaden in Betracht. In diesem Zusammenhang soll auch noch einmal darauf hingewiesen werden, dass bei der Verfüllung der Erkundungsbohrungen der 4. Phase an keiner Stelle nennenswerte Mehrmengen festgestellt wurden.

– **Bohren im Grundwasser ohne ausreichende Wasserauflast**

Anlage 5.9 zeigt beispielhaft die Verrohrung für einen Bohrpfahl mit einer bestimmten Tiefe und einem deutlich über der Tiefe anstehenden Grundwasserspiegel. Senkt man das Grundwasser innerhalb der Verrohrung auf das Niveau der Bohrlochsohle

ab, so ergibt sich eine auf das Bohrloch zu gerichtete Sickerströmung, die zu einer Beanspruchung des in Höhe der Bohrlochsohle unter Auftrieb anstehenden Bodens durch den Strömungsdruck führt. Der hydrodynamische Strömungsdruck ergibt sich aus dem Produkt der Wichte des Wassers, des Gefälles und des Volumens des betrachteten Bodenelements. Dem Strömungsdruck entgegen wirkt das Auftriebsgewicht des Bodens. Wenn der Strömungsdruck größer ist als das Gewicht unter Auftrieb, kommt es zum hydraulischen Grundbruch und zum "Einspülen" von Boden in das Bohrloch und damit zum Bodenentzug auch außerhalb des Bohrlochs.

Bei dem verwendeten Bohrverfahren mit unregelmäßiger Druckluftspülung und offenem Auswurf des Rücklaufs ist der in Höhe der Bohrlochsohle wirkende Luftdruck von den Druckverlusten im Bohrgestänge und im aufsteigenden Ringraum abhängig und nicht kontrolliert. Ist der Druckverlust im aufsteigenden Ringraum klein, so stellt sich in Höhe der Bohrlochsohle nur ein geringer Luftdruck ein (Anlage 5.10).

Aufgrund der in Kapitel 3.3 beschriebenen Beobachtung bei der Herstellung des Probepfahls in Achse 34 ist jedoch davon auszugehen, dass eher ein sehr hoher Spülungsdruck wirksam war (Anlagen 3.13, 3.14).

Insofern kommt das Bohren ohne ausreichende Wasserauflast als Ursache eher nicht in Frage.

Zustand des Bauwerks

Es ist auch denkbar, dass das Lager der Stütze 33 Ost versagt hat und infolgedessen die Kippbewegung von Stütze und Fundament aufgetreten ist. In diesem Fall wäre der Zustand der Brücke zu bemängeln. Allerdings würde ein Versagen/Herausfallen des Lagers zwar zum Absenken der Brücke nicht jedoch zu einem Kippen von Stütze und Fundament in der beobachteten Form führen. Hierzu bedürfte es zusätzlicher Horizontallasten im Stützenbereich (die nicht vorlagen) und/oder zusätzlicher Einflüsse im Fundamentbereich.

Weiterhin lassen sich durch einen Lagerschaden weder die beobachteten Mehraufnahmen von Zementsuspension in den GEWI-Pfählen/Bohrungen, noch die Korrelation der Mehraufnahmen mit den Wechselfolgen Kalksteinbänke/Lockergestein, noch das Kippen des Fundaments erläutern.

Vor diesem Hintergrund kann man einen Lagerschaden als Ursache für die Schiefstellung ausschließen.

6. Verantwortlichkeiten

Die vorstehend erläuterte Hypothese für die Ursache des Lagerschadens führt zu der Feststellung, dass durch die Herstellung der GEWI-Pfähle Auflockerungen im Baugrund entstanden sind, die zu Sackungen unterhalb des Fundaments der Achse 33 Ost geführt haben. Nachstehend wird diskutiert, ob diese Ursache dem Verantwortungsbereich eines der Beteiligten zugeordnet werden muss.

Der Baugrund ist in dem Gutachten [2.2] grundsätzlich richtig beschrieben. Er setzt sich in dem unter dem Quartär anstehenden Tertiär aus Kalksteinbänken, Riffkalken und Wechsellagerungen aus Sanden, Schluffen, Tonen und Hydrobien zusammen. Die hinsichtlich ihrer Eigenschaften unterschiedlichen Kalksteinbänke und Riffkalke sind in den Bohrprofilen nicht getrennt ausgewiesen.

Weiterhin ist festzustellen, dass der Baugrundgutachter im Rahmen der fachtechnischen Baubegleitung, die aufgrund der hohen Zementaufnahmen im Zuge der GEWI-Herstellung stattfand [2.11], die löchrigen und kavernen Strukturen der Riffkalke als voraussichtliche Ursache angeführt hat. In den nach dem Schaden durchgeführten Bohrungen fanden sich, wie oben erläutert keine größeren Hohlräume in den Riffkalken. Dennoch konnte man die Schlussfolgerung, die hohen Zementaufnahmen auf Hohlräume in den Riffkalken zurückzuführen, vor dem Hintergrund der allgemeinen geologischen Verhältnisse zum damaligen Zeitpunkt als gerechtfertigt ansehen.

In der Ausschreibung ist die Baumaßnahme, in der die Gründung auf GEWI-Pfählen vorgesehen war, richtig beschrieben.

Das gewählte Bohrverfahren hat - mit punktuellen Ausnahmen - in dem größten Teil der hergestellten GEWI-Pfähle zum Erfolg geführt. Lediglich im Bereich der Achse 33, in der im Tiefenbereich der GEWI-Pfähle vier harte Kalksteinbänke anstehen, kam es zu den vorstehend beschriebenen Problemen, weil ein Vorseilen des Imloch-Hammers gegenüber der Verrohrung im Bereich der Kalksteinbänke notwendig war und weil es durch die hohen Drücke der Luftspülung zu Bodenaustrag gekommen sein dürfte. Für diesen örtlichen Bereich muss man das Bohrverfahren deshalb als ungeeignet bezeichnen, und es hätte durch ein anderes Herstellungsverfahren ersetzt werden sollen.

7. Zusammenfassung

Am 10.02.2015 kam es zu einem Versagen des Auflagers auf der östlichen Stütze der Achse 33. Dabei senkte sich die Brückenkonstruktion im Bereich des Lagers um ca. 30 cm, und es traten erhebliche Schäden an der Brücke auf.

Der vorliegende Bericht hat zum Ziel, die Ursachen für den Schaden aufzuzeigen und Verantwortlichkeiten zu benennen. Als Grundlage hierfür werden in Kapitel 3 zunächst das bestehende Bauwerk und die geplante Erweiterung sowie die dazu gehörigen Maßnahmen erläutert. Hierbei wird ein besonderer Schwerpunkt auf die Herstellung der GEWI-Pfähle für die Notunterstützung gelegt, bei denen hohe Mehraufnahmen an Zementsuspension für die Verfüllung beobachtet wurden. Es wird herausgearbeitet, dass hohe Mehraufnahmen insbesondere im Bereich der Achse 33 und hier insbesondere im Bereich des Fundaments 33 Ost beobachtet wurden, wohingegen in den anderen Achsen nur punktuell große Mehraufnahmen auftraten. Weiterhin wird im Detail auf das eingesetzte Bohrverfahren eingegangen. Ebenso werden in Kapitel 3 die Ereignisse und Beobachtungen im Zuge des Schadensfalls zusammengestellt. Hierzu gehören u.a. das Kippen der Stütze 33 Ost in Richtung S-SO sowie die Risse in der besagten Stütze.

Als Grundlage für das vorliegende Schadensgutachten wurden in den Monaten Juni und Juli 2015 Baugrunduntersuchungen an insgesamt 12 Erkundungspunkten durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Erkundungen werden in Kapitel 4 im Detail vorgestellt und auch mit den Ergebnissen vergangener Erkundungsphasen verglichen. Als wesentliche Ergebnisse seien die folgenden hervorgehoben:

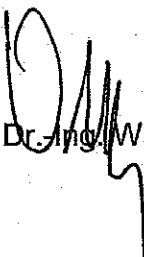
- In den Bereichen, in denen Mehraufnahmen an den GEWI-Pfählen beobachtet wurden, liegen im Teufenbereich der GEWIs Wechselfolgen aus gesteinharten Kalksteinbänken und Boden vor. Dahingegen wurden in den Bereichen mit geringen Mehraufnahmen nahezu ausnahmslos keine gesteinharten Kalksteinbänke im Tiefenbereich der GEWI-Pfähle angetroffen.
- Das Fundament der Stütze 33 Ost ist in gleicher Weise wie die Stütze in Richtung S-SO gekippt.

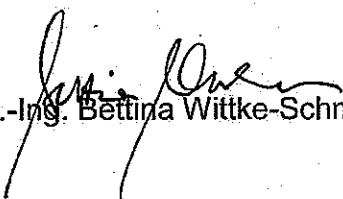
Auf der Basis aller verfügbaren Daten wird in Kapitel 5 eine Hypothese für die Ursache des Schadens erarbeitet. Diese Hypothese berücksichtigt alle Beobachtungen und Erkundungsergebnisse und fügt sie widerspruchsfrei und schlüssig zu einem Bild zusammen. Sie führt zu der Feststellung, dass durch die Herstellung der GEWI-Pfähle Auflockerungen im Baugrund entstanden sind, die zu Sackungen unterhalb des Fundaments der Achse 33

Ost geführt haben und infolgedessen zur Schiefstellung von Fundament und Stütze, die wiederum zu dem beobachteten Lager- und Brückenschaden geführt hat.

Abschließend wird in Kapitel 6 des vorliegenden Schadensgutachtens diskutiert, ob die Ursache des Schadens dem Verantwortungsbereich eines der Beteiligten zugeordnet werden kann.

Weinheim, 21.09.2015

A handwritten signature in black ink, consisting of a large, stylized 'W' followed by several vertical strokes and a horizontal line at the bottom.
Prof. Dr.-Ing. Walter Wittke

A handwritten signature in black ink, appearing to be 'Bettina Wittke-Schmitt' written in a cursive style.
Dr.-Ing. Bettina Wittke-Schmitt

