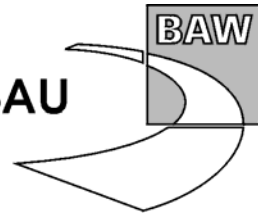


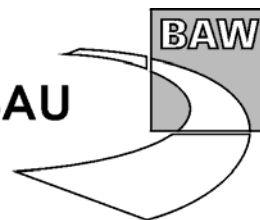


**BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU**  
Karlsruhe · Hamburg · Ilmenau



**Gutachten**  
**über den baulichen Zustand**  
**der Cäcilienbrücke Oldenburg**  
**(stählerne Hubbrücke über den**  
**Küstenkanal bei km 0,837)**

BAW-Nr. 1.02.10231.00



**Gutachten**  
**über den baulichen Zustand**  
**der Cäcilienbrücke Oldenburg**  
**(stählerne Hubbrücke über den**  
**Küstenkanal bei km 0,837)**

Auftraggeber: Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen  
Franziuseck 5  
28199 Bremen

Auftrag vom: 24.02.2005, Az.: 2-232.2/Br.Hu/KK1 IX

Auftrags-Nr.: BAW-Nr. 1.02.10231.00

Aufgestellt von: Abteilung: Bautechnik  
Referate: B1/B2/B3  
Bearbeiter: Deutscher (Massivbau, B1)  
Meinhold (Stahlbau/Korrosionsschutz, B2 - FF)  
Müller (Baustoffe, B3)  
Eißfeldt (AK1)

Karlsruhe, 25. Oktober 2006

Das Gutachten darf nur ungekürzt vervielfältigt werden. Die Vervielfältigung und eine Veröffentlichung bedürfen der schriftlichen Genehmigung der BAW.

## Zusammenfassung

Mit Schreiben vom 24.02.2005 beauftragte das WSA Bremen die BAW mit der Erstellung eines Zustandsgutachtens für die unter Denkmalschutz stehende Cäcilienbrücke in Oldenburg einschließlich Restnutzungseinschätzung und Angaben zu erforderlichen Instandsetzungen. Für die Begutachtung der Maschinentechnik erfolgte eine separate Beauftragung der Fachstelle für Verkehrstechniken (FVT) in Koblenz.

Bei der Cäcilienbrücke handelt es sich um eine stählerne, größtenteils genietete Straßen-Hubbrücke, die im Winkel von ca. 30° mit einer Stützweite von 40,80 m am km 0,837 (Angabe im Brückenbuch) den Küstenkanal in der Stadtstrecke Oldenburg quert. Die Brücke wurde im Jahre 1926 erbaut, am Ende des 2. Weltkrieges teilweise gesprengt und nach ihrer Instandsetzung im Jahre 1948 wieder dem Verkehr übergeben. In der Zeit danach wurde eine ganze Reihe weiterer Instandsetzungsmaßnahmen und Umbauten realisiert.

Im Jahre 2000 wurde das gesamte Brückenbauwerk (Hubtürme/Stahlüberbau/Maschinentechnik/Gründung) durch das Ing.-Büro Eriksen und Partner, Oldenburg, nachgerechnet. Die Nachrechnung ergab, dass maßgebliche Teile des Stahlüberbaus hoch ausgelastet sind. Des Weiteren waren beim Stahlüberbau, durch nicht genau erklärbare Bewegungen der Hubtürme, Störungen beim Hubvorgang (Zwängungen) aufgetreten und am Mauerwerk der Hubtürme wurden z. T. markante Risserscheinungen festgestellt.

Die Feststellungen aus den aktuellen Zustanduntersuchungen und die Ergebnisse der Nachrechnung und Vermessung des Brückenbauwerks lassen sich zusammenfassend wie folgt bewerten:

- Eine Tragsicherheitsgefährdung der Brücke einschließlich Hubtürme und Gründung lässt sich zum gegenwärtigen Zeitpunkt weder aus den Nachrechnungen noch aus den Ergebnissen der Zustandsaufnahme und Baustoffprüfungen ableiten. Die im Januar 2006 erfolgte Sperrung der Brücke für Fahrzeuge ab 7,5 t sollte jedoch bis auf Weiteres bestehen bleiben. Folgende maßgebliche Gründe sind dafür zu nennen:
    - Vorliegende hohe Tragwerksauslastung des Brückenüberbaus bei Belastungsansatz für Brückenklasse 30 bzw. militärische Lastenklassen,
    - bestehende Unsicherheiten hinsichtlich der eingesetzten Stahl-Materialien, des Umfangs korrosiv bedingter Querschnittsverluste und der Auswirkung der Höhendifferenzen bei der Brückenlagerung,
    - denkbare positive Auswirkungen auf den Bewegungstrend der Türme,
    - Herabsetzung der Gefahr, dass im Weiternutzungszeitraum Ermüdungsschäden in kritischen Tragwerksbereichen des Überbaus eintreten könnten,
    - Reduzierung der Spurrinnenbildung auf der Fahrbahn.
  - Die an den Hubtürmen festgestellten Rissbildungen ermöglichen offensichtlich einen andauernden Feuchtigkeitszutritt. Die dadurch an den innen liegenden Teilen des stählernen Hubgerüsts ablaufenden Abrostungsvorgänge und die damit entstehenden Rost-
-



drücke können praktisch nicht gestoppt werden. Ohne größere Instandsetzungsmaßnahmen wird sich aus diesem Grunde mittelfristig die für die Scheibentragwirkung des Mauerwerks erforderliche Verbundwirkung mit dem Hubgerüst nicht in ausreichendem Maße aufrechterhalten lassen.

- Das Mauerwerk an sich hat ausreichende Festigkeiten. Zur Gewährleistung der Verkehrssicherheit sind jedoch kurzfristig lose Bestandteile des Mauerwerks zu sichern bzw. lokal instand zu setzen. Offene Risse können mit Dichtungsmaterialien oberflächlich verfüllt werden, um das weitere Eindringen von Wasser zumindest zu reduzieren. Die Dächer sind auf Undichtigkeiten hin zu untersuchen und insbesondere das Dach von Turm 2 ist, soweit noch nicht geschehen, zu erneuern.
- Am Brückenüberbau wurden Korrosions- und Abnutzungserscheinungen festgestellt, die in Anbetracht des Alters der Brücke nicht ungewöhnlich sind. In einigen Bereichen der Tragkonstruktion (v. a. im Bereich der Endquerträger) liegen jedoch auch umfangreichere Rostbildungen vor. Um ein Fortschreiten der Materialabträge zu verhindern, sollte in diesen Bereichen der Korrosionsschutz bald instandgesetzt werden. Dies betrifft ebenso die Anschlüsse der bituminösen Fahrbahnkonstruktion an die seitliche Stahlkonstruktion (Schrammborde mit darunter liegenden Stahlteilen).
- Ein besonderes Problem stellt die pro Jahr im Mittel zwar weniger als 1 mm betragende, jedoch kontinuierlich fortschreitende Verringerung des Abstands der Türme in Brückenlängsrichtung dar. Für die genaue Ursache dieser Bewegung lieferte auch die Begutachtung der Gründung keine schlüssige Erklärung. Im zunächst bevorstehenden weiteren Nutzungszeitraum sollten deshalb vor allem die für die Funktionalität der Hubbrücke maßgeblichen Messungen des Abstands zwischen den Türmen durch ein gezieltes Bauwerksmonitoring weiter verfolgt und auch die Neigungsmessungen bei den Türmen fortgeführt werden, so dass im Bedarfsfall in geeigneter Weise reagiert werden kann. Unabhängig davon muss die Auswirkung der bei den Widerlagerplatten festgestellten Höhendifferenzen durch eine globale Nachrechnung überprüft werden.

Wegen des aktuellen Bauwerkszustands und in Abhängigkeit von der weiteren Entwicklung der Schäden und Bauwerksbewegungen sollte in etwa 10 bis 15 Jahren als zwar aufwändige, aber u. E. sinnvolle und dauerhafte Instandsetzungsmaßnahme ein kompletter Neuaufbau der Türme unter Beachtung der denkmalschützerischen Gegebenheiten in Erwägung gezogen werden. Im Rahmen dieser Maßnahme könnten sehr wahrscheinlich gleichzeitig die vorgenannten Probleme aus der fortschreitenden Abstandsverringerung der Hubtürme in Brückenlängsrichtung beseitigt werden. Ob es im Falle des Neuaufbaus der Türme Sinn machen würde, den vorhandenen Stahlüberbau einschließlich der Maschinen- und Steuerungstechnik weiter zu erhalten oder ebenfalls zu erneuern, wäre zu gegebener Zeit anhand von Kosten-/Nutzenvergleichen zu entscheiden.

---



## Inhaltsverzeichnis

## Seite

1	Veranlassung und Aufgabenstellung	1
2	Unterlagen	1
3	Bauwerk	3
3.1	Allgemeines zur Bauwerksgeschichte	3
3.2	Hubtürme	5
3.3	Stahlbrücke (Überbau), Zusammenstellung der wichtigsten Brückendaten	6
4	Allgemeines zu den durchgeführten Zustandsaufnahmen	7
4.1	Ortsbegehung am 20.04.2005	7
4.2	Zustandsaufnahme am 13.09.2005	7
5	Zustandsaufnahme Massivbau / Mauerwerk der Türme / Hubgerüst	7
5.1	Dach/Decken/Türme	7
5.2	Wände	8
5.3	Überprüfung des stählernen Hubgerüsts hinsichtlich Rostdruck infolge Korrosion	8
6	Zustandsaufnahme Überbau	9
6.1	Bisherige Umbau-/Erneuerungs-/Instandsetzungsarbeiten gemäß Brückenbuch	9
6.2	Ergebnisse der Zustandsaufnahme des Überbaus am 13.09.2005	10
6.3	Verkehrsflächen	12
7	Beurteilung des Massivbaus der Cäcilienbrücke Oldenburg	12
7.1	Baustoffe	12
7.1.1	Ziegel	12
7.1.2	Mörtel	13
7.1.3	Verbund Mauerwerk/ Hubgerüst	13
7.2	Einschätzung der Massivbauteile anhand Zustandsermittlung und Nachrechnung	13
8	Beurteilung des Überbaus der Cäcilienbrücke Oldenburg	15
8.1	Baustoffe	15
8.2	Einschätzung des Stahlüberbaus anhand der Zustandsermittlung und Nachrechnung	16
8.2.1	Auswirkung der Erhöhung des Brückengewichts auf die Sicherheit der Seile, Seilrollenachsen und Seilrollenlagerung	16
8.2.2	Auslastung Brückenüberbau	16
8.2.2.1	Nachrechnung für die Brückenklasse 30	17



8.2.2.2	Nachrechnung für militärische Lastenklassen	17
8.2.3	Feststellungen aus den Messungen zu den Turmabständen und zur Höhenlage der Widerlagerplatten	17
8.2.4	Verkehrsflächen	18
9	Gründungsbeurteilung der Cäcilienbrücke Oldenburg	19
9.1	Vorbemerkung und gründungsseitig relevante Unterlagen	19
9.2	Beurteilung der Gründung	19
9.3	Zusammenfassende Aussage zur Pfahlgründung	20
10	Abschätzung der Restnutzungsmöglichkeiten	21
10.1	Kriterien für die Restlebensdauerabschätzung	21
10.2	Folgerungen für die Restnutzungsdauer aus dem aktuellen Zustand und der Tragsicherheitsbewertung	22
10.2.1	Tragwerksauslastung, Restquerschnitte und Materialien Stahlüberbau	22
10.2.2	Ermüdungsfestigkeitssituation	22
10.2.3	Auswirkung der Rissbildungen und des Rostdrucks im Hubturm-Mauerwerk	23
10.2.4	Verengungstrend beim Turmabstand in Brückenlängsrichtung	23
11	Abschließende Schlussfolgerungen/Empfehlungen	23
12	Verwendete Regelwerke/Literatur	26

## Abbildungsverzeichnis

## Seite

Abbildung 1: Die Cäcilienbrücke im Jahre 1910 und 1927 (kurz vor der Fertigstellung)	4
Abbildung 2: Cäcilienbrücke im Juni 2003 (Ansicht von Osten, Foto: WSA Bremen)	4
Abbildung 3: Cäcilienbrücke im September 2005 (Ansicht von Westen)	5
Abbildung 4: Querschnitte der Hubtürme mit Betonfundamenten und Pfahlgründung	5

## Tabellenverzeichnis

## Seite

Tabelle 1: Cäcilienbrücke, wichtigste Brückendaten	6
Tabelle 2: Brückengewichtserhöhung, Sicherheit der Seile, Seilrollenachsen und Seilrollenlagerung	16

## Anlagenverzeichnis

### **Anlage 1      Allgemeine Anlagen Massivbau/Stahlbau/Baustoffe**

Anlage 1.1:	Lageplan Cäcilienbrücke (Luftbildausschnitt, Aufnahmedatum 15.03.1945)
Anlage 1.2:	Lageplan Cäcilienbrücke (aus „Revisionszeichnung“ von 1932 und unter Verwendung eines aktuellen SAT-Bildes mit Hubturmnummerierung)
Anlage 1.3:	Ansicht/Längsschnitt/Drauf- und Untersicht
Anlage 1.4:	Schnitt e – f (Turm 1)
Anlage 1.5:	Schnitt g – h (Turm 4)
Anlage 1.6:	Querträger/Endquerträger, Positionsnummern der Bauteile (unter Verwendung Zeichng.-Nr. P-01 v. 18.12.2000, Ing.-Büro Eriksen und Partner)

### **Anlage 2      Fotodokumentation Massivbau**

### **Anlage 3      Anlagen Stahlbau**

Anlage 3.1:	Konstruktionsgrundriss mit Hauptabmessungen und Haupttragelementen
Anlage 3.2:	Brückenquerschnitt (mit Profilangaben zu Fußwegkonsolen / Hauptträger / Längsträger / Querträger)
Anlage 3.3:	Stahlüberbau – Fotodokumentation Teil 1, Ortsbegehung 20.04.2005 (ohne Brückensperrung)
Anlage 3.4:	Stahlüberbau – Fotodokumentation Teil 2, Zustandsaufnahme 13.09.2005 (Brücke gesperrt für Fahrzeugverkehr)
Anlage 3.5:	Stahlüberbau/Hubtürme – Bewertung Vermessungsergebnisse Turmabstände/Auflagerpunkt-Höhen



**Anlage 4 Baustoffe**

Anlage 4.1: Fotodokumentation Baustoffe

Anlage 4.2: Bewertung der Mauerwerksschäden an die vier Hubtürmen (Büro für Baukonstruktionen)

## 1 Veranlassung und Aufgabenstellung

Mit Schreiben vom 24.02.2005, A.Z.: 2-232.2/Br.Hu/KK1 IX, beauftragte das Wasser- und Schifffahrtsamt (WSA) Bremen die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) mit der Erstellung eines Zustandsgutachtens einschließlich Restnutzungseinschätzung und Angaben zu erforderlichen Instandsetzungen für die unter Denkmalschutz stehende Cäcilienbrücke (Straßen-Hubbrücke) über den Küstenkanal in Oldenburg.

Das Zustandsgutachten war für das Gesamtbauwerk einschließlich Gründung zu erstellen, weshalb folgende BAW-Dienststellen beteiligt wurden:

- BAW-Karlsruhe, Abteilung B,
  - o Referat B2 (Stahlbau-/Korrosionsschutz, Federführung für B),
  - o Referat B1 (Massivbau) und
  - o Referat B3 (Baustoffe),
- BAW-Außenstelle Küste Hamburg, Referat K1 (Geotechnik).

Die Begutachtung der Maschinentechnik wird, da die BAW nicht über entsprechende Kapazitäten verfügt, durch die Fachstelle für Verkehrstechniken (FVT) in Koblenz übernommen. Zwischen WSA, BAW und der FVT wurde vereinbart, dass die FVT das maschinentechnische Gutachten für die Cäcilienbrücke separat erstellt. Die durch das Ing.-Büro E&W. Brüning, Emden, aufgestellte „Machinentechnische Berechnung“ vom 20.12.2000 hat das WSA direkt an die FVT übergeben.

## 2 Unterlagen

Folgende Bestandszeichnungen, Untersuchungsberichte, Nachrechnungsergebnisse und Prüfberichte standen für die Bearbeitungen im Rahmen dieses Gutachtens zur Verfügung.

### Zeichnungen:

- [U1] Revisionszeichnung der CC-Hubbrücke bei km 0,900 des Hunte-Ems-Kanals, Übersicht M=1:100, Lageplan M=1: 1000, Schnitt i-k M=1:20, Wasserstraßenamt Oldenburg, 29.08.1932
- [U2] Straßenbrückenanlage CC-Hubbrücke, Trägergerüst für Hubtürme 1, 2, 3; M=1:20, MAN Bm 224253, Mikro-Nr.: 015645
- [U3] Straßenbrückenanlage CC-Hubbrücke, Unterbauten / Ramm- und Fundamentplan, M=1:25, Stand 1930, Mikro-Nr.: 015638
- [U4] Straßenbrückenanlage CC-Hubbrücke, Widerlager, M=1:25, Stand 1926, Mikro-Nr.: 015643
- [U5] Hubbrücke im Zuge des Dammes und Bremerstraße in Oldenburg, Cäcilienbrücke, Gründung und Spundwandverankerung, M=1:50/1:20, Stand 1926, Mikro-Nr.: 015640



- [U6] Hubbrücke im Zuge des Dammes und Bremerstraße in Oldenburg, Cäcilienbrücke, Gründung und Spundwandverankerung, Bremerstraße, M=1:25/1:20, Stand 1927, Mikro-Nr.: 015641
- [U7] Hubbrücke im Zuge des Dammes und Bremerstraße in Oldenburg, Holmausbildung, Bremerstraße, M=1:10, Stand 1926, Mikro-Nr.: 015642
- [U8] Cäcilienbrücke Oldenburg, Hauptträger und Windverband, M=1:10, Mikro-Nr.: 018284-018286, vermutl. 1926
- [U9] Straßenbrückenanlage CC-Hubbrücke, Brückenaufhängung mit Antrieb, M=1:10, MAN Bm 173703, Stand 1945/47, Mikro-Nr.: 015654
- [U10] Bedienungsstand auf der Cäcilienbrücke, M=1:20/1:1, WSA Oldenburg Juni 1953, Mikro-Nr.: 015659
- [U11] Straßenbrückenanlage Cäcilienbrücke, Fahrbahnen (Erneuerung der Schrammbord- und Fußwegbohlenbeläge durch Gitterroste), M=1:10/1:20, Stand 1955, Mikro-Nr.: 015624
- [U12] Instandsetzung der Cäcilienbrücke, End-Querträger 0, 0', Norddeutscher Eisenbau, M=1:200/1:10, Stand 1982, Mikro-Nr.: 018277
- [U13] Cäcilienhubbrücke; Brückenbauwerk mit Lageplan; Ansichten, Schnitte (Ist-Zustand), M=1:50/1:100/1:1000, Stand 1983, Mikro-Nr.: 016273
- [U14] Küstenkanal, Cäcilienbrücke, POSITIONSPPLAN (für Nachrechnung), M=1:100/1:50, Erikson und Partner GmbH Oldenburg, Blatt.-Nr. P-01 vom 18.12.2000

Brückenbuch/Gutachten/ Nachrechnungen/Untersuchungsberichte:

- [U15] Bauwerksbuch der Cäcilienbrücke, Nr. der Bauwerksakte 232.2/51, WSA Bremen
- [U16] BAW: „Gutachterliche Stellungnahme über den baulichen Zustand der Cäcilien-Hubbrücke über den Küstenkanal in Oldenburg“, BAW-Nr.: 113048, Karlsruhe, 15.09.1981
- [U17] Schreiben zur Grundwasserbeschaffenheit an der Stadtstrecke Oldenburg, Bundesanstalt für Gewässerkunde, Koblenz, 23.05.1990
- [U18] Baugrund- und Gründungsgutachten zur Stadtstrecke Oldenburg, BAW-DH, Referat K1, Hamburg, 19.05.1992
- [U19] Bauwerksübersichten
- [U20] Nachrechnung der Cäcilienbrücke in Oldenburg
  - Teil V.0.: Gesamtübersicht/Zusammenfassung/Auswertung,
  - Teil V.A.: Überbau,
  - Teil V.B.: Türme,
  - Teil V.C.: Gründung,
  - Teil V.D.: Spundwände vor den Widerlagern,
  - Teil V.E.: Lastfall Seilbruch,aufgestellt im September 2000 durch Ing.-Büro Eriksen und Partner GmbH Oldenburg
- [U21] Prüfbericht Nr.1 über die statische Nachrechnung der Cäcilien-Hubbrücke, aufgestellt am 28.11.2001 von Dipl.-Ing. Helfried Schmitz, Prüf-Ing. für Baustatik, Bremen

- [U22] Prüfbericht Nr.2 „Hinweise zum Abschnitt Hubtürme“ der Cäcilien-Hubbrücke, aufgestellt am 12.12.2001 von Dipl.-Ing. Helfried Schmitz, Prüf-Ing. für Baustatik, Bremen
- [U23] Cäcilienbrücke Oldenburg: Prüfbericht 2003 H von der letzten Brückenhauptprüfung nach DIN 1076, Prüfer: Petersen, Prüfzeitraum: 11.06.2003 bis 10.07.2003
- [U24] Untersuchungsbericht Nr: 0440/03 WI/KO vom 24.10.2003 zum Ziegelmauerwerk des Turmes 4 der Cäcilienbrücke, Fachhochschule Oldenburg, Institut für Materialprüfung
- [U25] Schreiben zu den ergänzenden Baugrunduntersuchungen an der Cäcilienbrücke vom 05.12.2003 und 08.01.2004, BAW-DH, Referat K1
- [U26] Vermessungspunktpläne und Messergebnisse zur Höhe der Auflagerpunkte, zu Abweichungen der Türme aus der Lotrechten, zur Abstandsveränderung der Türme in Längs- und Querrichtung, aufgestellt durch WSA Bremen zwischen 1982 und 2004
- [U27] Vermessungspunktplan und Messergebnisse zur Ermittlung der Biegelinie der Brückenhauptträger, WSA Bremen, 08.04.2004
- [U28] Ermittlung der Rest-Druckfestigkeit an Pfahlköpfen vom 24.05.2005, aufgestellt vom „Institut für Holzphysik und mechanische Technologie des Holzes“ der Bundesforschungsanstalt für Forst- und Holzwirtschaft in Hamburg
- [U29] Vermerk zur Rückverankerung der neuen Spundwand im Bereich der Cäcilienbrücke vom 08.07.2005, WSA Bremen
- [U30] Cäcilienbrücke in Oldenburg, Bewertung der Mauerwerksschäden an den vier Hubtürmen, Büro für Baukonstruktionen, Karlsruhe, Februar 2006

Bei der Erstellung der Gutachten-Anlagen wurden geeignete Auszüge aus den Bestandsunterlagen mit verwendet.

### **3 Bauwerk**

#### **3.1 Allgemeines zur Bauwerksgeschichte**

Der 1893 fertiggestellte Hunte-Ems-Kanal konnte wegen der geringen Abmessungen nur von kleineren Schiffen passiert werden und hatte deshalb nur geringe wirtschaftliche Bedeutung. In den Jahren 1922 – 35 wurde der ursprünglich als Entwässerungskanal für die oldenburgischen Moore dienende Küstenkanal als Verbindungskanal von der Ems bzw. dem Dortmund-Ems-Kanal bei Dörpen über Oldenburg (Hunte) zur Weser bei Elsfleth für 600/750t-Schiffe ausgebaut. Im Jahre 1927 wurde die den Küstenkanal in Oldenburg bei km 0,837 (Angabe im Brückenbuch) querende, als stählerne Hubbrücke konzipierte Cäcilienbrücke in Betrieb genommen (Anlage 1.1/1.2). Die neue Cäcilienbrücke war als Ersatz für die alte, aus dem Jahre 1862/63 stammende Brückenkonstruktion, die lediglich mit einem hochklappbaren Segment für die Durchfahrt kleinerer Schiffe ausgestattet war, errichtet worden und galt damals mit ca. 42 m Spannweite als größte Hubbrücke Europas (Abb. 1) [L1].



**Abbildung 1: Die Cäcilienbrücke im Jahre 1910 und 1927 (kurz vor der Fertigstellung)**

Die vier Brückenhäuser wurden aus heimischem Klinker erbaut. Aus architektonischen Gründen (Charakterzug eines Stadttors im Einfahrtsbereich zum Stadtkern) ist das Mauerwerk im oberen Bereich der Türme netzartig profiliert, die Durchgänge sind ebenfalls durch Profilierungen betont.

Im 2. Weltkrieg wurde die Stahlkonstruktion der Brücke gesprengt. Vermutlich passierte dies erst ganz zum Ende des Krieges, da die in Anlage 1.1 dargestellte Luftbildaufnahme vom 15. März 1945 die Brücke in noch unzerstörtem Zustand zeigt. Die Brückentürme wurden zum Teil erheblich beschädigt. Die Türme auf der innerstädtischen Seite mussten deshalb nach dem Kriege neu aufgebaut werden. Die gesamte Stahlkonstruktion wurde ebenfalls ersetzt, so dass die Brücke im Jahre 1948 wieder dem Verkehr übergeben werden konnte. Das ursprüngliche Erscheinungsbild des (inzwischen denkmalgeschützten) Bauwerks wurde dabei kaum verändert. Die Brücke wurde in den Jahren 1982-84 grundinstandgesetzt, wobei neben verschiedenen Reparaturen auch Verstärkungs- bzw. Teilerneuerungsarbeiten vorgenommen wurden ([U14] Anlage 1.3).



**Abbildung 2: Cäcilienbrücke im Juni 2003 (Ansicht von Osten, Foto: WSA Bremen)**





Abbildung 3: Cäcilienbrücke im September 2005 (Ansicht von Westen)

### 3.2 Hubtürme

Die vier Hubtürme sind auf Streifenfundamenten mit Bodenplatte errichtet worden. Diese Streifenfundamente lagern wiederum auf Blockfundamenten auf, die über Holzpfähle tief gegründet sind. Auf dem wasserseitigen Fundamentblock befinden sich die Brückenaufleger (siehe Abbildung 4 bzw. Anlage 1.3 und 1.4)

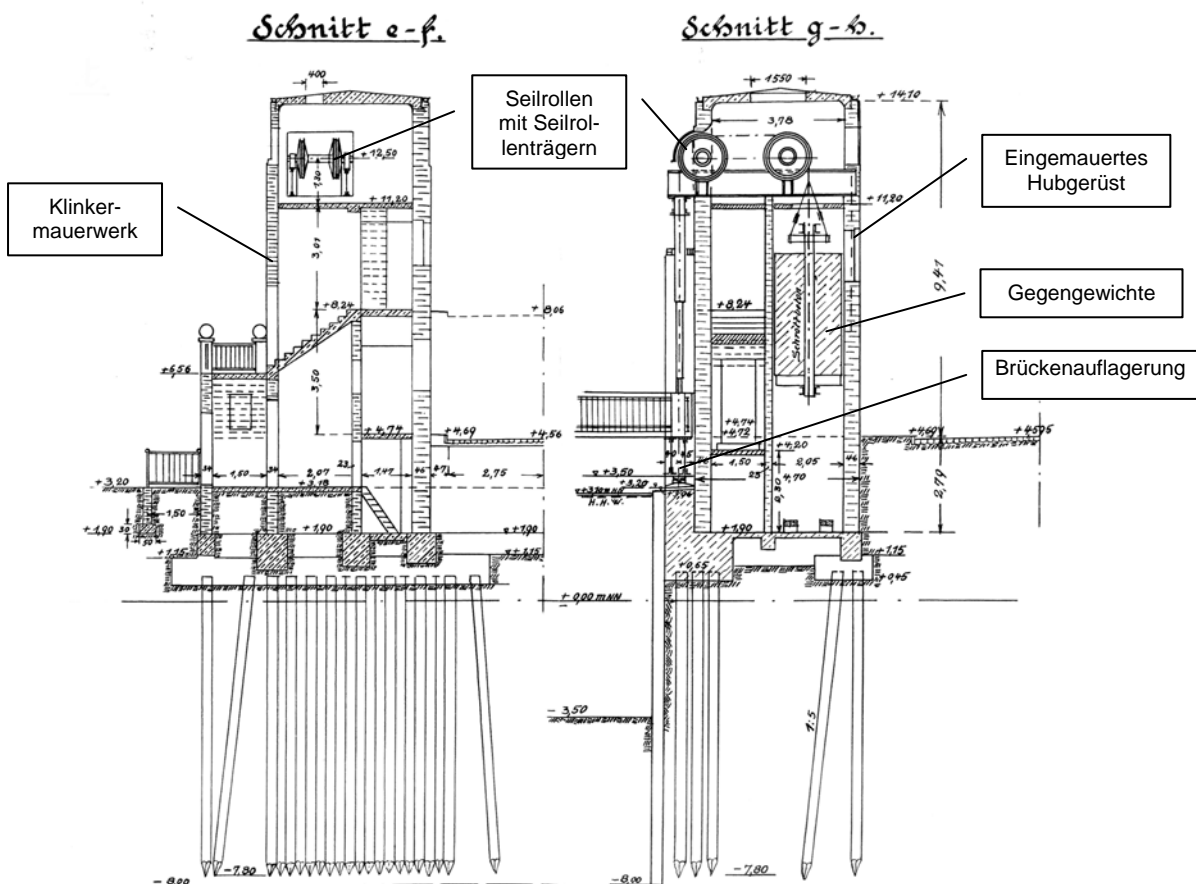


Abbildung 4: Querschnitte der Hubtürme mit Betonfundamenten und Pfahlgründung [U1]

Alle vier Hubtürme sind aus Klinkermauerwerk mit Stahlbeton Treppen, Dach- und Deckenplatten ausgebildet worden. In den Mauerwerkswänden eingebettet, befinden sich Stahlgerüste an deren Kopf die Rollenträger der Hubkonstruktion montiert sind [L1]. An diesem Stahlgerüst sind wasserseitig ebenfalls auskragende vertikale Führungsschienen montiert die zur Aufnahme der horizontalen Windlasten aus der Brücke dienen (siehe Anlage 2, Bild 11). In den Hubtürmen sind neben Betriebsräumen und Treppenaufgängen auch die Schächte für die ca. 6,4 to schweren Gegengewichte der Hubkonstruktion vorhanden.

Ansichten und Schnitte der Hubtürme mit Fundamenten und die Benennung und Positionierung der zugehörigen Bauwerksteile sind, entnommen aus [U14], in den Anlagen 1.3 und 1.6 dargestellt.

### 3.3 Stahlbrücke (Überbau), Zusammenstellung der wichtigsten Brückendaten

**Tabelle 1: Cäcilienbrücke, wichtigste Brückendaten**

Architekt:	Adolf Rauchheld (1868-1932) Oldenburg
Baujahr:	1927
Stahlbau:	Gutehoffnungshütte
Wiederherstellung:	1948
Stahl- und Elektromaschinenbau:	MAN Werk Gustavsburg
Grundinstandsetzung:	1982-1984 (Elektrische u. maschinenbauliche Ausrüstung, Stahlbau)
Konstruktion:	einfeldrige Hubbrücke als Vollwandtroggquerschnitt, Stahlfahrbahnplatte mit Gussasphaltdeckschicht, beidseitig an den Hauptträgern als Kragarme angeordnete Gehwege
Spannweite:	40,80 m
Breite (incl. Gehwege):	10,30 m
Fahrbahnbreite:	5,50 m
Hubhöhe:	3,50 m
Antrieb:	Elektromechanisch (Triebstöcke) mit Gegengewichtsausgleich über Seilrollen in den Hubtürmen
Gründung:	Pfahlrost aus Holzpfählen, Stahlspundwände Larsen IV vor den Widerlagern
Brückenklasse:	30 (nach DIN 1072), begrenzt auf 7,5 t seit Januar 2006

Ansichten und Schnitte des Stahlüberbaus und die Benennung und Positionierung der einzelnen Bauwerksteile sind, entnommen aus [U14], in den Anlagen 1.3 und 1.6 dargestellt.

## **4 Allgemeines zu den durchgeführten Zustandsaufnahmen**

### **4.1 Ortsbegehung am 20.04.2005**

Im April 2005 erfolgte zunächst eine allgemeine, gemeinsam mit dem WSA Bremen durchgeführte Begehung des Bauwerks. Im Ergebnis der Begehung wurde als nächster Schritt die gesamtheitliche Zustandsaufnahme des Brückenbauwerks für September 2005 vereinbart.

### **4.2 Zustandsaufnahme am 13.09.2005**

Die Zustandsaufnahme erfolgte getrennt nach Gewerken. Die Ergebnisse der maschinentechnischen Aufnahme sind Bestandteil des bereits erwähnten, separat erstellten maschinentechnischen Gutachtens der FVT.

Für den Zeitraum der Zustandsaufnahme wurde die Brücke für den Kraftfahrzeugverkehr gesperrt und in obere Position verfahren, so dass Schiffspassagen möglich waren. Der Fußgängerverkehr konnte über die Zugänge im Bereich der Treppentürme aufrechterhalten werden.

Die oberen Brückenbereiche und das Innere der Hubtürme waren ohne zusätzliche Hilfsmittel zugänglich. Der Stahlüberbau, insbesondere die unten liegenden Bereiche der Brücke und die dort angeordnete Maschinentechnik wurden mittels Hubsteiger von schwimmendem Gerät aus in Augenschein genommen. Gleichzeitig wurden an allen vier Hubtürmen Bohrkern aus dem Mauerwerk entnommen. Des Weiteren wurde an zwei Türmen der Verbund Stahl/Mauerwerk (Zuganker bzw. Hubgerüst) durch Anlegen von Erkundungsöffnungen überprüft.

## **5 Zustandsaufnahme Massivbau / Mauerwerk der Türme / Hubgerüst**

Die Fundamente der Hubtürme konnten nicht begutachtet werden. Die Beprobung, Prüfung und Bewertung der entnommenen Mauerwerksproben ist im Gutachten des Büros für Baukonstruktionen, Karlsruhe, (Anlage 4.2.1 – 4.2.48) dokumentiert. Bewehrungspläne der Stahlbetonbauteile und Schalpläne der Massivbaukonstruktion existieren nicht und konnten deshalb vom WSA nicht zu Verfügung gestellt werden.

### **5.1 Dach/Decken/Türme**

Größere Schäden wurden während der Zustandsaufnahme am 13.09.2005 an der Unterseite der Decke über dem Kriechkeller von Turm 1 festgestellt. Die Deckenfläche ist mit Rostflecken besetzt. An einigen Stellen ist die Betondeckung abgeplatzt, und die Bewehrung liegt frei. Es liegen auch weitere altersbedingten Schäden vor, die jedoch von untergeordneter Bedeutung sind.

Die an den Wänden zu beobachtenden weißen Aussinterungen, insbesondere bei Turm 1 (Anlage 4.1 Bild 13), sind wahrscheinlich auf Fehlstellen in der Dachabdichtung und Entwässerung zurück zuführen. Durch Undichtigkeiten kann Regenwasser ins Bauwerk eindringen. Bei seinem Weg durch das Mauerwerk werden Bindemittelanteile ausgewaschen und beim Austritt auf der Mauerwerksoberfläche wieder abgelagert. Hinweise zu den möglichen Undichtigkeiten finden sich auch im Prüfbericht 2003 H [U23].

## 5.2 Wände

Für die unter Abschnitt 7 im Einzelnen vorgenommene Einschätzung der Massivbauteile ist von Bedeutung, dass die querliegenden Wandscheiben der Hubtürme gemeinsam mit den eingebundenen Stahlgerüsten (Hubgerüste) horizontale Windlasten aufnehmen müssen. Angaben zum Zustand und den Festigkeiten des Mauerwerks der vier Hubtürme sind in dem vom Büro für Baukonstruktionen Karlsruhe aufgestellten Teilgutachten enthalten [U30], welches in Anlage 4.2 beigegeben ist. In das Mauerwerksgutachten wurden ergänzende, von der BAW durchgeführte Laboruntersuchungen zur Mörtelbeschaffenheit mit aufgenommen.

Schäden, die auf eine Gefährdung der Gesamtstandsicherheit hindeuten könnten, waren am 13.09.2005 augenscheinlich noch nicht erkennbar. Oberflächliche Abplatzungen der Klinker-oberfläche und kleinere Risse sind durch mechanische Beanspruchungen, z.B. Anfahrten, und durch Frosttaubeanspruchung entstanden. Vereinzelt finden sich dadurch auch lose Klinkersteine.

## 5.3 Überprüfung des stählernen Hubgerüstes hinsichtlich Rostdruck infolge Korrosion

Die Überprüfungen wurden am Turm 2 und 4 vorgenommen. Das Mauerwerk wurde zu diesem Zweck an bereits gerissenen Mauerwerksstellen lokal bis auf die tiefer liegende Stahlkonstruktion der Türme entfernt.

An Turm 4 wurde der im Bereich eines bereits instandgesetzten Risses gelegene Zugstab freigelegt. Der Zugstab wies an der geöffneten Stelle keine Korrosion auf. Er war vollständig in Mörtel gehüllt. Der Riss verläuft ungefähr entlang der Grenze zwischen Mörtel und Ziegelmauerwerk. Der Mörtel zeigte keine Karbonatisierung, d. h. es ist in diesem Bereich von einer ausreichenden Passivierung des Stahls auszugehen (Anlage 4.1 Bilder 1 bis 5).

An Turm 2 wurden an zwei Stellen die Stahlträger des Hubgerüstes freigelegt. An einer Stelle war zu erkennen, dass in der Vergangenheit mit Injektionen versucht wurde, die Risse im Mauerwerk zu schließen. Dabei wurden keine Korrosionsschutzmaßnahmen ergriffen. Durch eine weitere Korrosion des Stahls und den daraus resultierenden Rostdruck öffneten sich die

Risse wieder. An einer weiteren Stelle konnte ebenfalls der Rostdruck als Rissursache festgestellt werden. Die Oberflächen der Rissflanken waren karbonatisiert (Anlage 4.1 Bilder 6 bis 12).

## 6 Zustandsaufnahme Überbau

### 6.1 Bisherige Umbau-/Erneuerungs-/Instandsetzungsarbeiten gemäß Brückenbuch

Gemäß Bauwerksbuch [U15] wurden Gesamtbauwerk, Hubbrücke, Hubtürme und Hebeeinrichtungen in den Jahren 1926/27 errichtet.

Des Weiteren werden im Bauwerksbuch unter Pkt. 16 folgende „Änderungen und Umbauten“ benannt:

*„Durch Kriegseinwirkung wurden die Hubtürme und die elektrische Hubvorrichtung zerstört. Nach Wiederherstellung der beschädigten Bauteile wurde das Bauwerk im Jahre 1948 wieder dem Verkehr übergeben. Weitere Teile der Stahlkonstruktion und der maschinen- und elektrotechn. Anlagen wurden in den Folgejahren verbessert bzw. ersetzt.*

1953: *Bau eines Bedienungsstandes*

1966: *Verstärkung der Fahrbahnplatte (Nordd. Eisenbau)*

1968: *Zentrale Schmieranlage eingebaut (Fa. Plate, Oldenburg)*

1977: *Umstellung der Brückentore auf Einzelantrieb (Fa. Gebr. Plate, Oldenburg)*

1982: *Erneuerung der Endquer- und Gehwegträger und der Geländer (Fa. Nordd. Eisenbau, Sande)*

1983: *Vollständige Erneuerung der elektrischen Installation und Einrichtung eines zentralen Schalthauses (Fa. AEG Bremen)*

*Erneuerung sämtlicher Fahrbahn- und Gehwegschranken (Fa. AEG Bremen)*

*Erneuerung des Steuerstandes (Fa. Aljo KG, Berne)*

1999: *Der gesamte Korrosionsschutz der Brücke wurde überarbeitet und teilweise vollständig erneuert.*

*Der nicht mehr benötigte Motorenkastendeckel wurde aus der Fahrbahn entfernt und die Öffnung geschlossen (Fa. Plogmann / Osnabrück).“*

Gemäß Mitteilung des WSA Bremen wurden in der Folge die Bongossibohlen des Gehwegbelages durch GFK-Gitterroste mit geschlossener Oberfläche ersetzt.

Der Konstruktionsgrundriss der Brücke und weitere Einzelheiten zur Konstruktionsweise des Stahlüberbaus können Anlage 3.1 und 3.2 entnommen werden.

## 6.2 Ergebnisse der Zustandsaufnahme des Überbaus am 13.09.2005

Die dem Gutachten beiliegenden stahlbauseitigen Fotodokumentationen gliedern sich in zwei Teile:

- Fotodokumentation von der Ortsbegehung am 20.04.2005: Anlage 3.3.1 bis 3.3.12
  - Fotodokumentation von der Zustandsaufnahme am 13.09.2005: Anlage 3.4.1 bis 3.4.22
- Bezug genommen wird vorrangig auf die Dokumentation von der detaillierter durchgeführten Zustandsaufnahme am 13.09.2005.

Im Rahmen der im Sept. 2005 zunächst vorgenommenen allgemeinen Begehung des Bauwerks war festzustellen, dass sich der 1999 instandgesetzte Korrosionsschutz (Überarbeitung bzw. teilweise Voll-Erneuerung) an den oben liegenden Tragwerksbereichen der Brücke, abgesehen von einigen lokalen Roststellen, in gutem Zustand befindet (Anl. 3.3, Bild 1, 2, 7 bis 12; Anl. 3.4, Bild 3 bis 8).

Bei der abschnittsweise vorgenommenen Inaugenscheinnahme der Unterseite der Brücke vom Hubsteiger aus waren jedoch in einigen Bereichen der Tragkonstruktion auch größere Mängel an der Beschichtung mit einhergehenden, z. T. umfangreicheren und fortschreitenden Rostbildungen festzustellen, die umgehend instandgesetzt werden sollten. Betroffen sind vor allem einige Querträgeranschlüsse an den Hauptträgern und auch die erst 1982 erneuerten Endquerträger (EQT); starke Blattrosterscheinungen waren z. B. auf dem Untergurt des EQT-Nord direkt neben dem Auflager zu finden (Anl. 3.4 Bild 15 bis 18). Die alten genieteten EQT an beiden Enden der Brücke waren seinerzeit durch vorgefertigte Schweißkonstruktionen (Kastenträger) ersetzt worden, die mittels Schraubverbindungen an die Haupt- und Längsträger und die übrigen verbleibenden Tragwerksteile angeschlossen wurden [U12]. Die nachträglich untergeschraubten Fahrbahnverstärkungen befinden sich in gutem Zustand (Anl. 3.4, Bild 19 und 20).

Die beweglichen Auflager der Brücke (Rollenlager) liegen auf der Nordseite. Die als Linienkipplager ausgebildeten festen Auflagerungen befinden sich auf der Südseite (Bremer Str.). Am festen Brückenaufleger des Turms 4 war auffällig, dass auf das Oberteil des Lagers Ausgleichsbleche aufgeschweißt wurden, die relativ stark korrodiert sind. Bei den auf der anderen Brückenseite liegenden beweglichen Rollenlagern kamen zum Zeitpunkt der Zustandsaufnahme die oberen Lagerplatten nicht zentrisch auf den unteren zur Auflage (Anl. 3.4, Bild 22), was möglicherweise mit der Längenausdehnung der Brücke begründbar ist.

Rissbildungen an tragenden Teilen der Brückenkonstruktion waren im Rahmen der Zustandsaufnahme augenscheinlich nicht zu erkennen, so dass davon ausgegangen werden kann, dass eventuelle Ermüdungsschäden derzeit noch nicht vorliegen. Die Kantenabroschungen an offenen Profilen der alten, genieteten Brückenkonstruktion sind vergleichsweise gering. Verschiedentlich wurden zu stark abgerostete Niete durch Schrauben ersetzt, deren Beschichtung jedoch nicht sehr widerstandsfähig ist, da an den Schraubköpfen und Muttern

häufig Ab- und Unterrostungen auftreten. Dieses Schadensbild tritt vor allem an Stahlteilen auf, die unterhalb der Fahrbahn liegen (Längs-, Querträger, Windverband, Anschlüsse Gehwegkonsolen; Anl. 3.4, Bild 27 und 28) Sie sind jedoch vereinzelt auch z. B. an den Obergurten der Hauptträger zu finden (Anl. 3.3, Bild 8 und 9). Es liegen verschiedentlich Kantenabrostungen und örtliche Verformungen an Blechen und Profilen vor (Anl. 3.4, Bild 29 bis 31).

An etlichen der (genieteteten) Knotenblechanschlüsse der Gehwegkonsolen am Untergurt der Hauptträger tritt Spaltrrost auf, was auf die dort vorliegende, hinsichtlich des konstruktiven Korrosionsschutzes ungünstige Gestaltung zurückzuführen ist (Möglichkeit der Schmutz- und damit Feuchtigkeitsansammlung). Betroffen sind auch einige Anschlussbereiche am HT-Obergurt (Anl. 3.4, Bild 32 bis 36).

Am Querträger in Brückenmitte ist der Windverband zum Teil nicht angeschlossen, in diesem Bereich wurden verschiedenen alte Einbauten entfernt. Stärkere, bereits wieder mit Korrosionsschutz überschichtete Abrostungen und auch einzelne Verformungen waren an Profilen des Windverbands bzw. an den Querträgergurtprofilen im Bereich des Querträgers 5 zu erkennen, wo früher der Antrieb untergebracht war. Vermutlich war dieser Bereich früher nicht gut zugänglich bzw. es lag dort ein feuchtes Milieu vor, da an den noch vorhandenen Resten der Motorauflagerungen deutliche „überkonservierte“ Abrostungsspuren erkennbar sind. Der Windverband wurde hier auf der einen Seite abgebrannt, so dass er nicht kontinuierlich durchläuft (Anl. 3.4 Bild 37).

Die Querführung der Brücke wird über Führungsrollen mit doppeltem Spurkranz (Anl. 3.4 Bild 40 und 41) realisiert. Die zugehörigen Laufschiene sind in den Turmvorsprüngen einbetoniert und am oberen Ende mit dem in den Türmen untergebrachten Stahlgerüst verbunden. Besondere Probleme mit der Querführung sind offensichtlich bisher nicht aufgetreten. Am Turm 4 befindet sich zum Ausgleich von Längsbewegungen der Brücke eine zusätzliche Lagerschiene und an der Brücke selbst eine entsprechende Führungsrolle. Erkennbar war anhand der Radspuren, dass bei der Brücken-Hubbewegung die Führungsrolle nicht immer zentrisch auf der am Turm angebrachten Schiene läuft.

An den Triebstockleitern zeigen sich deutliche Verschleißspuren. Die ursprünglich runde Form der Triebstocksprossen ist im belasteten Bereich durch den Eingriff der Ritzelzähne um mehrere Millimeter abgeflacht (Anl. 3.4 Bild 42 und 43). Genauere Aussagen dazu sind Gegenstand des maschinentechnischen Gutachtens. Dies betrifft gleichermaßen alle anderen Teile der Maschinentechnik. Die in den Türmen und in den Kragarmen der Endquerträger untergebrachte Antriebstechnik ist in Anlage 3.4 Bild 44 bis 47 der Vollständigkeit halber mit dargestellt, um den Bezug zur Bautechnik kenntlich zu machen.

Insgesamt sind die am Brückenüberbau erkennbaren Korrosions- und Abnutzungserscheinungen in Anbetracht des Alters der Brücke nicht ungewöhnlich. Zudem ist die Bauwerks-geschichte geprägt durch eine ganze Reihe von Erneuerungs-, Umbau- und Verstärkungsmaß-

nahmen. Ein mängelfreier Zustand lässt sich erfahrungsgemäß bei solch alten Konstruktionen nicht mehr erreichen und es werden sich insbesondere Knotenpunkte und Anschlussbereiche verschiedener Tragwerksteile ohne größeren Aufwand nicht dauerhaft instand halten lassen, was eine progressive Zunahme der Bauwerksschäden bewirken wird.

### **6.3 Verkehrsflächen**

Die Verkehrsflächen der Brücke bestehen aus den Fußgängerwegen links und rechts von den Hauptträgern und der Fahrbahn zwischen den Hauptträgern.

Die Gehwegbeläge bestanden zum Zeitpunkt der Begehung im September 2005 aus GFK-Gitterrosten mit geschlossener Oberfläche. Zur Sicherstellung der Griffigkeit waren sie mit einem Brechsand oder Granulat abgestreut. Durch die ständige Verkehrsbeanspruchung durch Fußgänger und Radfahrer ist eine Abnahme der Rauigkeit zu beobachten (Anl. 4.1 Bild 21 und 22).

Die Fahrbahn wurde laut Auskunft des WSA Bremen in der Vergangenheit erneuert, indem die alte bituminöse Deckschicht abgefräst und durch einen Gussasphalt ersetzt wurde. Im Rahmen der Zustandsaufnahme war festzustellen, dass die Oberfläche der Fahrbahn an einigen Stellen Bindemittelanreicherungen an der Oberfläche zeigt, was eine unzureichende Griffigkeit bedingt (Anl. 4.1 Bild 19). An einer Stelle war eine Blasenbildung im Asphalt zu erkennen (Anl. 4.1 Bild 15 und 16). Weiter zeichnen sich in der Oberfläche abschnittsweise Spurrinnen mit einer Tiefe von mehr als 1 cm ab (Anl. 4.1 Bild 17 und 18). Der Anschluss des Fahrbahnrandes an die seitlichen Stahlkonstruktionen ist teilweise schadhaft (Anl. 4.1 Bild 20).

## **7 Beurteilung des Massivbaus der Cäcilienbrücke Oldenburg**

### **7.1 Baustoffe**

#### **7.1.1 Ziegel**

Die Bestimmung der Ziegelfestigkeiten findet sich im Gutachten des Büros für Baukonstruktionen ([U30] bzw. Anlage 4.2). Für die Türme 1 und 2 ist eine Steinfestigkeitsklasse nach DIN 105 Tab. 4 [L2] von 20 und für die Türme 3 und 4 von 28 angegeben. Allerdings liegen die Prüfwerte von Turm 3 und 4 weit höher, als dies durch die Steinfestigkeitsklassen der DIN 105 abgebildet werden kann.



### **7.1.2 Mörtel**

Die Mörtelproben wurden im chemischen Labor der BAW, Referat B2, auf ihre Zusammensetzung hin untersucht. Bei Turm 4 wurde ein Hochofenzement verwendet, bei Turm 2 ein Eisenportlandzement (Anlage 4.2, intern 8.1 bis 8.13). Beim Wiederaufbau wurde demzufolge ein anderer Mörtel verwendet.

### **7.1.3 Verbund Mauerwerk/ Hubgerüst**

Zusammenfassend ist festzustellen, dass durch den Feuchtezutritt von Außen durch die Bewitterung und durch aufsteigende Feuchtigkeit im Mauerwerk von einem fortschreitendem Korrosionsprozess auszugehen ist. Es muss des Weiteren davon ausgegangen werden, dass durch die praktisch nicht zu stoppenden Abrostungsvorgänge Rostdrücke entstehen, die die bereits vorliegenden Rissbildungen nicht zum Stillstand kommen lassen und auch neue Risse initiieren werden. Ohne größere Instandsetzungsmaßnahmen wird sich somit die für die Scheibentragwirkung des Mauerwerks erforderliche Verbundwirkung mit dem Hubgerüst mittelfristig nicht in ausreichendem Maße erhalten lassen.

## **7.2 Einschätzung der Massivbauteile anhand Zustandsermittlung und Nachrechnung**

Die Ursprungsstatik zu den Hubtürmen liegt nicht vor. Die Brücke inklusive der massiven Hubtürme wurde im Jahr 2000 durch das Ingenieurbüro Eriksen und Partner GmbH Oldenburg nachgerechnet [U20]. Diese statische Berechnung wurde von Herrn Dipl.-Ing. Helfried Schmitz, Bremen im November/Dezember 2001 geprüft und für richtig befunden [U21][U22]. In den Prüfberichten wird erwähnt, dass für die Massivbauteile keine unmittelbare Standsicherheitsgefährdung gegeben ist und optische Kontrollen ausreichend sind. Die geprüfte Statik wird als richtig unterstellt, so dass die BAW keine detaillierte eigenen Nachrechnungen des Massivbaus vornimmt. Die Fundamente der Hubtürme konnten nicht begutachtet werden. Die Ergebnisse der statischen Berechnung und der Bauwerksbegehung vom 13.09.2005 werden wie folgt zusammengefasst:

### Dach / Decken / Treppen

- Für die oben genannten Bauteile liegen keine Ausführungspläne vor, aus denen Bewehrungsgehalte und Materialkennwerte entnommen werden können. Demnach erfolgt für diese Bauteile kein Tragsicherheitsnachweis, jedoch eine Lastzusammenstellung. In [U20] wird von einer ausreichend vorhandenen Bewehrung ausgegangen. Schäden, die auf eine Unterbemessung hindeuten, konnten nach einer Nutzungsdauer von fast 80 Jahren nicht festgestellt werden. Es kann daher vermutet werden, dass bei gleicher Nutzung eine ausreichende Tragfähigkeit vorhanden ist.

- Standsicherheitsreduzierende Schäden sind von der BAW am 13.09.2005 an der Unterseite der Decke über dem Kriechkeller von Turm 1 aufgenommen worden. Die Deckenfläche ist mit Rostflecken besetzt. An einigen Stellen ist die Betondeckung abgeplatzt, und die Bewehrung liegt frei. Aus den weiter aufgenommenen altersbedingten Schäden (siehe Anlage 2) lässt sich momentan keine Relevanz für die Standsicherheit ableiten.

### Wände

- Das innerhalb der Mauerwerkswände vorhandene Stahlgerüst ist alleine nicht in der Lage die anzusetzenden Lasten mit einer ausreichenden Sicherheit abzutragen. Die Mauerwerkswände sind daher für den vertikalen und horizontalen Lastabtrag (Wind) erforderlich.
- Bei den in [U20] geführten Nachweisen wird eine Mauerwerksqualität SFK 28 MGIII angesetzt. Der Grundwert der zulässigen Druckspannungen für diese Mauerwerksqualität beträgt zul.  $\sigma_0 = 3,0 \text{ N/mm}^2$ . Diese wird jedoch unter den angesetzten Lasten nicht ausgenutzt.
- Die im Rahmen dieses Gutachtens durchgeführten Mauerwerksuntersuchungen [U30] ergaben für  
Turme 1+2:       zul.  $\sigma_0 = 2,9 \text{ N/mm}^2$   
Turme 3+4:       zul.  $\sigma_0 = 18,9 \text{ N/mm}^2$

Die für die Türme genannten Grundwerte der zulässigen Druckspannung beinhalten einen Sicherheitsbeiwert von 3,0 zur Bruchfestigkeit.

Folgerung: Die Mauerwerksfestigkeit ist ausreichend.

- Für die Gesamtstabilität der Hubtürme ist es erforderlich, dass die Mauerwerkswände die horizontalen Lasten als Scheibe aufnehmen und in die Blockfundamente weiterleiten können. Bei Rissbildung wird die Tragfähigkeit durch den gestörten Verbund reduziert. Die sich günstig auswirkende Anbindung an Querwände kann durch die Rissbildung ebenfalls verringert werden. Eine Gefährdung der Gesamtstandsicherheit durch die am 13.09.2005 begutachteten und in [U30] dokumentierten Risse ist nicht erkennbar. Die in [U21] empfohlenen optischen Kontrollen sollten in jedem Fall regelmäßig durch einen fachkundigen Ingenieur durchgeführt werden. Gegebenenfalls sind die durch weitere Rissbildung entstandenen „neuen“ Tragsysteme rechnerisch auf ihre Standsicherheit zu überprüfen.

Folgerung: Eine ausreichend Verbundwirkung des Mauerwerks muss für die Scheibentragwirkung gewährleistet bleiben.

- Die im Prüfbericht Nr.2 [U22] getroffene Aussage, dass der Stahlrahmen für das vorhandene Gesamtssystem nicht zwingend erforderlich ist, kann so nicht bestätigt werden. Besonders für die Aufnahme, Weiterleitung und Rückhängung der horizontalen Windlasten aus dem Überbau in die Wandscheibe der Hubtürme ist die Stahlkonstruktion erforderlich.

## 8 Beurteilung des Überbaus der Cäcilienbrücke Oldenburg

### 8.1 Baustoffe

Hinsichtlich der für den stählernen Überbau eingesetzten Materialien bestehen einige Unklarheiten. Nachfolgend wird deshalb die unter Pkt. 4 „Einzelhinweise“ des zur Nachrechnung verfassten Prüfberichts Nr. 1 [U21] aufgeführte Zusammenstellung auszugsweise zitiert:

*„Da nicht für alle Bauteile Bestandsunterlagen vorhanden sind und beim Wiederaufbau sowie bei Reparaturmaßnahmen vermutlich Teile ausgetauscht wurden, sind nicht alle Materialien eindeutig bestimmbar. Verschiedene Materialbezeichnungen sind nicht mehr gebräuchlich. Die zulässigen Spannungen weichen in der Fachliteratur teils voneinander ab bzw. sind nicht bestimmbar. In diesen Fällen wurden die Materialien entweder auf der sicheren Seite angenommen, oder es handelt sich offensichtlich um nicht unmittelbar gefährdete Teile.*

*Folgende Materialien wurden vergleichsweise angesetzt:*

	<i>Bestand</i>	<i>Nachrechnung</i>
<i>Profilstahl</i>	<i>St.W</i>	<i>S 235 JR (St. 37-2)</i>
	<i>St 37.12</i>	<i>S 235 JR (St. 37-2)</i>
	<i>St 48</i>	<i>St 48 (nach alter Norm)</i>
	<i>St 50.11</i>	<i>E 295 (St. 50-2)</i>
	<i>St 52.81</i>	<i>S 355 J 263 (St. 52-3) <sup>*)</sup></i>
	<i>St G</i>	<i>GS-52...“</i>

<sup>\*)</sup> Anmerkung BAW: Vermutl. S 355 J 2G3 (St 52-3 N gem. alter DIN 17100)

## 8.2 Einschätzung des Stahlüberbaus anhand der Zustandsermittlung und Nachrechnung

### 8.2.1 Auswirkung der Erhöhung des Brückengewichts auf die Sicherheit der Seile, Seilrollenachsen und Seilrollenlagerung

In nachfolgender Tabelle ist die im Rahmen der wägetechnischen Untersuchungen/Nachrechnungen ([U20], VA: Überbau S. 15 bis 19) festgestellte Zunahme der Brückenmasse und die Auswirkung dieser Erhöhung auf die Beanspruchung der Tragseile, Seilrollenachsen und Seilrollenlagerung des Gegengewichtsausgleichs zusammengestellt.

**Tabelle 2: Brückengewichtserhöhung, Sicherheit der Seile, Seilrollenachsen und Seilrollenlagerung**

Wägetechn. Untersuchung bzw. Nachrechnung	Brückenmasse $m_{Br}$ in [t]	Belastung je Turm [t]	Seilbelastung [t]	Seilsicherheit	Biegespannung Seilrollenachse [N/mm <sup>2</sup> ]	Sicherheit Seilrollenachsen	Buchsenpressung Seilrollenlagerung [N/mm <sup>2</sup> ]	Sicherheit Lagerung
Dez. 1986 <sup>1)</sup>	248	124	31	<b>7,1fach</b>	106,57	<b>2,35fach</b>	12,92	<b>2,3fach</b>
Sept. 1999 <sup>2)</sup>	258	129	32,25	<b>6,9fach</b>	110,87	<b>2,25fach</b>	13,44	<b>2,2fach</b>
Sept. 2000 <sup>3)</sup>	277	138,5	34,63	<b>6,4fach</b>	119,03	<b>2,10fach</b>	14,43	<b>2,1fach</b>

<sup>1)</sup> Wägetechnische Messung/Untersuchung 1986  
<sup>2)</sup> Nachrechnung vom 21.09.99 durch WSA (AZ.: 3-232.2/1) mit 10 t Gewichtserhöhung durch Instandsetzungsmaßnahmen und damit erforderlicher Erhöhung der Gegengewichtsmasse um ebenfalls 10 t.  
<sup>3)</sup> Wägetechnische Messung/Untersuchung 2000

Aus den wägetechnischen Messungen/Untersuchungen und der vom WSA Bremen vorgenommenen Nachrechnung wird erkennbar, dass die Seile, Seilrollenlagerungen und Seilrollenachsen trotz Erhöhung des Brückengewichts (um ca. 12 %) noch ausreichende Sicherheiten haben. Ob diese Aussagen ggf. zu differenzieren sind, bleibt der maschinenbautechnischen Begutachtung durch die FVT vorbehalten.

### 8.2.2 Auslastung Brückenüberbau

Grundlage der Bewertung ist die Nachrechnung des Überbaus und der Türme durch Ing.-Büro Erikson und Partner Oldenburg vom 24.11.2000 ([U20], die als richtig unterstellt wird. Berücksichtigt werden auch die entsprechenden Prüfbemerkungen im Prüfbericht Nr. 1 vom 28.11.2001 [U21].

### 8.2.2.1 Nachrechnung für die Brückenklasse 30

- Die Bauteile der Stahlkonstruktion des Überbaus sind im Allgemeinen zu **85 % bis 100 %** hinsichtlich der zulässigen Spannungen ausgenutzt.
- Spannungsreserven sind nur für die Gehwegkragarmkonstruktion, die Querträger und die Lager und Seile (vgl. Tabelle 2, Abschn. 8.2.1) vorhanden.
- Das Fahrbahnblech und die EQT nutzen die zulässigen Spannungen zu 100 % aus und auch die Hauptträger haben mit einer Ausnutzung von 95 % nur noch geringe Reserven.
- Kritische Punkte: Anschluss der Seile am EQT wegen der geringen Randabstände der Bolzen und unzureichende Platzverhältnisse für die rechnerischen Verformungen aus Temperatur gemäß DIN 1072 (Gefahr von Zwängungen).

Der Überbau ist für die auftretenden Lasten gemäß DIN 1072 [L3] für die zivile Brückenklasse 30 (derzeit noch) ausreichend standsicher. Die Bemessung erfolgte mit zulässigen Spannungen analog der statischen Berechnung vom Norddeutschen Eisenbau, jedoch liegen die größtenteils elektronisch ermittelten Schnittkräfte aus der Nachrechnung durch Erikson und Partner ca. 10 ... 27 % höher als in der alten Statik. Die Ermittlung der Querschnittswerte erfolgte ohne Abminderungen, die infolge Korrosion möglicherweise vorhanden sein können. Insofern muss davon ausgegangen werden, dass in einigen Bereichen der Brückenkonstruktion die tatsächlich vorhandenen Sicherheiten noch etwas unter den rechnerisch ermittelten liegen werden bzw. die Tragwerksauslastung dort mehr als 100 % betragen wird.

### 8.2.2.2 Nachrechnung für militärische Lastenklassen

Die Brücke würde zusätzlich für militärische Lastenklassen untersucht. Was zuvor hinsichtlich möglicher Querschnittsminderungen infolge Korrosion bereits festgestellt wurde, gilt wegen der höheren Belastungen und damit Auslastung der Brücke in verstärktem Maße für das Ergebnis der Nachrechnung für die militärischen Lastenklassen MLC 50, 60, 30 und 40.

### 8.2.3 Feststellungen aus den Messungen zu den Turmabständen und zur Höhenlage der Widerlagerplatten

Nicht nur wegen der Ergebnisse der Überbaunachrechnung und der daraus erkennbaren hohen Auslastung halten wir die im Januar dieses Jahres erfolgte Sperrung der Brücke für Fahrzeuge ab 7,5 t bis auf Weiteres für gerechtfertigt. Weitere Gründe, an dieser Verfahrensweise zunächst festzuhalten, sind folgende:

- Anhand der vom WSA über einen Zeitraum von ca. 20 Jahren zwischen 1983 und 2004 vorgenommenen Abstandsmessungen [U26] ist zu erkennen, dass sich in diesem Zeit-

raum der Abstand zwischen den jeweils gegenüberliegenden Türmen mit übereinstimmender Tendenz um ca. 15 mm verengt hat (vgl. auch Hinweis in der Gründungsbeurteilung). In den ersten zehn Jahren war allerdings diese Bewegung tendenziell größer und nicht einheitlich (Anlage 3.5.1). Es kann davon ausgegangen werden, dass eine geringere Verkehrsbelastung auch auf den Rückgang dieses Bewegungstrends positive Auswirkungen hat.

- Die grafische Auswertung der gemessenen Höhen der vier Brückenauflagerpunkte (Widerlagerplatten) [U26] ergab eine nicht vorhersehbare neue Situation für die Einschätzung der Lagerungsbedingungen der Brücke (Anlage 3.5.2 und 3.5.3). Anhand der mittleren Höhendifferenzen der Widerlagerplatten war festzustellen, dass Abweichungen in der Höhenlage bis zu einer Größe von ca. 3,4 cm (am Turm 3) vorliegen und insofern die Brücke bei jedem Absetzen „windschief“ zur Auflage kommt. Zu erkennen ist jedoch anhand der Trendlinien, dass die Differenzen je Lager im gesamten Messzeitraum gleich geblieben sind. Während des im Jahre 1982 erfolgten Einbaus neuer Endquer- und Gehwegträger war die Brücke vermutlich auf Montagestapeln abgelegt. Es liegen keine Informationen darüber vor, ob insbesondere beim Einbau der Endquerträger die bei den Lagern bestehenden Höhenabweichungen mit berücksichtigt wurden. Ob und inwieweit durch die Schiefelage der Brücke unplanmäßige Beanspruchungen entstehen, die ggf. Auswirkungen auf das Tragvermögen haben könnten, hängt in erster Linie von den gegebenen Tragwerkssteifigkeiten ab und ließe sich nur durch eine globale Nachrechnung mit einer angenommenen Stützensenkung, die den Höhendifferenzen der Auflagerpunkte entspricht, abschätzen. Obwohl derzeit kein akuter Handlungsbedarf erkennbar ist, sollte das WSA in dieser Angelegenheit nochmals mit dem Ing.-Büro Erikson und Partner, welches die Nachrechnung aufgestellt hat und insofern gute Kenntnisse vom Bauwerk besitzt, Kontakt aufnehmen und eine geeignete Vorgehensweise abstimmen.

#### **8.2.4 Verkehrsflächen**

Falls nicht schon erfolgt, ist die Griffigkeit der Fahrbahn und der Gehwege auf der Grundlage der „TP Griff-StB (SRT) - Technische Prüfvorschriften für Griffigkeitsmessungen im Straßenbau, Teil: Messverfahren SRT“ unbedingt zu prüfen. Bei einer mangelnden Griffigkeit sind geeignete Maßnahmen zur Sicherstellung der Verkehrssicherheit notwendig. Die Entwicklung der Blase im Fahrbahnbelag ist zu beobachten. Bei Auftreten von weiteren Blasen ist eine Instandsetzung angezeigt, um die geforderte Ebenheit auf Verkehrsflächen einzuhalten. Bei einer fortschreitenden Vertiefung der Spurrinnen sind ebenfalls Instandsetzungsmaßnahmen notwendig. Die Anschlüsse der bituminösen Fahrbahnkonstruktion an die seitliche Stahlkonstruktion müssen erneuert werden.

## **9 Gründungsbeurteilung der Cäcilienbrücke Oldenburg**

### **9.1 Vorbemerkung und gründungsseitig relevante Unterlagen**

Die vom Referat K1 der BAW-Dienststelle Hamburg aufgestellte Gründungsbeurteilung war absprachegemäß in das unter Federführung des Bautechnik-Referates B2 und Mitwirkung der Referate B1 (Massivbau) und B3 (Baustoffe) zu erarbeitende BAW-Gesamtgutachten aufzunehmen, um damit die BAW-Aussagen zum Brückenbauwerk „ganzheitlich“ zusammenzufassen.

Ansichten/Schnitte der Pfahlgründung und der Uferspundwände mit Verankerung und die Benennung und Positionierung der Gründungsteile sind, entnommen aus [U14], in den Anlagen 1.3 und 1.6 dargestellt.

Grundlage der nachfolgenden Gründungsbeurteilung ist folgende Auswahl aus den bereits unter Pkt. 2 benannten Unterlagen:

- [U17] Schreiben zur Grundwasserbeschaffenheit an der Stadtstrecke Oldenburg vom 23.05.1990, aufgestellt von der Bundesanstalt für Gewässerkunde
- [U18] Baugrund- und Gründungsgutachten zur Stadtstrecke Oldenburg vom 19.05.1992, aufgestellt von der BAW-DH, Referat K1
- [U20] Nachrechnung der Cäcilienbrücke in Oldenburg vom Sept. 2000, aufgestellt vom Ing.-Büro Eriksen und Partner GmbH Oldenburg
- [U21] Prüfbericht Nr. 1 K 445 vom 28.11.2001, aufgestellt von Dipl.-Ing. Helfried Schmitz  
Prüfingenieur für Baustatik VBI
- [U25] Schreiben zu den ergänzenden Baugrunduntersuchungen an der Cäcilienbrücke vom 05.12.2003 und 08.01.2004, aufgestellt von der BAW-DH, Referat K1
- [U28] Ermittlung der Rest-Druckfestigkeit an Pfahlköpfen vom 24.05.2005, aufgestellt vom Institut für Holzphysik und mechanische Technologie des Holzes der Bundesforschungsanstalt für Forst- und Holzwirtschaft in Hamburg
- [U29] Vermerk zur Rückverankerung der neuen Spundwand im Bereich der Cäcilienbrücke vom 08.07.2005, aufgestellt vom WSA Bremen

### **9.2 Beurteilung der Gründung**

Die vier Turmpfeiler der Cäcilienbrücke wurden auf überwiegend lotrecht gerammten Gründungspfählen tief gegründet. Die Vertikallasten werden somit unterhalb der Kanalsohle in den tieferen Baugrund abgeleitet. Die Horizontallasten werden einerseits durch Schrägpfähle abgetragen und andererseits indirekt über Rundstahlanker mit Ankertafeln rückverankert.

Vom Ing.-Büro Eriksen und Partner GmbH erfolgte im Jahre 2000 eine statische Nachrechnung der Cäcilienbrücke in Oldenburg am Küstenkanal, die anschließend vom Prüf.-Ing. Dipl.-Ing. Helfried Schmitz geprüft wurde [U20][U21][U22]. Die Durchsicht der geprüften Nachrechnungen führten zu folgenden Ergebnissen:

- Die **Vertikallasten** können mit ausreichender Sicherheit von den Holzpfählen aufgenommen werden. Die vorhandenen Pfahllasten unterschreiten die nach DIN 4026 zulässigen Pfahllasten so deutlich, dass unter Zugrundelegung der tragfähigen Böden im Untergrund Tragreserven vorhanden sind. Nennenswerte Setzungen und Verkipnungen der Widerlager infolge Überlastung einzelner Pfähle oder Pfahlgruppen sind nach den amtsseitigen geodätischen Bauwerksmessungen der letzten Jahrzehnte nicht ableitbar und bestätigen damit die Ergebnisse der statischen Nachrechnung.
- Die **Horizontallasten** werden von den Schrägpfählen in Verbindung mit der horizontalen Spundwandverankerung ebenfalls mit ausreichender Sicherheit nachgewiesen. Die Abstandsmessungen zwischen den gegenüber liegenden Pfeilern weisen in den letzten 20 Jahren zwar eine konstante Verringerung bis 15 mm auf, jedoch lassen sich diese nicht mit einer mangelnden Horizontalkraftabtragung begründen. In den Sommermonaten 2005 erhielten die Widerlager der Cäcilienbrücke neue vorgesetzte Uferspundwände, die unabhängig von der Brückengründung durch gebohrte Schrägpfähle mit verdicktem Fuß verankert werden. Die alte vorhandene Spundwand ist dabei im verankerten Zustand verblieben und wird durch die neue vorgesetzte rückverankerte Spundwand zusätzlich gestützt. Dadurch wird die Sicherheit der horizontalen Lastabtragung gegenüber der statischen Nachrechnung erhöht.

Im Rahmen des Ausbaus des Küstenkanals mit neuen Uferwänden wurden Holzgüteuntersuchungen an vergleichbaren hölzernen Gründungspfählen in der Nähe der Amalienbrücke durchgeführt [U28]. Diese Holzpfähle stammen – ebenfalls wie die hölzernen Gründungspfähle der Cäcilienbrücke – aus der Bauzeit des Kanals. Sie sind demnach vergleichbaren Alters, befinden sich im ähnlichen Untergrundbereich und in vergleichbaren Milieubedingungen des Grundwassers. Die Holzgüteuntersuchungen der Bundesforschungsanstalt für Forst- und Holzwirtschaft zeigen, dass die zu erwartenden Festigkeitseigenschaften der hölzernen Kieferpfähle auch heute noch vorhanden sind und keine nachteiligen Auswirkungen wie z. B. Fäulnis o. ä. festzustellen sind. Diese Ergebnisse der Holzgüteuntersuchungen sind auch auf die Gründungspfähle der Cäcilienbrücke übertragbar.

### 9.3 Zusammenfassende Aussage zur Pfahlgründung

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die statischen Erfordernisse an die Pfahlgründung auch heute noch erfüllt werden und auf der Grundlage der Holzgüteuntersuchungen an vergleichbaren Holzpfählen auch zukünftig keine Beeinträchtigung der Holzpfahlgründung zu erwarten ist.



## 10 Abschätzung der Restnutzungsmöglichkeiten

### 10.1 Kriterien für die Restlebensdauerabschätzung

Das unter Denkmalschutz stehende Brückenbauwerk hat in seiner Grundsubstanz inzwischen ein Alter von ca. 80 Jahren erreicht. Verschiedene Teile des Bauwerks wurden jedoch durch Kriegseinwirkung zerstört oder beschädigt und dann im Jahre 1948 wiederhergestellt. Dies betraf u. a. die Hubtürme auf der Damm-Seite, den Stahlüberbau und die elektrische Hubvorrichtung. Damit haben verschiedene maßgebliche Tragwerksteile eine deutlich geringere Nutzungsdauer als 80 Jahre. Inwieweit bei der Wiederherstellung noch verwertbare Altmaterialien wiederverwendet wurden, ist nicht nachvollziehbar, jedoch war eine solche Verfahrensweise wegen der nach dem Kriege bestehenden Mangelsituation durchaus üblich.

Des Weiteren wurden in den Folgejahren insbesondere an Teilen der Stahlkonstruktion und der maschinen- und elektrotechnischen Anlagen eine Reihe von Verbesserungen, Veränderungen bzw. Ersatzmaßnahmen vorgenommen. Von besonderer Bedeutung für das Stahltragwerk der Brücke ist dabei die 1966 erfolgte Verstärkung der Fahrbahnplatte durch untergeschraubte Profilrahmen und die 1982/83 vorgenommene Erneuerung der beiden Endquerträger und der Gehwegträger (vgl. Abschn. 6.1).

Wegen der sehr differenzierten Alterstruktur der einzelnen Bauwerksteile kann bei der Abschätzung der möglichen Restnutzungsdauer nicht vom eigentlichen Erbauungsjahr der Brücke ausgegangen werden. Insofern hat zum Beispiel der Stahlüberbau der Brücke unter der Voraussetzung, dass er im Jahre 1948 tatsächlich neu und ohne Verwendung von Altmaterial gebaut wurde, erst eine Nutzungsdauer von ca. 60 Jahren erreicht. Wenn man von der bei Brückenbauwerken üblichen Lebenserwartung von ca. 100 Jahren ausgeht, bestünden also noch deutliche Zeitreserven. Diese Herangehensweise ist jedoch im vorliegenden Fall nicht zielführend, da die real vorliegende bauliche Situation keine Berücksichtigung findet.

Folgende Kriterien werden deshalb für die Restlebensdauerabschätzung zur Grundlage gemacht:

- Die Bewertung der Tragsicherheit und Auslastung maßgeblicher Bauteile anhand der durchgeführten Nachrechnungen.
- Der derzeitige bauliche Zustand der Hubtürme und die hier in der weiteren Nutzungszeit möglichen negativen Veränderungen.
- Der aktuelle Zustand des Stahlüberbaus und der zu erwartende Aufwand für seine Instandhaltung.
- Die Ergebnisse der Bauwerksmessungen und die Bewertung ihrer möglichen Auswirkungen.
- Belange des Denkmalschutzes.

## **10.2 Folgerungen für die Restnutzungsdauer aus dem aktuellen Zustand und der Tragsicherheitsbewertung**

### **10.2.1 Tragwerksauslastung, Restquerschnitte und Materialien Stahlüberbau**

Eine Tragsicherheitsgefährdung der Brücke einschließlich Hubtürme und Gründung lässt sich zum gegenwärtigen Zeitpunkt weder aus den Nachrechnungen noch aus den Ergebnissen der Zustandsaufnahme ableiten.

Die Nachrechnungen insbesondere des Stahlüberbaus lassen jedoch eine hohe Tragwerksauslastung erkennen. Weil zudem die Restquerschnitte ohne Abminderung angesetzt wurden (auch die Verbindungsmittel sind hierbei von Bedeutung), die eingesetzten Materialien nicht ganz eindeutig bestimmbar sind (vgl. auch Prüfbericht Nr.1 [U18]), der Umfang der bei so genannten Altstählen typischen Materialalterung unbekannt ist und Unklarheiten bei der Auflagerung der Brücke bestehen, muss davon ausgegangen werden, dass, wie bereits unter Abschn. 8.2.2.1 erwähnt, in einigen Bereichen der Brückenkonstruktion die tatsächlich vorhandenen Sicherheiten unter den rechnerisch ermittelten liegen werden und demzufolge die Tragwerksauslastung dort mehr als 100 % betragen wird.

### **10.2.2 Ermüdungsfestigkeitssituation**

Genietete Konstruktionen sind in der Regel gegenüber Ermüdungsbeanspruchungen wenig anfällig. Bei der Cäcilienbrücke liegt jedoch hinsichtlich des Ermüdungswiderstandes eine Situation vor, die geprägt ist von der genannten hohen Tragwerksauslastung (vor allem auch der Hauptträger), der nicht ausschließbaren nachteiligen Wirkung korrosiver Kerben und der ohne spezielle Prüfungen nicht abschätzbaren Auswirkung der vorliegenden Materialproblematik. Insofern könnte es, trotz der genieteten Bauweise, im künftigen Weiternutzungszeitraum in entsprechend beanspruchten bzw. vorgeschädigten Tragwerksbereichen durchaus auch zum Auftreten von Ermüdungsschäden kommen. DIN-Fachbericht 101 [L4] gibt das Ermüdungslastmodell 3 („48 t-Fahrzeug“) als äquivalentes Ermüdungsfahrzeug für Haupttragelemente von Straßenbrücken an. Es werden komplette Fahrzeugüberfahrten berücksichtigt, d. h., jede Überfahrt verursacht einen Spannungswechsel.

Die Sperrung der Cäcilienbrücke für Fahrzeuge ab 7,5 t wird sich also auch in Bezug auf die Ermüdungsfestigkeit positiv, d. h., wegen der Verringerung der einwirkenden Spannungsschwingbreiten in gewissem Umfange „lebensverlängernd“ auswirken. Ggf. kann durch die Begrenzung der Fahrzeugtonnagen auch das Fortschreiten der Spurrinnenbildung im bituminösen Fahrbahnbelag verhindert werden.

### **10.2.3 Auswirkung der Rissbildungen und des Rostdrucks im Hubturm-Mauerwerk**

Ein spezielles Problem ergibt sich bei den Hubtürmen durch die Rissbildungen im Mauerwerk und durch die offensichtlich fortschreitenden inneren Abrostungsvorgänge an verschiedenen Teilen des einbetonierten/eingemauerten Hubgerüsts. Wie unter Abschnitt 7.1.3 angemerkt, wird sich infolge der entstehenden Rostdrücke mittelfristig die für die Scheibentragwirkung des Mauerwerks erforderliche Verbundwirkung mit dem Hubgerüst nicht in ausreichendem Maße erhalten lassen.

### **10.2.4 Verengungstrend beim Turmabstand in Brückenlängsrichtung**

Anhand des vorliegenden Verengungstrends muss davon ausgegangen werden, dass sich der Abstand zwischen Turm 4 und 2 bzw. Turm 3 und 1 in den nächsten 10 Jahren um weitere 7 ... 8 mm verringern wird. Die baulichen Möglichkeiten, mit denen das weitere Einklemmen des Brückenüberbaus verhindert werden könnte, sind derzeit nahezu aufgebraucht.

## **11 Abschließende Schlussfolgerungen/Empfehlungen**

Die im Januar 2006 erfolgte Sperrung der Brücke für Fahrzeuge ab 7,5 t sollte bis auf Weiteres bestehen bleiben. Aus unserer Sicht sind dafür folgende maßgebliche Beweggründe zu nennen:

- Vorliegende hohe Tragwerksauslastung des Brückenüberbaus bei Belastungsansatz für Brückenklasse 30 bzw. militärische Lastenklassen,
- bestehende Unsicherheiten hinsichtlich der eingesetzten Materialien, des Umfangs korrosiv bedingter Querschnittsverluste und der Auswirkung der Höhendifferenzen bei der Brückenlagerung,
- denkbare positive Auswirkungen auf den Bewegungstrend der Türme,
- Herabsetzung der Gefahr, dass im Weiternutzungszeitraum Ermüdungsschäden in kritischen Tragwerksbereichen des Überbaus eintreten könnten,
- Reduzierung der Spurrinnenbildung auf der Fahrbahn.

Die an den Hubtürmen festgestellten Rissbildungen lassen sich offensichtlich mit den bisher verwendeten Methoden nicht dauerhaft instandsetzen. Wegen des in unterschiedlicher Weise möglichen Feuchtigkeitszutritts lassen sich die Abrostungsvorgänge an den innen liegenden Teilen des stählernen Hubgerüsts und die dadurch entstehenden Rostdrücke praktisch nicht stoppen. Dadurch kommen die bereits vorliegenden Rissbildungen nicht zum Stillstand und es werden weitere Risse auftreten. Mittelfristig wird sich insofern ohne größere Instand-

setzungsmaßnahmen die für die Scheibentragwirkung des Mauerwerks erforderliche Verbundwirkung mit dem Hubgerüst nicht in ausreichendem Maße erhalten lassen.

Zur Gewährleistung der Verkehrssicherheit sind kurzfristig lose Bestandteile des Mauerwerks zu sichern bzw. lokal instand zu setzen. Offene Risse im Mauerwerk können mit Dichtungsmaterialien oberflächlich verfüllt werden, um das weitere Eindringen von Wasser zu reduzieren. Die Dächer sind auf Undichtigkeiten hin zu untersuchen und insbesondere das Dach von Turm 2 ist, soweit noch nicht geschehen, zu erneuern. Schäden an der Bewehrung von Stahlbetonbauteilen sind instand zu setzen, um die Standsicherheit zu gewährleisten.

Am Brückenüberbau wurden Korrosions- und Abnutzungserscheinungen festgestellt, die zwar in Anbetracht des Alters der Brücke nicht ungewöhnlich sind, an der Unterseite der Brücke liegen jedoch in einigen Bereichen der Tragkonstruktion (v. a. im Bereich der EQT) auch umfangreichere Rostbildungen vor. Um fortschreitende Materialabträge zu verhindern, sollten diese Bereiche umgehend instandgesetzt werden. Auf die zur Vermeidung weiterer korrosiver Angriffe notwendige Instandsetzung der Anschlüsse der bituminösen Fahrbahnkonstruktion an die seitliche Stahlkonstruktion (Schrammborde mit darunter liegenden Stahlteilen, vgl. Abschn. 8.2.4) sei an dieser Stelle nochmals hingewiesen.

Ein besonderes Problem stellt die pro Jahr im Mittel zwar weniger als 1 mm betragende, jedoch kontinuierlich fortschreitende Verringerung des Abstands der Türme in Brückenlängsrichtung dar. Für die genaue Ursache dieser Bewegung lieferte auch die Begutachtung der Gründung keine schlüssige Erklärung. Im zunächst bevorstehenden weiteren Nutzungszeitraum sollten deshalb vor allem die für die Funktionalität der Hubbrücke maßgeblichen Messungen des Abstands zwischen den Türmen durch ein gezieltes Bauwerksmonitoring weiter verfolgt werden. Es wird vorgeschlagen, die Abstandsmessungen in Brückenlängsrichtung in halbjährlichem Intervall vorzunehmen und zu dokumentieren und auch die Neigungsmessungen bei den Türmen fortzuführen. Es dürfte damit möglich sein, einen Überblick über Ausmaß und Richtung der vermutlich weiterhin ablaufenden Bauwerksbewegungen zu erhalten, so dass im Bedarfsfall in geeigneter Weise reagiert werden kann.

Abschließend bleibt aus unserer Sicht festzustellen, dass wegen des aktuellen Bauwerkszustands und in Abhängigkeit von der weiteren Entwicklung der Schäden und Bauwerksbewegungen in etwa 10 bis 15 Jahren als zwar aufwändige, aber u. E. sinnvolle und dauerhafte Instandsetzungsmaßnahme ein kompletter Neuaufbau der Türme unter Beachtung der denkmalschützerischen Gegebenheiten in Erwägung gezogen werden sollte. Im Rahmen dieser Maßnahme könnten sehr wahrscheinlich gleichzeitig die vorgenannten Probleme aus der fortschreitenden Abstandsverringering der Hubtürme in Brückenlängsrichtung beseitigt werden.




Ob es im Falle des Neuaufbaus der Türme Sinn machen würde, den vorhandenen Stahlüberbau einschließlich der Maschinen- und Steuerungstechnik weiter zu erhalten oder ebenfalls zu erneuern, wäre zu gegebener Zeit anhand von Kosten-/Nutzenvergleichen zu entscheiden. Im konstruktiven Ingenieurbau wird in diesem Zusammenhang der Grundsatz vertreten, dass die Belange des Denkmalschutzes gegenüber der Verantwortung (des Verkehrssicherungspflichtigen) für die Sicherheit zurückstehen [L5], jedoch bei allen Maßnahmen ein rechtzeitiges Einvernehmen zwischen dem Betreiber und dem Denkmalschutz herbeigeführt werden sollte.


Karlsruhe, 25. Oktober 2006

**Bundesanstalt für Wasserbau**

Im Auftrag

Bearbeiter

  
(Dr. rer. nat. Binder)

  
(Dipl.-Ing. Meinhold)



## 12 Verwendete Regelwerke/Literatur

- [L1] Popken: Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg, DIE BAUTECHNIK, Heft 22/26, Berlin, 20. Mai/10. Juni 1927
- [L2] DIN 105-1, Ausgabe 1989-08
- [L3] DIN 1072: Straßen- und Wegebrücken, Lastannahmen, Ausg. Dez. 1985
- [L4] Novak, B./Gabler, M.: Leitfaden zum DIN Fachbericht 101 Einwirkungen auf Brücken, Ausgabe März 2003, Ernst & Sohn
- [L5] Sedlacek, G.: Denkmalschutz im konstruktiven Ingenieurbau, Ernst & Sohn, Bautechnik 73 (1996), Heft 7

## **Anlage 1:**

### **Allgemeine Anlagen Massivbau/Stahlbau/Baustoffe**

- Anlage 1.1: Lageplan Cäcilienbrücke (Luftbildausschnitt, Aufnahmedatum 15.03.1945)
- Anlage 1.2: Lageplan Cäcilienbrücke (aus „Revisionszeichnung“ von 1932 und unter Verwendung eines aktuellen SAT-Bildes mit Hubturmnummerierung)
- Anlage 1.3: Ansicht/Längsschnitt/Drauf- und Untersicht
- Anlage 1.4: Schnitt e – f (Turm1)
- Anlage 1.5: Schnitt g – h (Turm 4)
- Anlage 1.6: Querträger/Endquerträger, Positionsnummern der Bauteile (unter Verwendung Zeichng.-Nr. P-01 v. 18.12.2000, Ing.-Büro Eriksen und Partner)

## Lageplan der Cäcilienbrücke

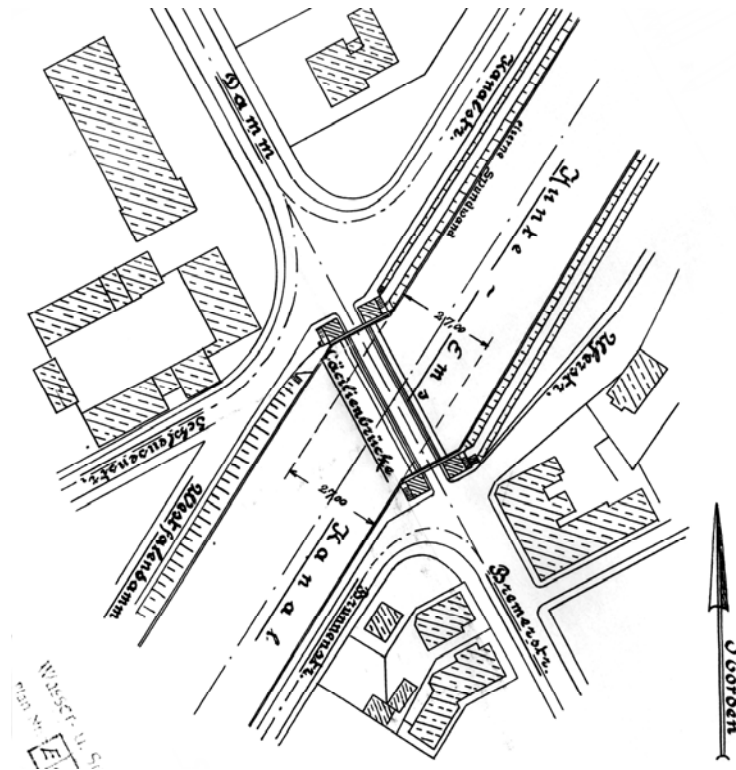
(Luftbild-Ausschnitt Flugnummer: 106G4817 vom 15.03.1945, Bild-Nr.: 3196, Landesvermessung und Geobasisinformation Niedersachsen)





## Lageplan der Cäcilienbrücke

(aus „Revisionszeichnung“ des WSA Oldenburg v. 29.08.1932)



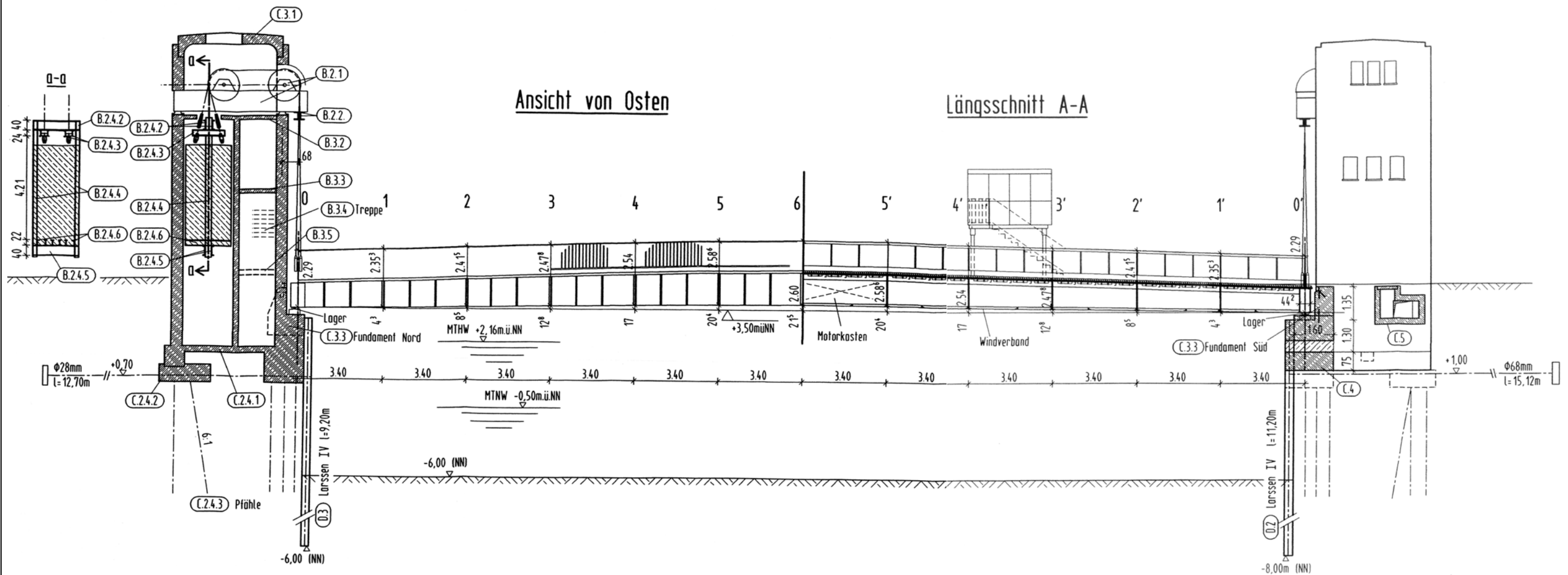
## Lageplan mit Nummerierung der Brückentürme

(unter Verwendung SAT-Bild Google Earth)



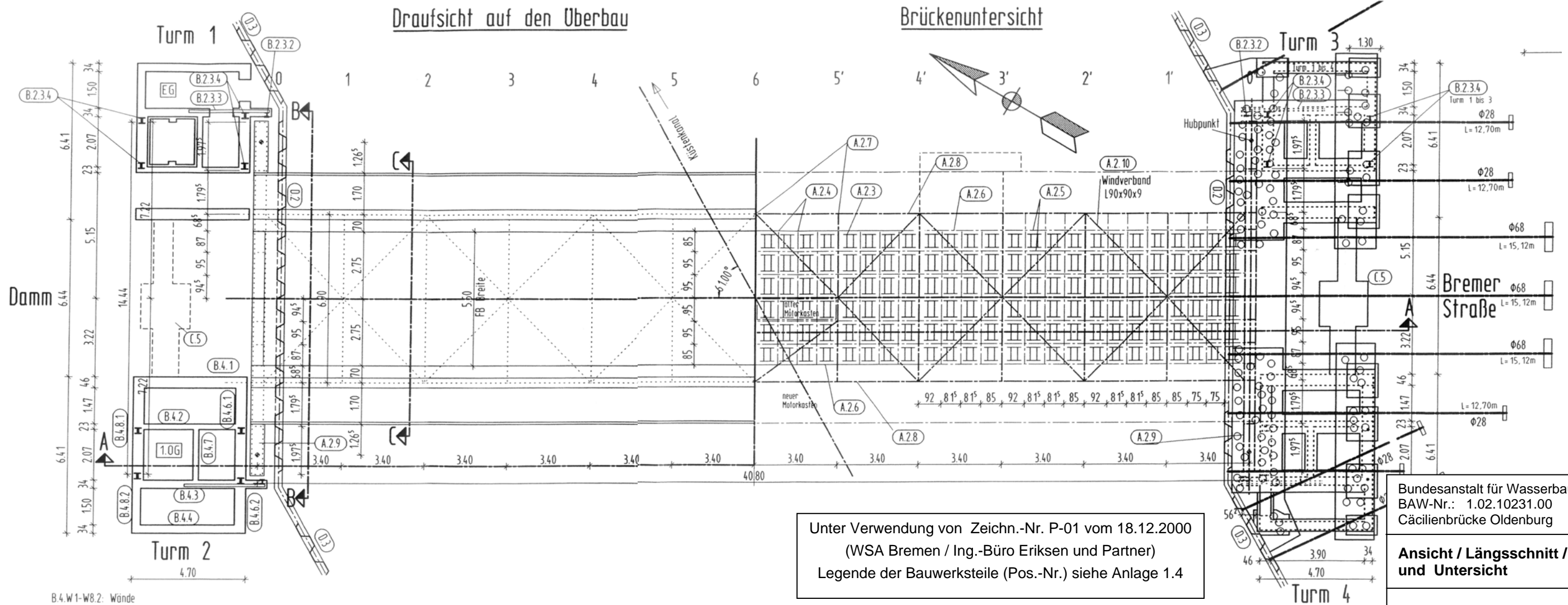
Ansicht von Osten

Längsschnitt A-A



Draufsicht auf den Oberbau

Brückenuntersicht

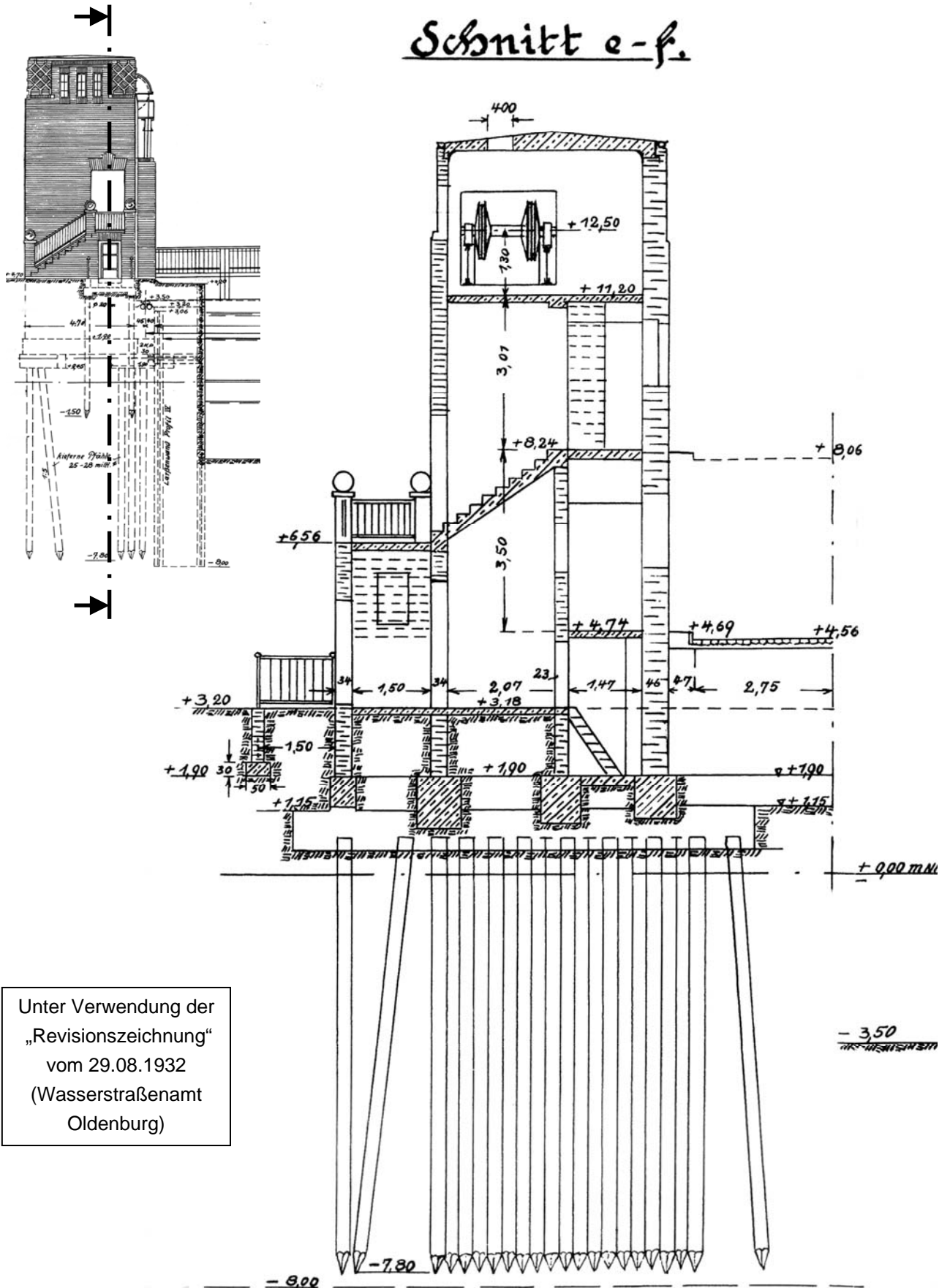


Unter Verwendung von Zeichn.-Nr. P-01 vom 18.12.2000  
 (WSA Bremen / Ing.-Büro Eriksen und Partner)  
 Legende der Bauwerksteile (Pos.-Nr.) siehe Anlage 1.4

Bundesanstalt für Wasserbau  
 BAW-Nr.: 1.02.10231.00  
 Cäcilienbrücke Oldenburg

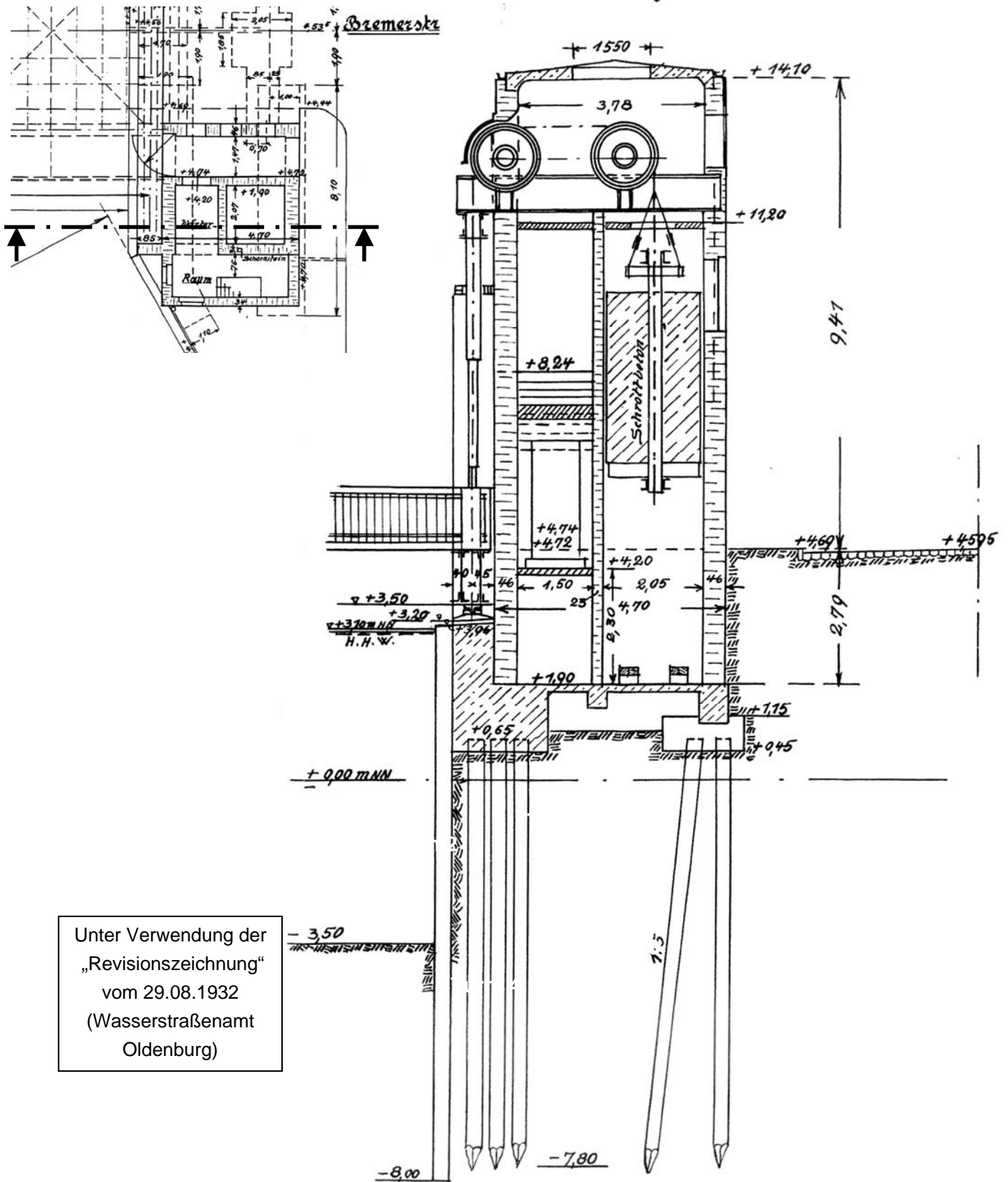
Ansicht / Längsschnitt / Drauf-  
 und Untersicht

Schnitt e - f (Turm 1)



Schnitt g – h (Turm 4)

Schnitt g-h.

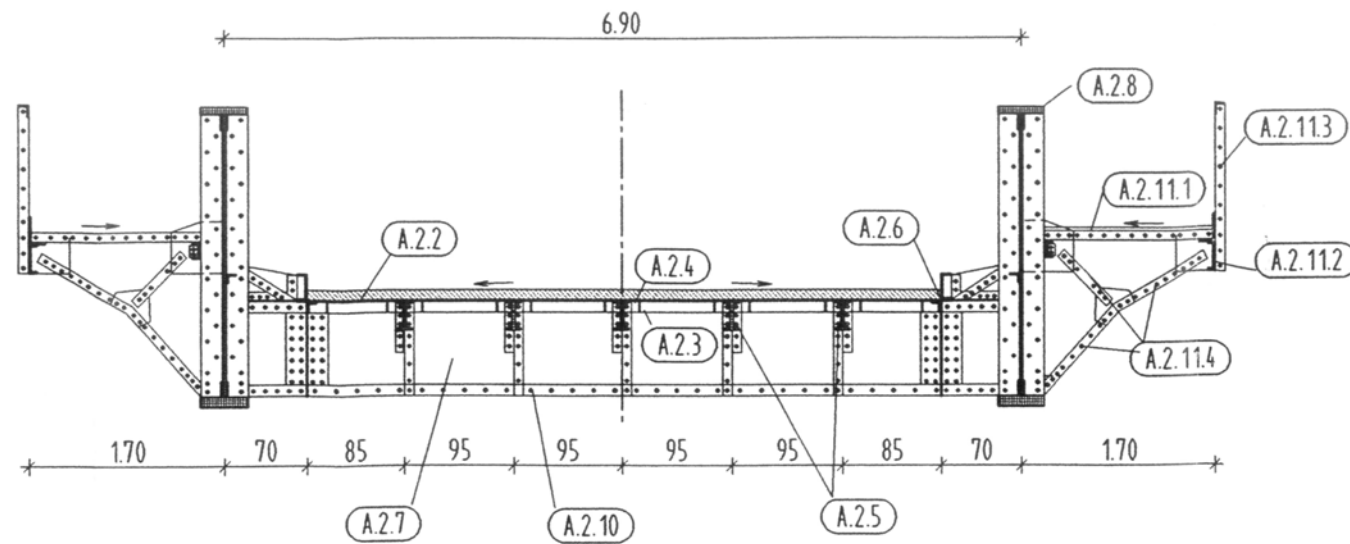


Unter Verwendung der  
 „Revisionszeichnung“  
 vom 29.08.1932  
 (Wasserstraßenamt  
 Oldenburg)



Schnittführung siehe Anlage 1.3

### Schnitt C-C



Positionsnummern und Benennung der Bauwerksteile

Positionsnummern:

**A. Oberbau:**

- A.2.2 Fahrbahnblech
- A.2.3 Zwischenquerträger neu
- A.2.4 Zwischenquerträger alt
- A.2.5 Längsträger
- A.2.6 Randlängsträger
- A.2.7 Querträger
- A.2.8 Hauptträger
- A.2.9 Endquerträger
- A.2.10 Windverband

**A.2.11. Gehweg- und Kragarmkonstruktionen:**

- A.2.11.1 Bohlenbelag
- A.2.11.2 Längsträger (Geländer)
- A.2.11.3 Geländerkonstruktion
- A.2.11.4 Kragarmträger
- A.2.12 Lager

**B. Türme:**

**Stahlkonstruktionen:**

- B.2.1 Rollenträger
- B.2.2 Lastenteilungsträger
- B.2.3.2 Schienenträger
- B.2.3.3 Lastenteilungsträger f. Schienenträger
- B.2.3.4 Stützen und Riegel Trägergerüst

**B.2.4. Trägergerüst:**

- B.2.4.2 Lastenteilungsträger
- B.2.4.3 Querträger oben
- B.2.4.4 Schienenträger Gegengewicht
- B.2.4.5 Querträger unten
- B.2.4.6 Lastenteilungsträger unten

**Massivbauteile-Decken und Treppen:**

- B.3.1 Dach
- B.3.2 Stb.-decke 2.0G
- B.3.3 Stb.-decke 1.0G
- B.3.4 Stb.-treppe
- B.3.5 Stahlglasdecke EG

**Massivbauteile-Wände:**

- B.4.1 Wand 1
- B.4.2 Wand 2
- B.4.3 Wand 3
- B.4.4 Wand 4
- B.4.6.1 Wand 6.1
- B.4.6.2 Wand 6.2
- B.4.7 Wand 7
- B.4.8.1 Wand 8.1
- B.4.8.2 Wand 8.2

**C. Gründung:**

**Fundamente:**

- C.2.4.1 Sohlplatte
- C.2.4.2 Gründungsbalken
- C.2.4.3 Pfahlgründung

**Widerlager:**

- C.3.3 Widerlagerfundament Nord
- C.3.4 Widerlagerfundament Süd

**Verbindungsbalken:**

- C.4 Verbindungsbalken

**Schrankenkanal:**

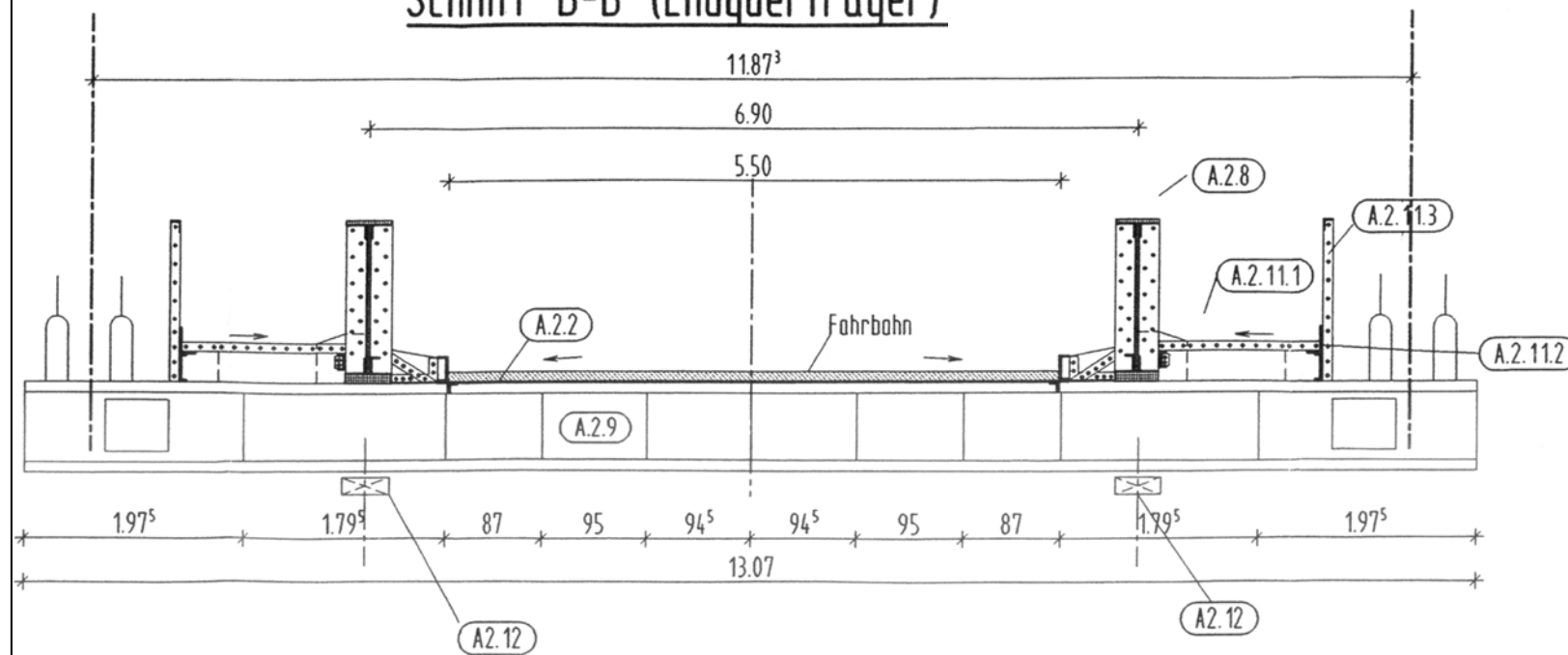
- C.5 Schrankenkanal

**D. Spundwände**

**D.2. Spundwände im Fahrbahnbereich**

**D.3. Spundwände im Turmbereich**

### Schnitt B-B (Endquerträger)



Unter Verwendung von Zeichn.-Nr. P-01  
vom 18.12.2000  
(WSA Bremen / Ing.-Büro Eriksen und Partner)

Bundesanstalt für Wasserbau  
BAW-Nr.: 1.02.10231.00  
Cäcilienbrücke Oldenburg



**Querträger/Endquerträger  
Positionsnummern Bauwerksteile**

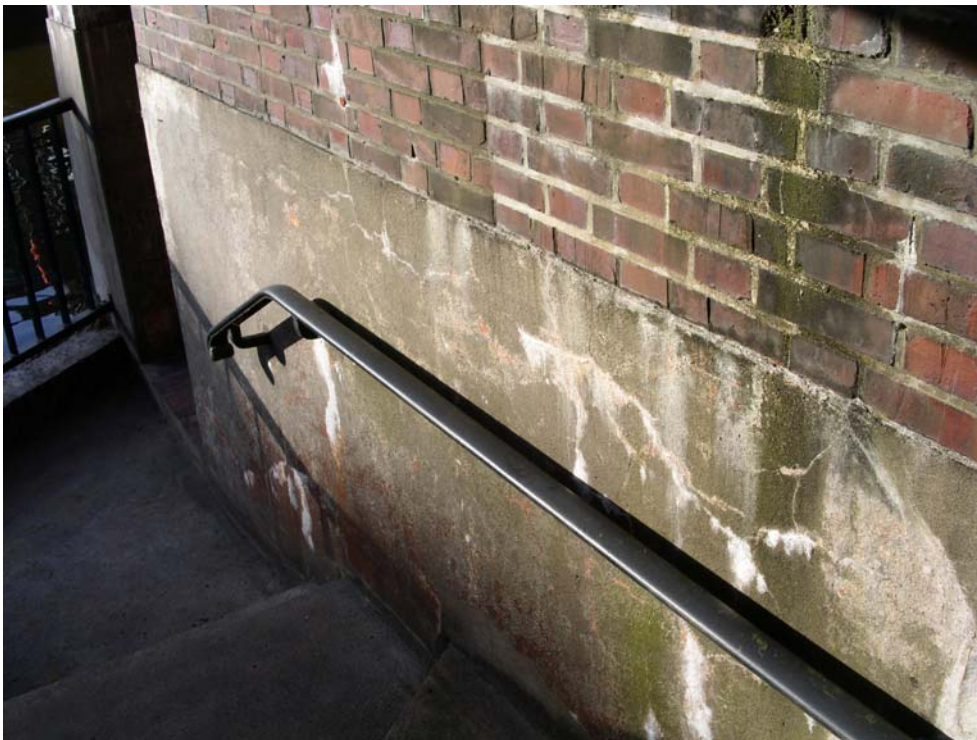


## **Anlage 2:**

### **Fotodokumentation Massivbau**

Anlage 2.1 - 2.13

## Turm 1:



**Bild 1: Riss am nordöstlichen Treppenaufgang / Turm 1**



**Bild 2: Schacht für die Gegengewichte / Turm 1**



**Bild 3: Korrodierte Stahlträger unter den Gegengewichten / Turm 1**



**Bild 4: Rostfleck unter der Decke des Kellerraums / Turm 1**





**Bild 5: Rostflecken an der Treppenunterseite / Turm 1**



**Bild 6: Antriebsraum / Turm 1**



**Bild 7: Mauerwerkskonsole zur Aufnahme der Horizontallasten aus der Brücke/Turm 1**

**Turm 2:**



**Bild 8: Putzabplatzungen mit Bewehrungskorrosion, Decke über dem Kellerraum / Turm 2**



**Bild 9: Vertikaler Riss im Mauerwerk / Turm 2**





**Bild 10: Vertikaler Riss der nord-westlichen Wand / Turm 2**



**Bild 11: Mauerwerkskonsole zur Aufnahme der Horizontallasten  
aus der Brücke / Turm 2**



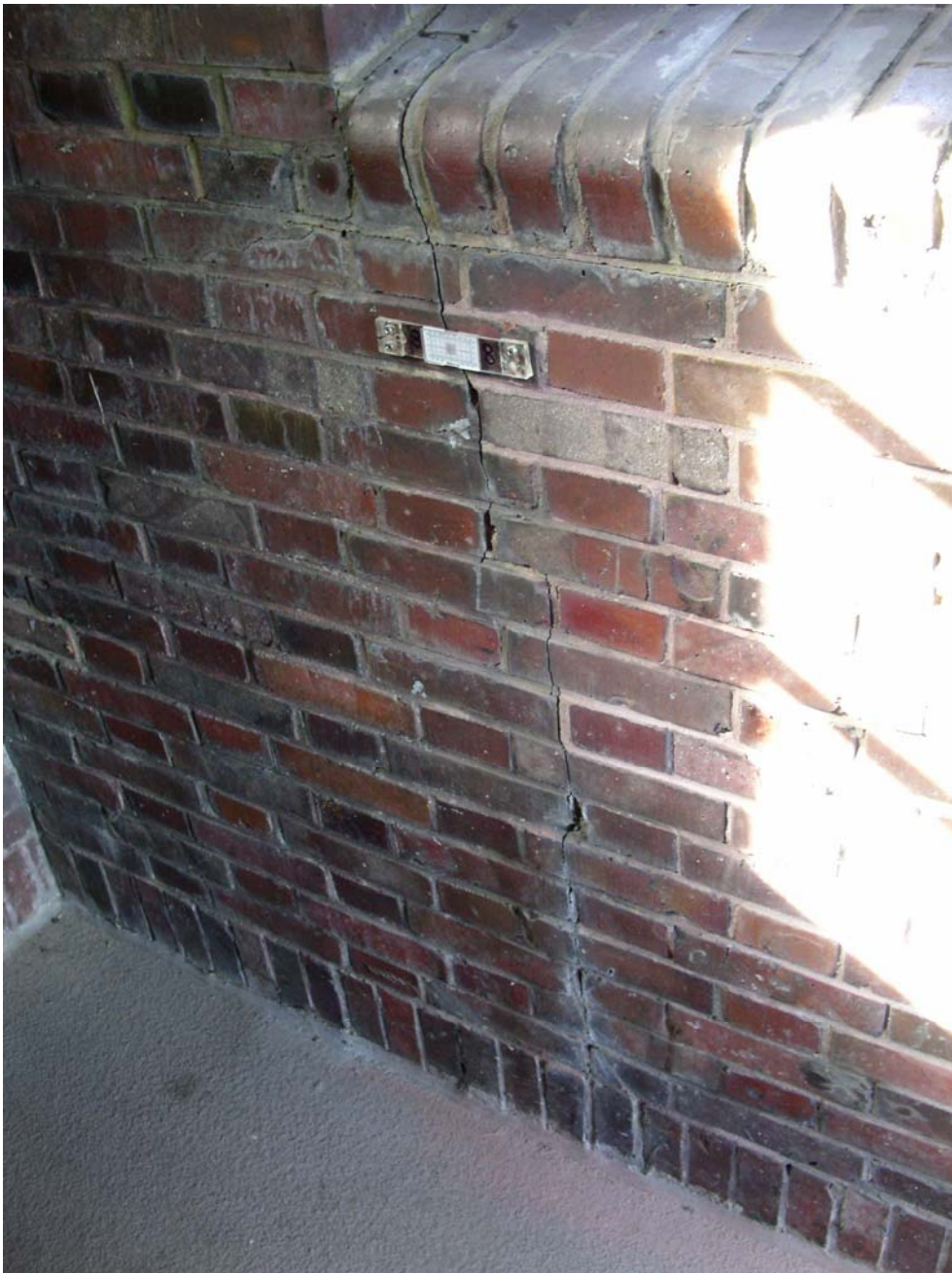


**Bild 12: Antriebsraum / Turm 2**

**Turm 3:**



**Bild 13: Brückenaufleger ohne sichtbare Schäden der Betonkonstruktion / Turm 3**



**Bild 14: Vertikaler Riss an der südwestlichen Wand / Turm 3**



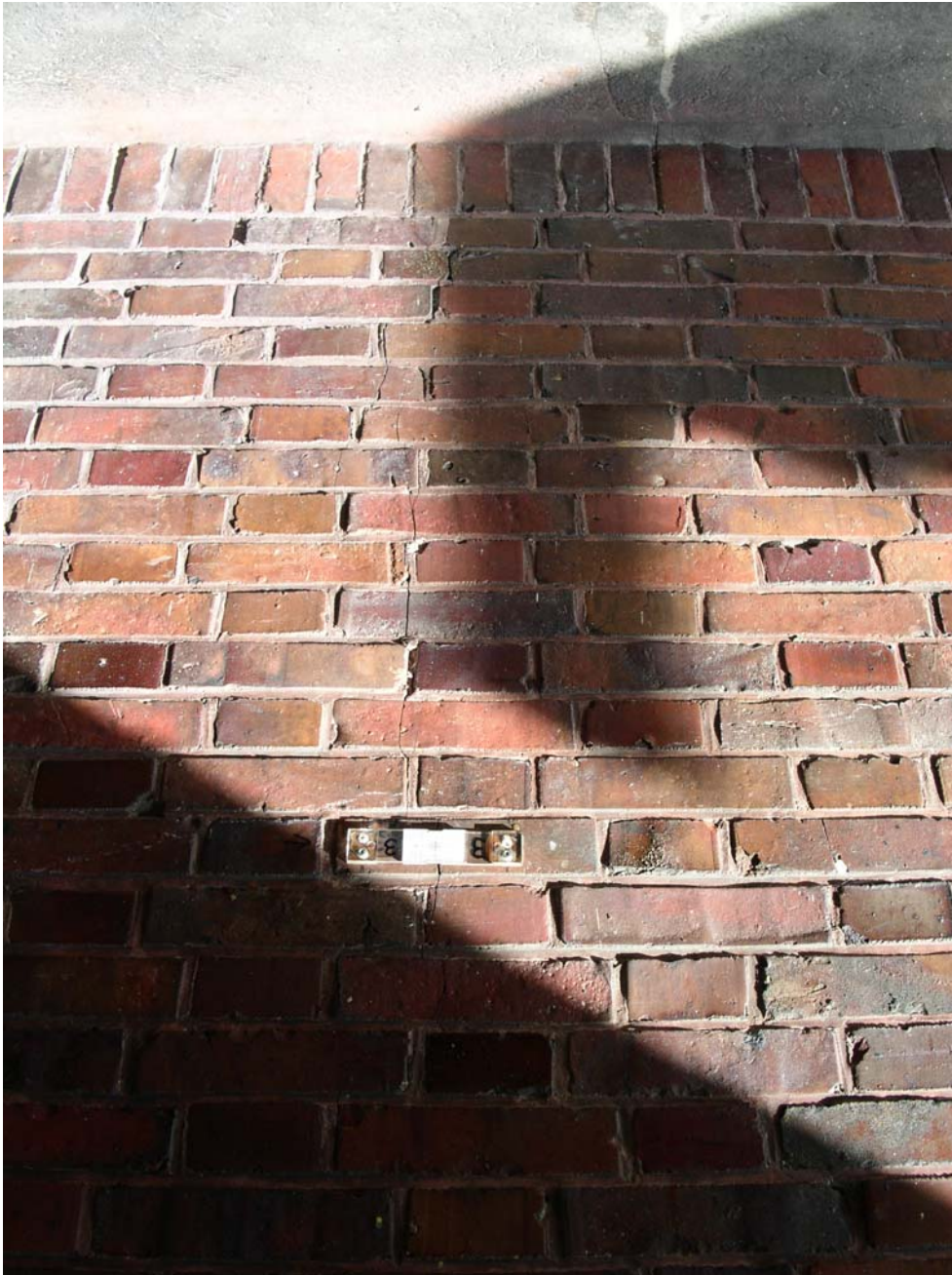
**Bild 15: Brüchige Mörtelfugen im oberen Bereich der Mauerwerkskonsole / Turm 3**



#### Turm 4:



**Bild 16: Vertikaler Riss über der Eingangstür / Turm 4**



**Bild 17: Vertikaler Riss neben der Eingangstür / Turm 4**



**Bild 18: Antriebsraum, horizontale Risse zwischen MW und Deckenplatte / Turm 4**



**Bild 19: Risse der südlichen Wände des Gewichtsschachtes / Turm 4**



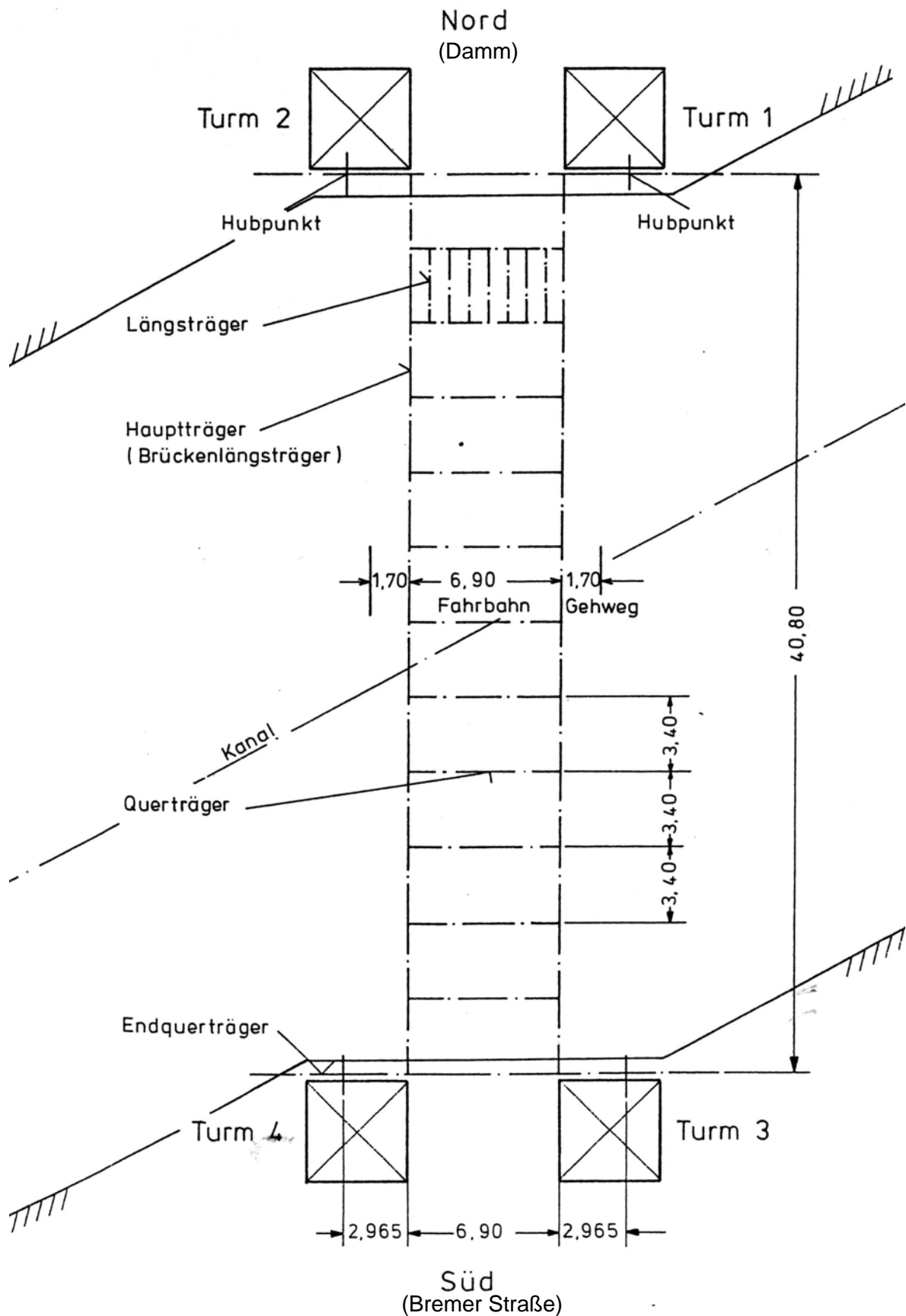
## **Anlage 3.1 – 3.2**

### **Stahlüberbau – Planausschnitte**

- Anlage 3.1: Konstruktionsgrundriss mit Hauptabmessungen und Haupttragelementen
- Anlage 3.2: Brückenquerschnitt (mit Profilangaben zu Fußwegkonsole/HAT/LT/QT)

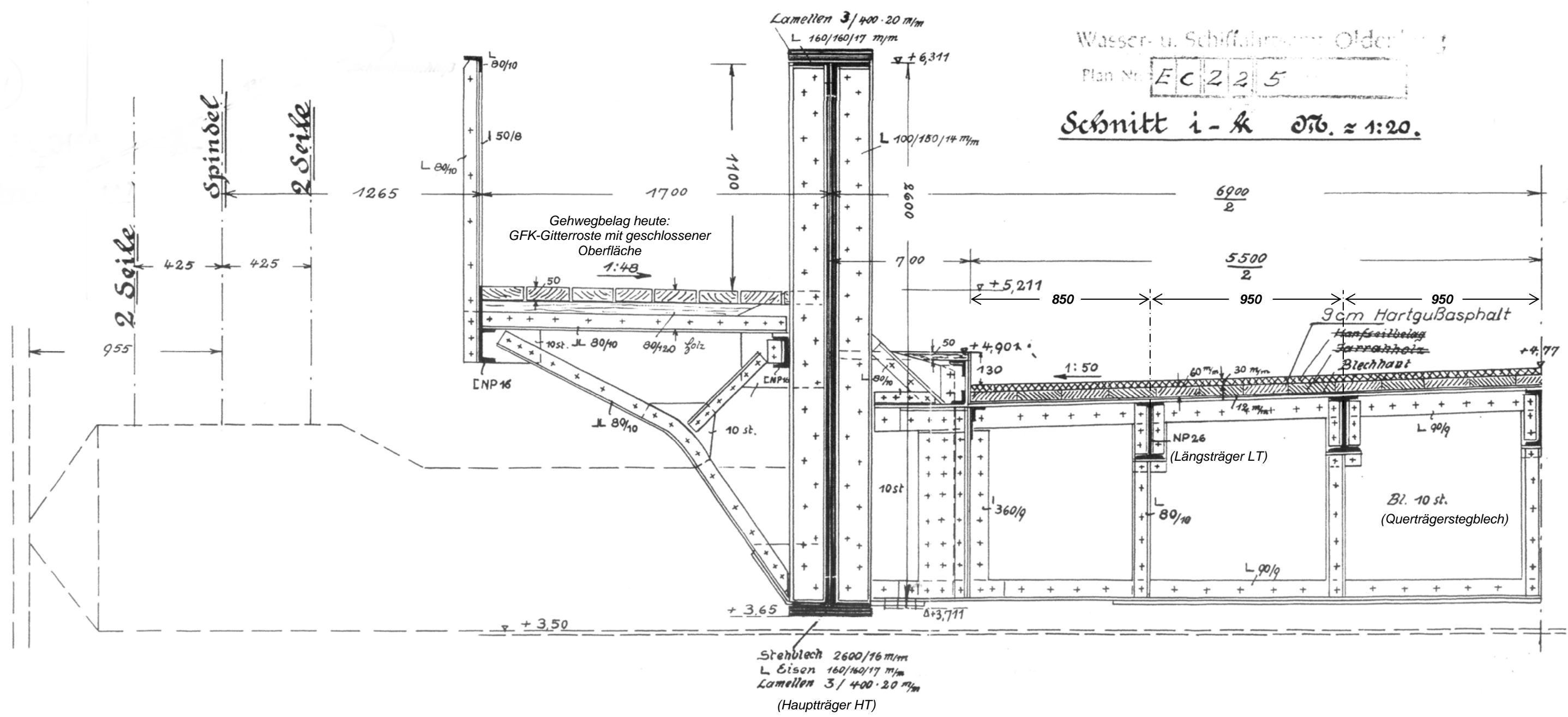
## Konstruktionsgrundriss mit Hauptabmessungen und Haupttragelementen

(aus BAW-Gutachten 113048 vom 15.09.1981)

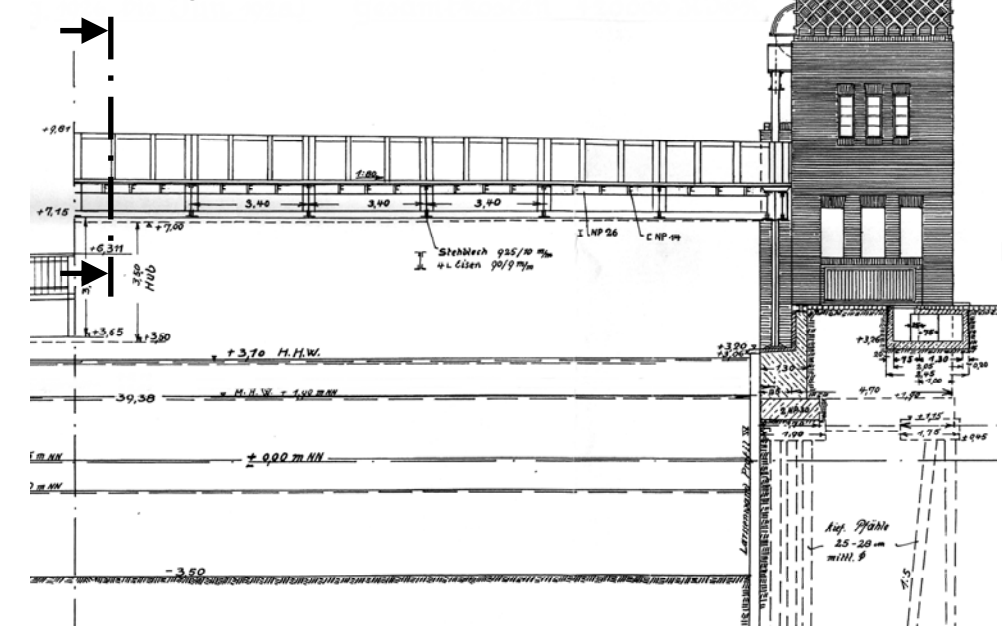




Wasser- u. Schiffahrtsamt Oldenburg  
 Plan Nr. EC 225  
 Schnitt i-k  $\text{Stb.} \approx 1:20.$



Schnittführung i - k



Turm 4  
 Bremer Straße

Unter Verwendung der „Revisionszeichnung“ vom 29.08.1932  
 (Wasserstraßenamt Oldenburg)

Bundesanstalt für Wasserbau  
 BAW-Nr.: 1.02.10231.00  
 Cäcilienbrücke Oldenburg

Brückenquerschnitt (mit Profilangaben zu Fußwegkonsole/HT/LT/QT)

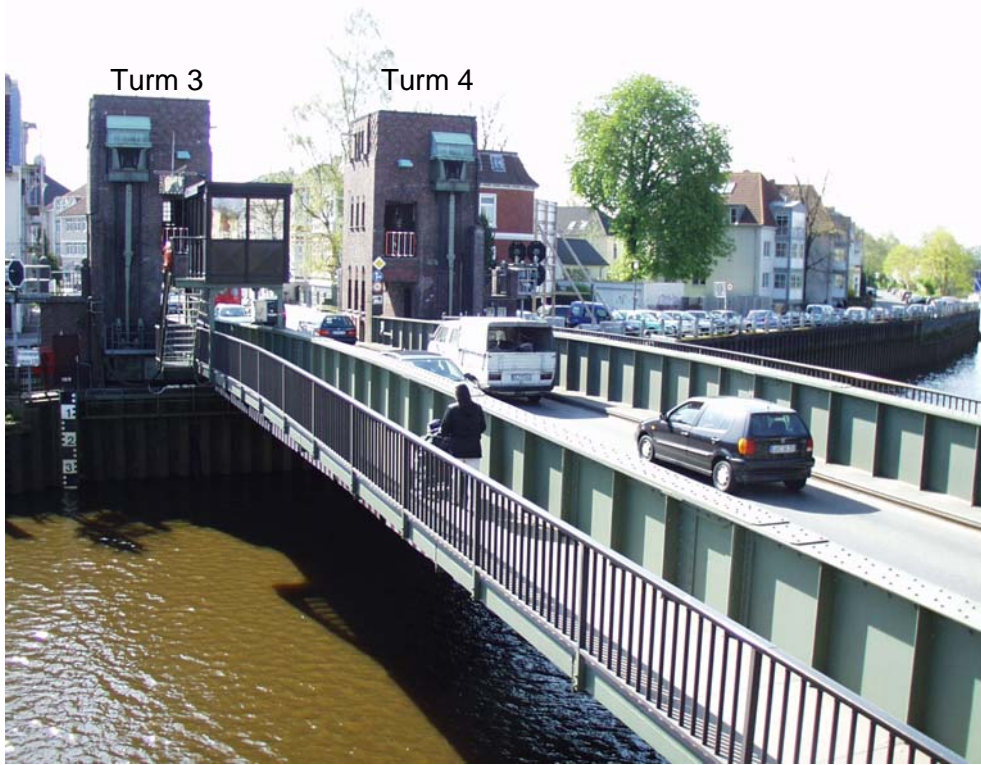


## **Anlage 3.3:**

### **Stahlüberbau – Fotodokumentation Teil 1 Ortsbegehung 20.04.2005 (ohne Brückensperrung)**

Anlage 3.3.1 – 3.3.12

**Fotodokumentation Stahlbau Teil 1: Anlage 3.3.1 bis 3.3.12**  
(Ortsbegehung Cäcilienbrücke am 20.04.2005 ohne Brückensperrung)



**Bild 1: Brücke bei laufendem Verkehr, Blick zur Bremer Straße**



**Bild 2: Brückentürme auf der Damm-Seite**

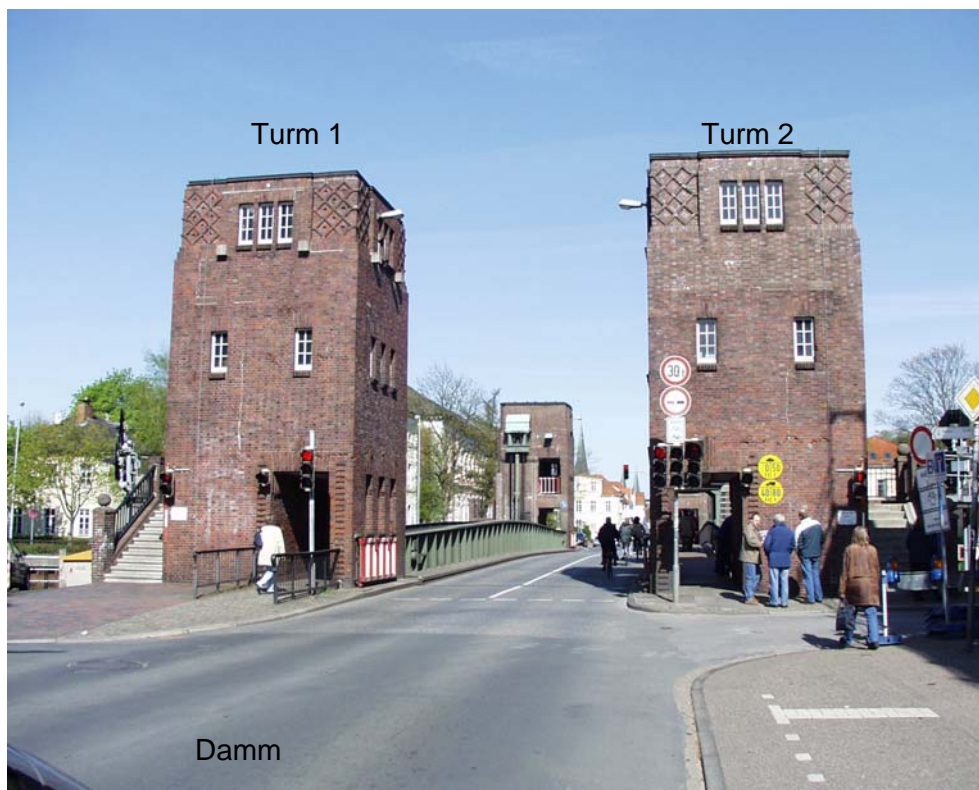




**Bild 3: Küstenkanal östlich der Brücke**



**Bild 4 Küstenkanal westlich der Brücke**



**Bild 5 und 6: Blick über die abgesenkte Brücke vom Damm zur Bremer Straße (von der Nord- zur Südseite)**







**Bild 7: Hauptträger (HT) Westseite**



**Bild 8: HT Westseite, Obergurt , Nietersatz durch Schrauben**



**Bild 9: HT Westseite, Obergurt mit Nietersatz am Lamellenende**



**Bild 10: HT Ostseite, Obergurt mit genieteten Lamellenpaketen**





**Bild 11: HT Ostseite mit Anschlussbereich Fußweg**

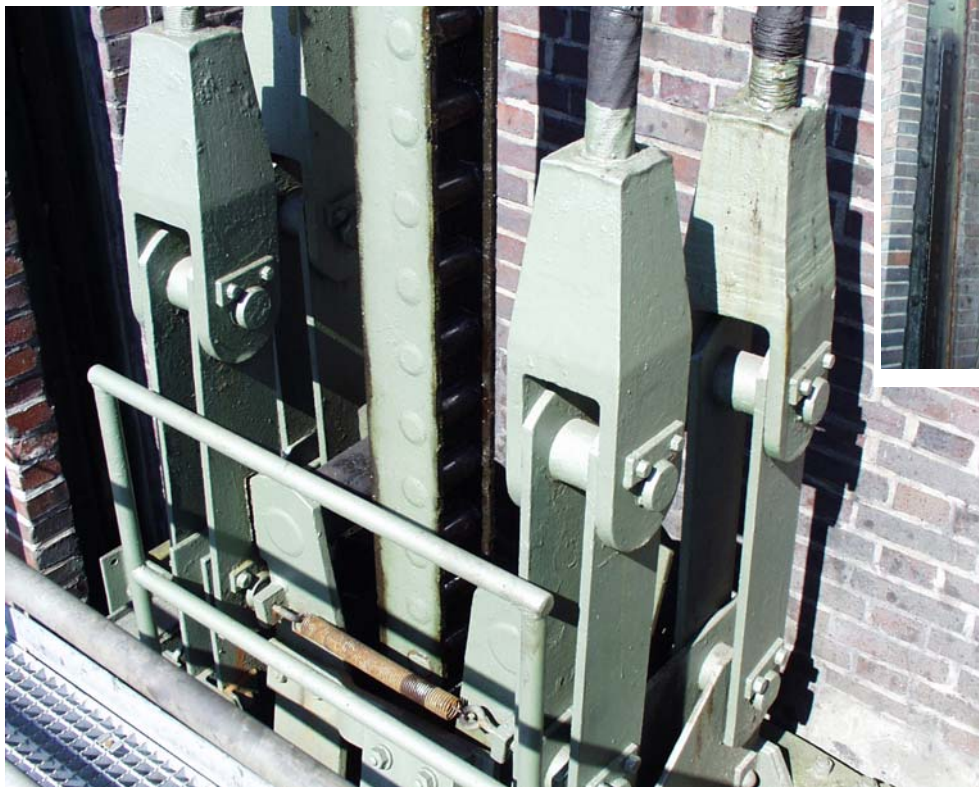


**Bild 12: HT-Steblechstoß, Detail von Bild 11 (sehr guter Zustand der Nietköpfe)**



Verriegelungs-  
konsole am  
Beginn der  
Triebstock-  
leiter

**Bild 13: Seilführung und obere Triebstockanbindung am Turm**



**Bild 14: Seilbefestigung am Endquerträger (EQT), Triebstock**





**Bild 15 und 16: Seilscheiben der Gegengewichte in den Turmköpfen**





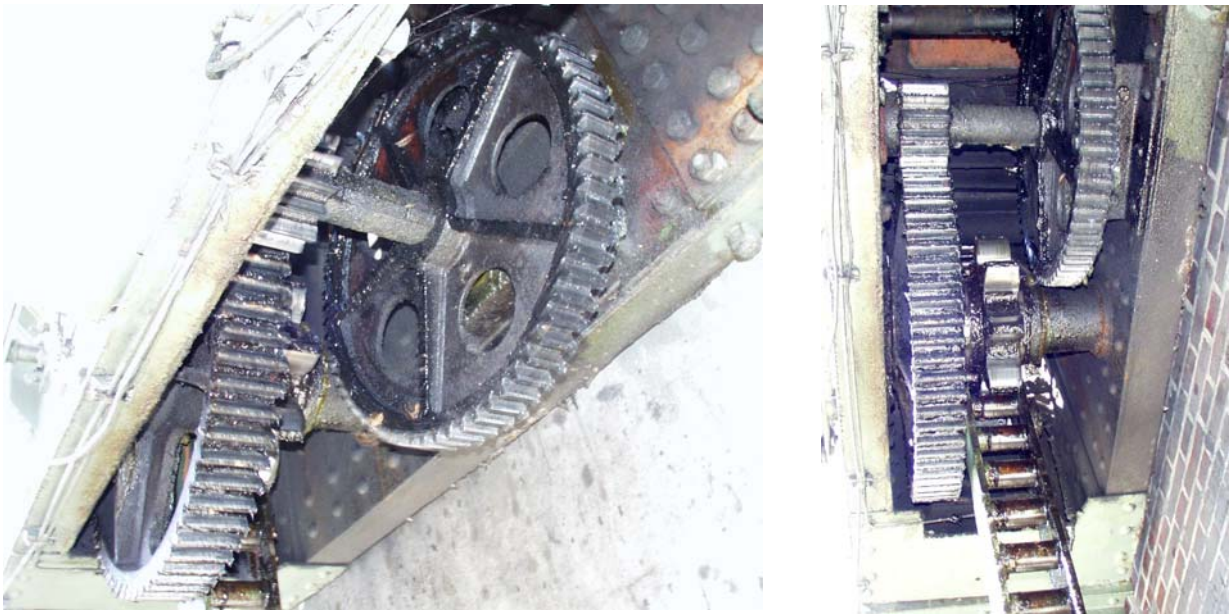


**Bild 17 und 18: Seilbefestigung an den Gegengewichten**



**Bild 19: Kragarm Endquerträger (EQT), Brücke in angehobener und verriegelter Position**





**Bild 20 und 21:** Brückenantrieb Ritzel/Triebstockleiter im Bereich der vier EQT-Kragarme



**Bild 22:** Brücke angehoben, Widerlager Dammseite, Untersicht EQT  
(Die ursprünglichen, stark abgerosteten Nietkonstruktionen beider Endquerträger wurden 1989 durch neue geschweißte Hohlkästen ersetzt, die an die verbleibende Fahrbahnkonstruktion über Schraubverbindungen angeschlossen wurden.)



**Bild 23 und 24: Untersichten Fahrbahn-Überbau**







**Bild 25: Brückenlagerung EQT Nordseite  
(Oberteil des bewegl. Lagers und Schraubanschlüsse der neuen EQT)**



**Bild 26: Brückenlagerung EQT Nordseite (Ober- und Unterteil bewegl. Lager)**





## **Anlage 3.4:**

### **Stahlüberbau – Fotodokumentation Teil 2**

#### **Zustandsaufnahme 13.09.2005 (Brücke gesperrt für Fahrzeugverkehr)**

Anlage 3.4.1 – 3.4.22

## Fotodokumentation Stahlbau Teil 2: Anlage 3.4.1 bis 3.4.22

(Zustandsaufnahme Cäcilienbrücke am 13.09.2005, Brücke gesperrt für Fahrzeugverkehr)



Bild 1: Brücke mit Blick zum Turm 1 und 2 (Nordseite, Damm)



Bild 2: Sperrung der Brücke für Fahrzeugverkehr ab ca. 9:30 h



Bedienstand-Stütze

**Bild 3 und 4: Hauptträger Ostseite**







**Bild 5: Hauptträger Ostseite**



**Bild 6: Fahrbahnübergang**



**Bild 7 und 8: Platzverhältnisse an den Türmen beim Hubvorgang**







**Bild 9: Heben der Brücke in die obere Position, Blick zum Damm**



**Bild 10: Brücke oben, Schiffspassage**



**Bild 11: Untersicht mit Haupt-, Quer- und Längsträgern, Windverband, Gehwegkonsolen**



**Bild 12: Untersicht mit Endquerträger (Dammseite)**





**Bild 13 und 14: Beispiele Schraubanschlüsse EQT/Hauptträgeruntergurt**





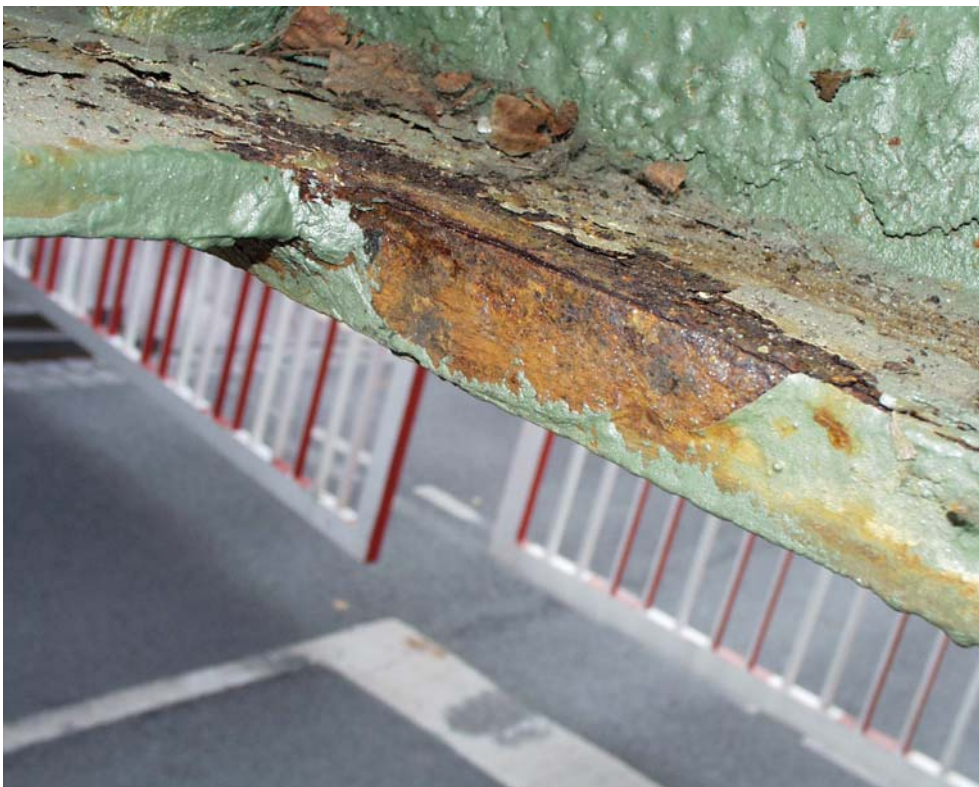
**Bild 15 und 16: Endquerträger Nord (Spaltrost zw. UG und Knotenblech)**







**Bild 17: EQT-Nord (Abrostungen Untergurt-Bereich)**



**Bild 18: Abrostungen Untergurt-Bereich EQT-Nord**



**Bild 19 und 20: Details Fahrbahnverstärkungen / Querträger / Längsträger**







**Bild 21 und 22: Bewegliches Auflager Turm 2 (Dammseite) und zugehörige Lagerplatte am EQT (Auflagerung mit Versatz zur EQT-Achse)**





**Bild 23 und 24: Festes Auflager Turm 4 (Bremer Str.) und zugehörige Lagerplatte am EQT**







**Bild 25 und 26: Festes Auflager Turm 3 (Bremer Str.) und zugehörige Lagerplatte am EQT**

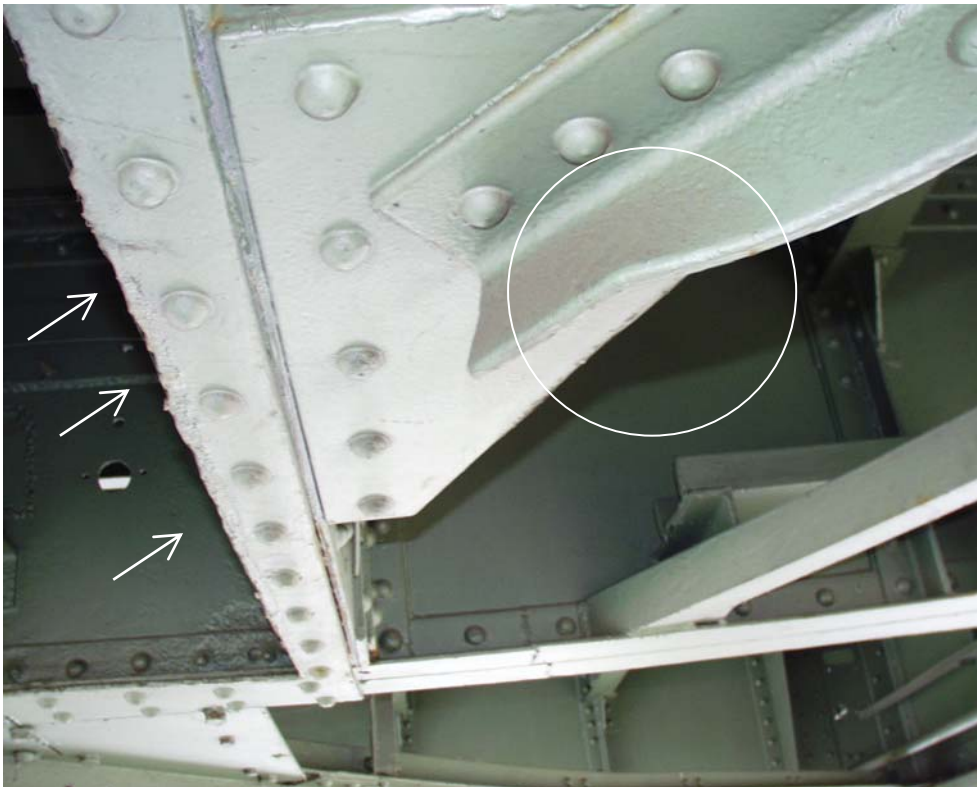




**Bild 27 und 28: Beispiele für angerostete Schraubverbindungen**







**Bild 29, 30, 31: Beispiele für örtliche Kantenabrostungen und Verformungen an Blechen und Profilen**





**Bild 32 und 33: Beispiele für Spaltrostbildungen an den Anschlüssen Gehwegkonsolen / HT-UG**







**Bild 34 und 35: Schmutz- und Feuchtigkeitsansammlung → Rostbildung**





**Bild 36: Beispiele für angerostete Anschlussbereiche der Fußstegkonsolen am HT-Steg**



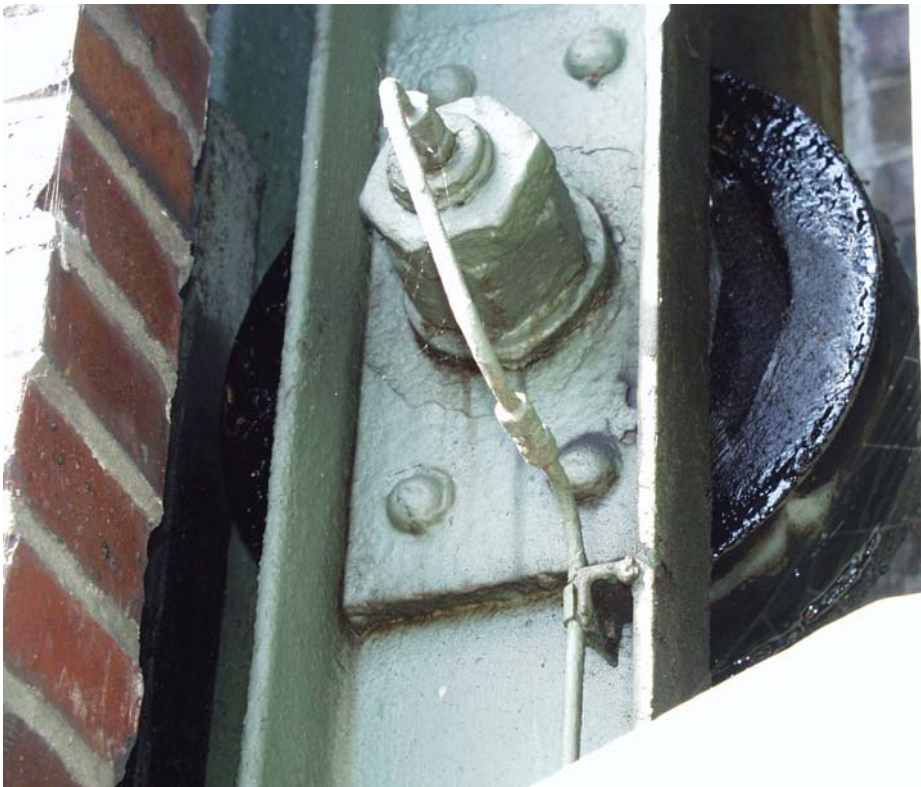
**Bild 37: Unterbrochener Windverband, überschichtete Abrostungen**





**Bild 38 und 39: Spaltrostbildungen (Motorkasten / Hauptträger)**





**Bild 40 und 41: Querführungsrollen mit doppeltem Spurkranz**



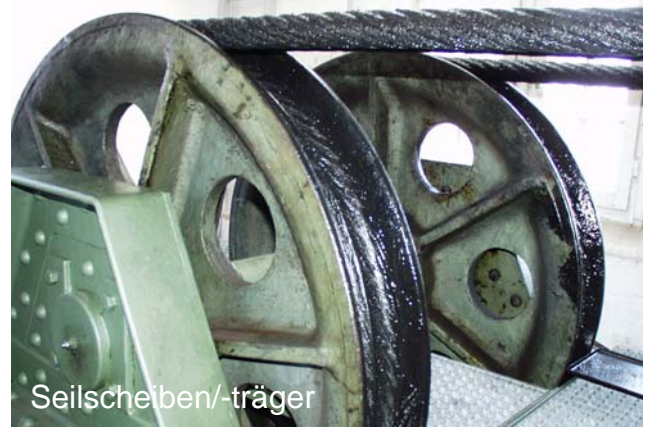




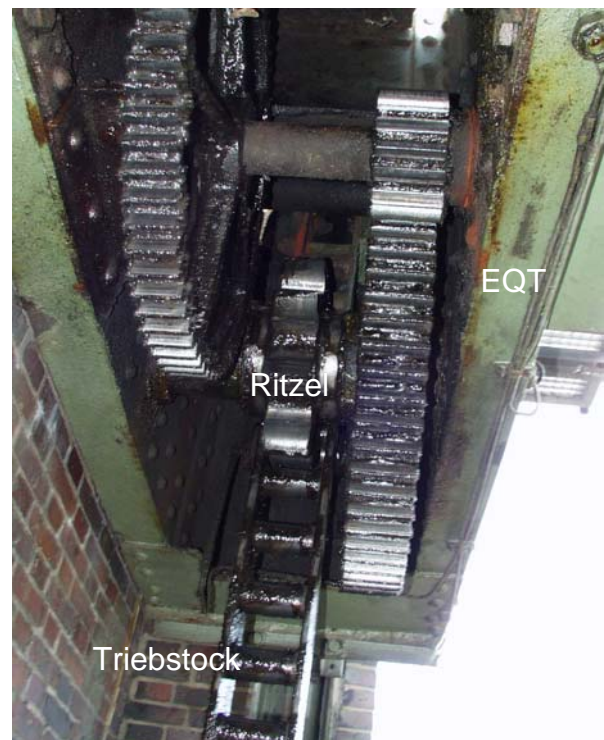
**Bild 42 und 43: Triebstockleitern mit Abnutzungen**







**Bild 44, 45, 46, 47: Maschinentechnik in den Türmen und in den Kragarmen der Endquerträger (EQT)**



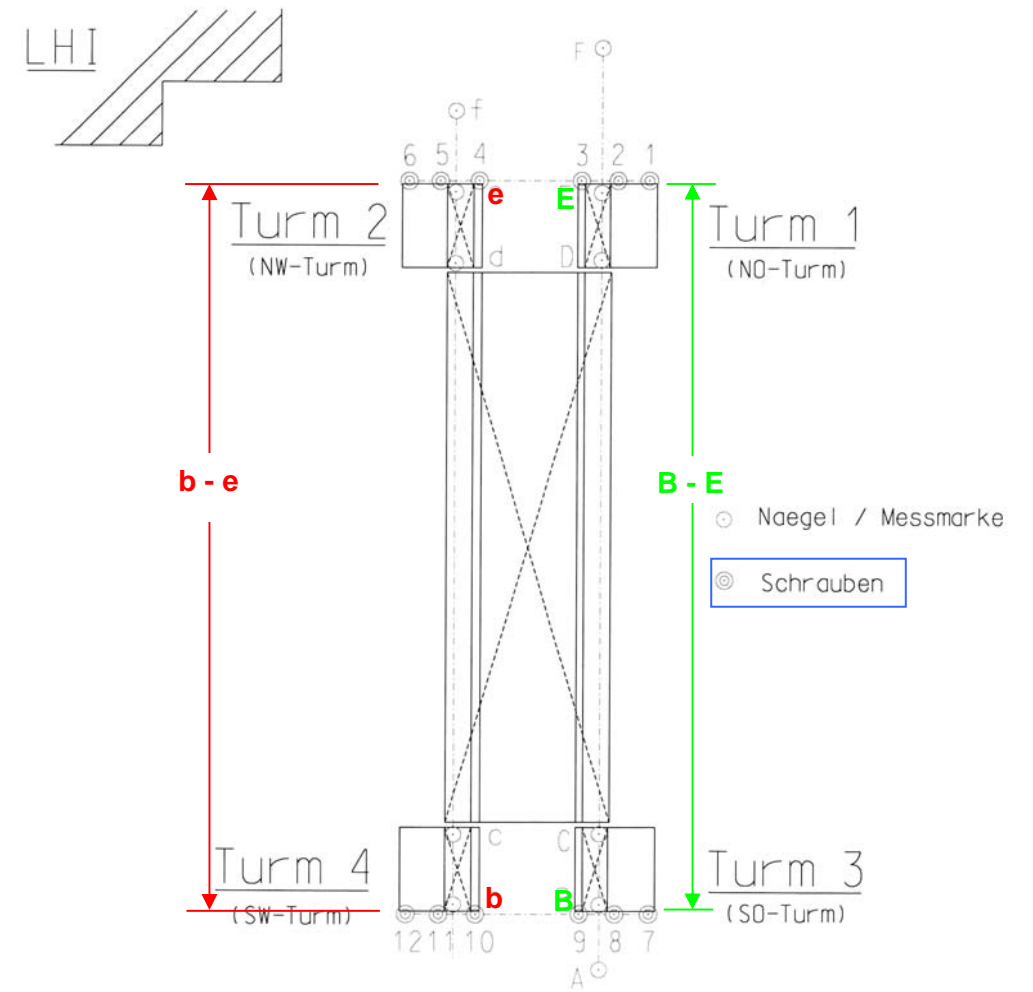
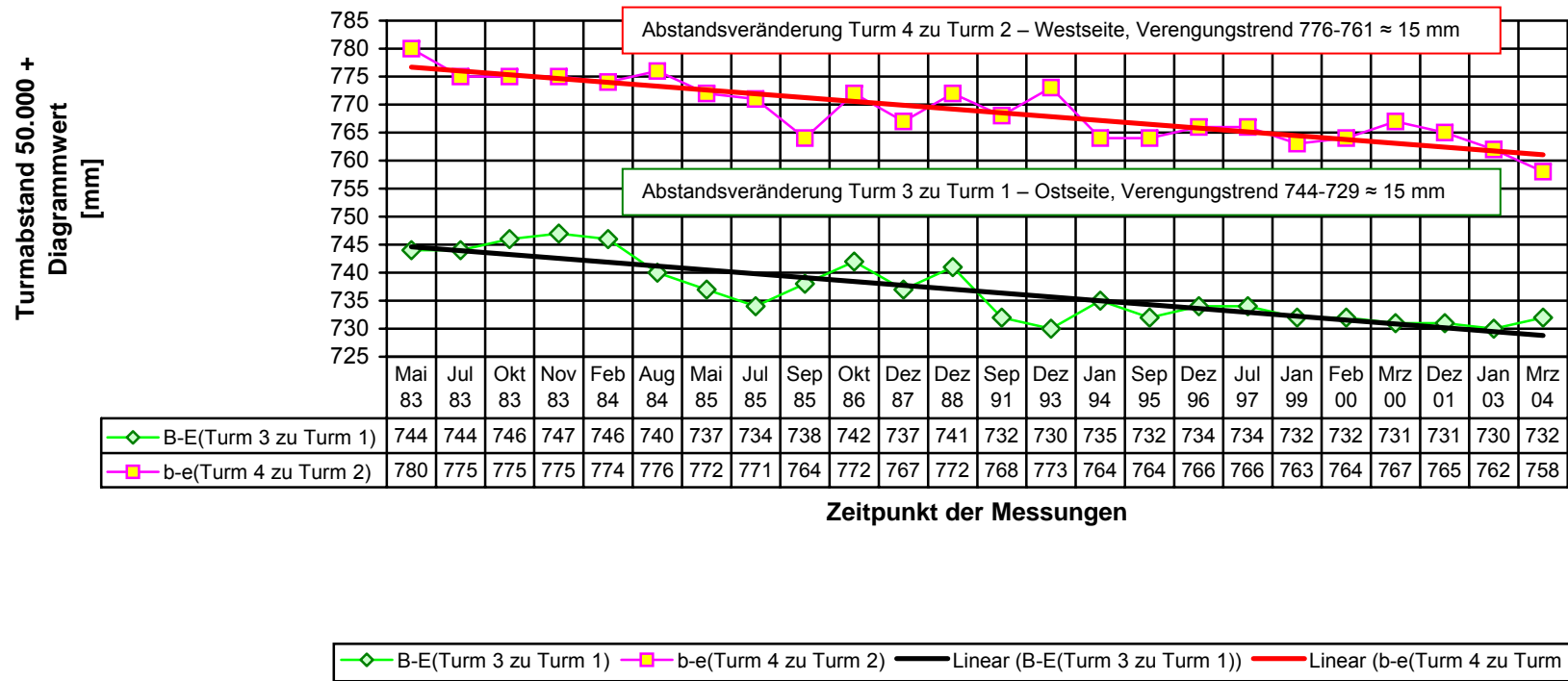


## **Anlage 3.5:**

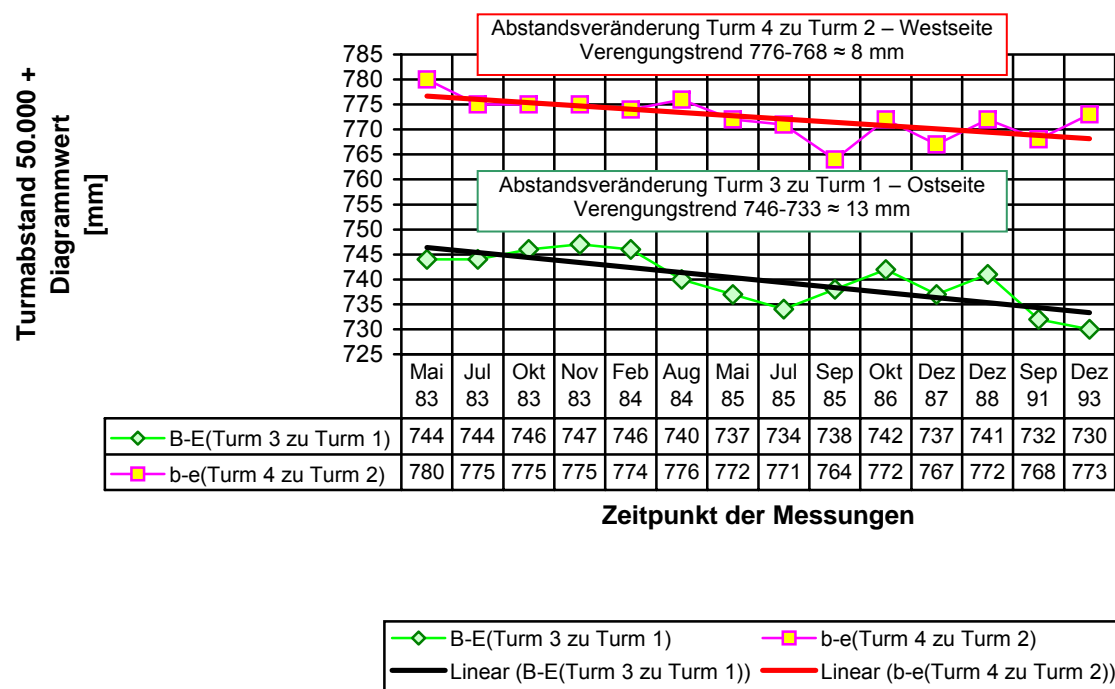
### **Stahlüberbau/Hubtürme – Bewertung Vermessungsergebnisse**

- Anlage 3.5.1: Abstandsmessung der Türme untereinander (X-Achse Brückenlängsrichtung)
- Anlage 3.5.2: Vermessung der Höhen der Auflagerpunkte (Vermessungspunktplan)
- Anlage 3.5.3: Höhenveränderung der Auflagerpunkte mit Trendlinien und mittleren Höhendifferenzen (Auswertung Messergebnisse)

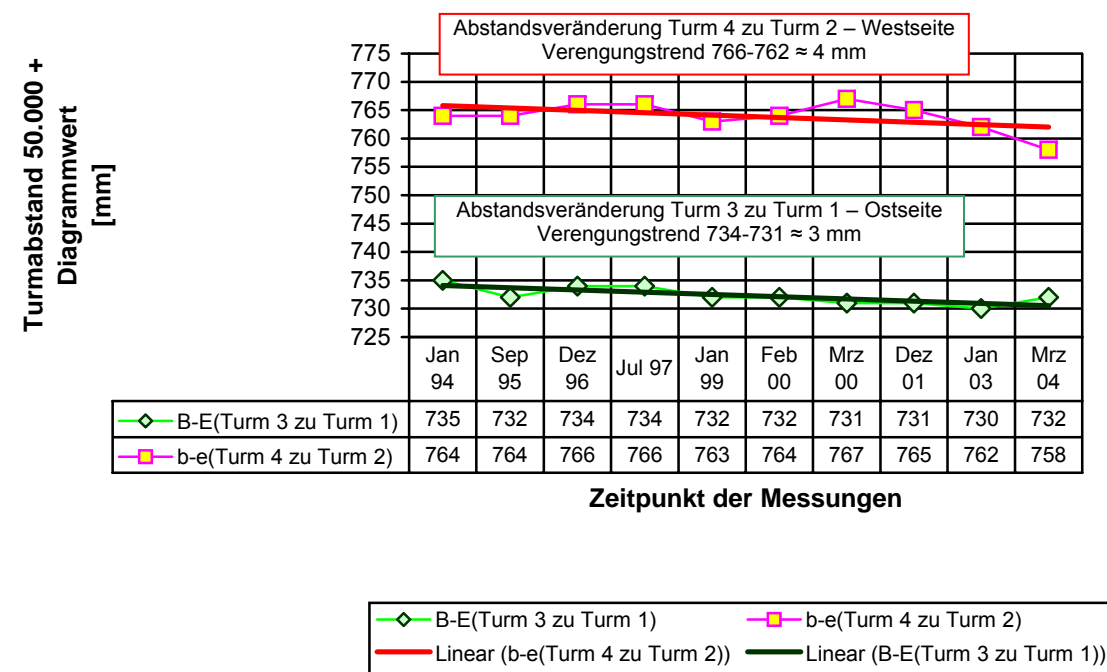
Vermessung CC-Brücke Oldenburg  
Abstandsmessungen (X-Achse, Brückenlängsrichtung)  
Werte 1983 bis 2004



Vermessung CC-Brücke Oldenburg  
Abstandsmessungen (X-Achse, Brückenlängsrichtung),  
Werte 1983 bis 1993



Vermessung CC-Brücke Oldenburg  
Abstandsmessungen (X-Achse, Brückenlängsrichtung),  
Werte 1994 bis 2004



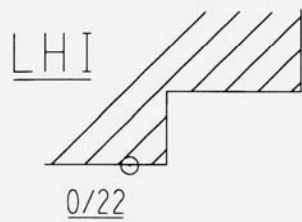


### Vermessung der Höhen der Auflagerpunkte (Widerlagerplatten)

MP 21 (Turm 1), 22 (Turm 3), 31 (Turm 2), 32 (Turm 4)

11 Messungen zwischen Mai 1982 und Juni 2003

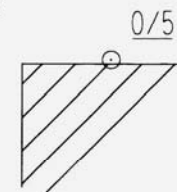
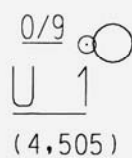
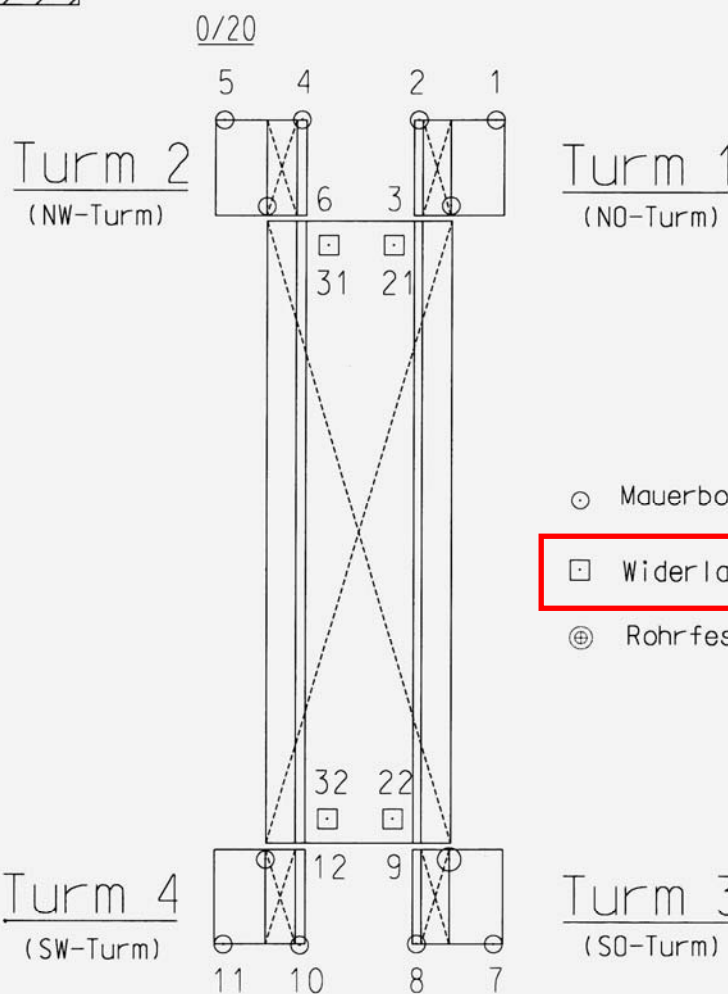
## Vermessungspunktplan: C-Brücke Höhenmeßstellen



(3,465)

K 3

⊕ 0/24



Bremer Str. 1



## **Anlage 4.1:**

### **Fotodokumentation Baustoffe**

Anlage 4.1.1 - 4.1.11



**Bild 1: Turm 4 mit Erkundungsöffnung**



**Bild 2: Detail Turm 4 mit Erkundungsöffnung im Rissbereich**





**Bild 3: Zugband in Erkundungsöffnung von Turm 4**



**Bild 4: Detail Zugband in Erkundungsöffnung von Turm 4**



**Bild 5: Erkundungsöffnung mit Indikatorlösung in Turm 4**



**Bild 6: Turm 2 an Durchgang mit Erkundungsöffnung**





**Bild 7: Riss an Durchgang von Turm 2**



**Bild 8: Rost am Träger und Bolzen vom Hubgerüst in Turm 2**



**Bild 9: Turm 2 am Treppenaufgang mit Erkundungsöffnung**



**Bild 10: Detail Turm 2 am Treppenaufgang mit Erkundungsöffnung im Rissbereich**





**Bild 11: Rost auf Stahlträger von Hubgerüst am Turm 2**



**Bild 12: Erkundungsöffnung mit Indikatorlösung an Turm 2**



**Bild 13: Aussinterungen an Turm 1**



**Bild 14: Anfahrtschaden am Durchgang von Turm 3**





**Bild 15: Dampfblase in Fahrbahn**



**Bild 16: Detail Dampfblase**

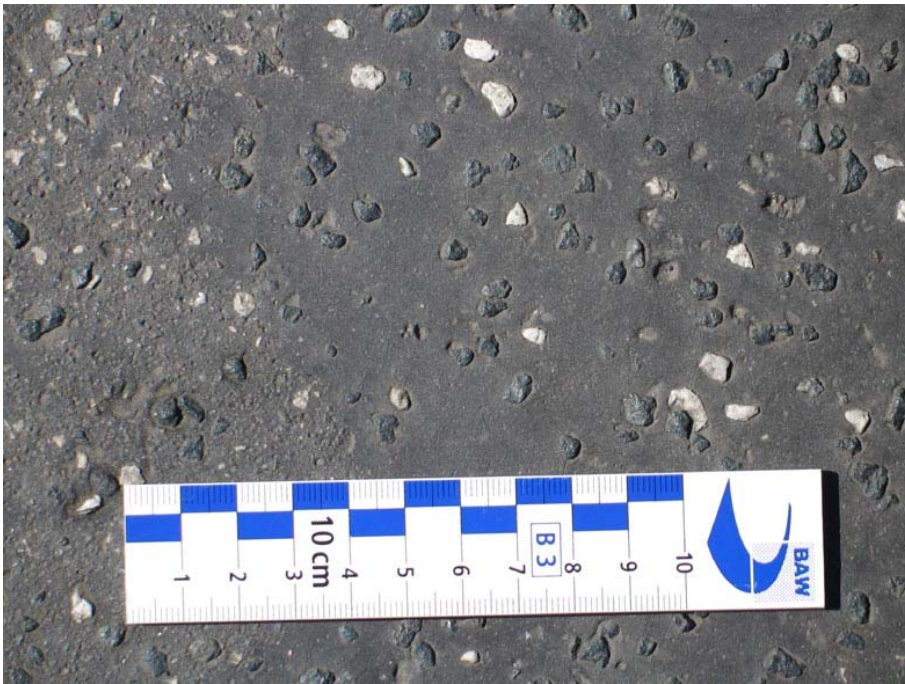




**Bild 17: Spurrinne Fahrbahn**



**Bild 18: Spurrinntiefe**

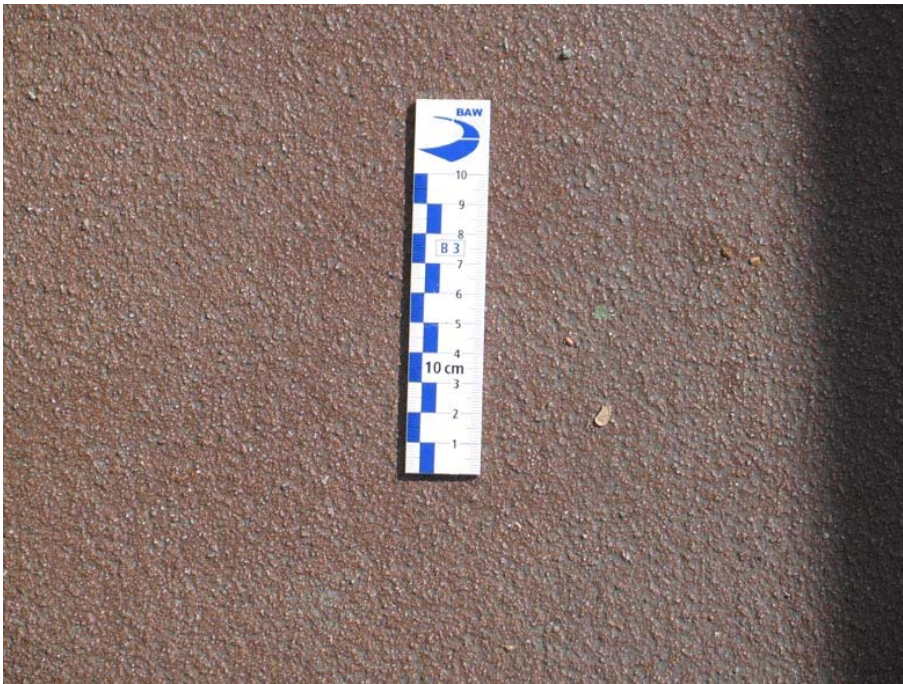


**Bild 19: Bindemittelanreicherung an Fahrbahnoberfläche**



**Bild 20: Schadhafter Fahrbahnanschluss**





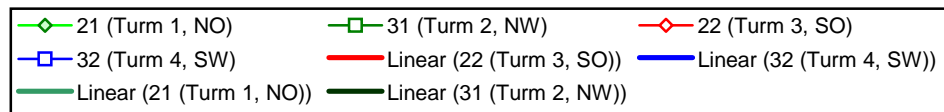
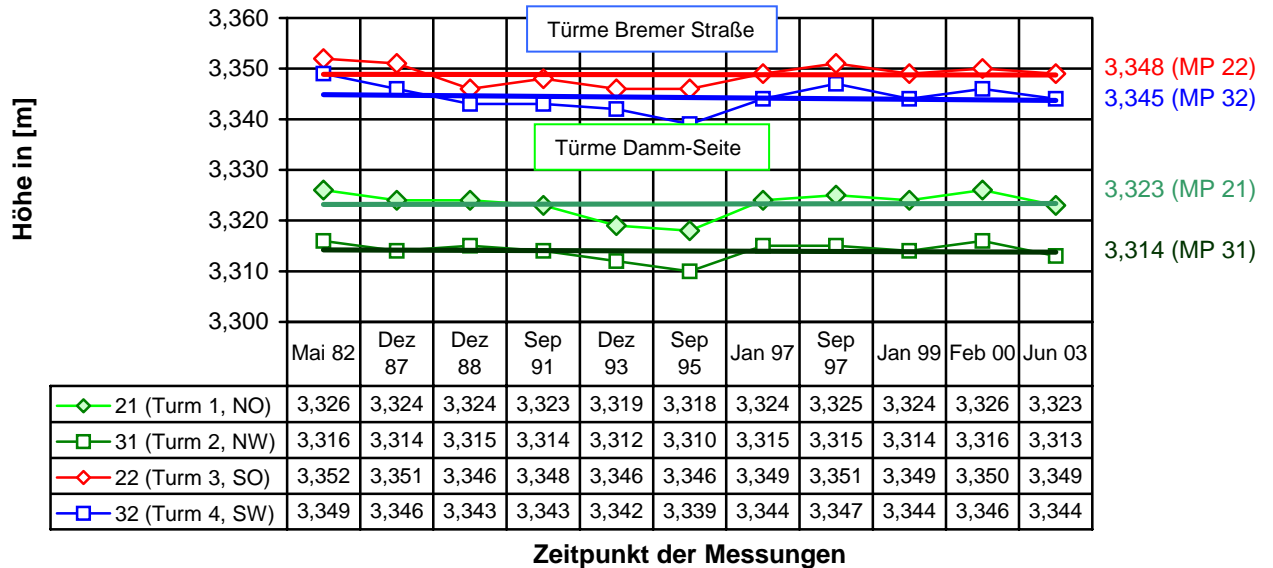
**Bild 21: Gehwegplatte im Randbereich mit rauer Oberfläche**



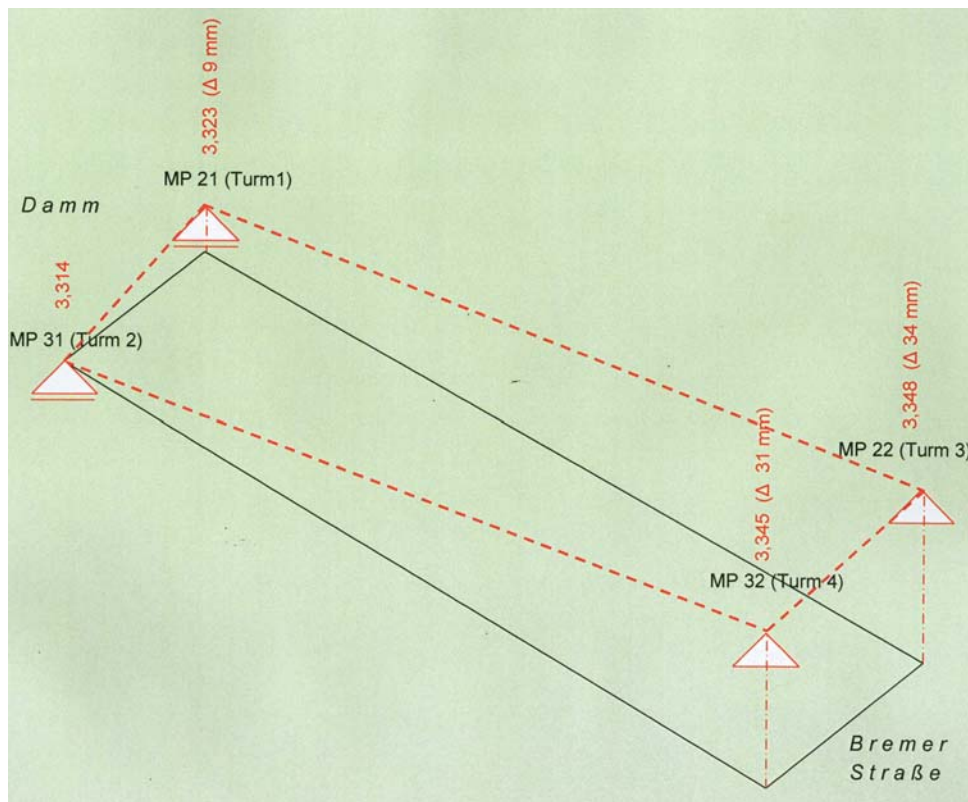
**Bild 22: Gehwegplatte mit abgenutzter Oberfläche**



### Vermessung CC-Brücke Oldenburg Höhenveränderung der Auflagerpunkte (Widerlagerplatten) mit Trendlinien



Grafische Darstellung der **mittleren Höhendifferenzen** bei den Widerlagerplatten über den Messzeitraum von 21 Jahren (1982 bis 2003) unter Verwendung der Trendlinienwerte





## **Anlage 4.2:**

### **Bewertung der Mauerwerksschäden an den vier Hubtürmen**

Anlage 4.2.1 – 4.2.48

#### **Interne Gliederung Anlage 4.2:**

Seite 1 – 17      Bewertungs-Textteil

Anlage 1	Lage der Probeentnahmestellen.....	1.1 – 1.4
Anlage 2	Außenwandabwicklungen der Türme (Fotos, Rissaufnahmen)	
	Turm 1.....	2.1
	Turm 2.....	2.2
	Turm 3.....	2.3
	Turm 4.....	2.4
Anlage 3	Prüfprotokoll der BAW .....	3.1 – 3.2
Anlage 4	mechanische Eigenschaften der Ziegel .....	4
Anlage 5	Prüfprotokoll der Spaltzugprüfungen an den Fugenbohrkernen.....	5
Anlage 6	Bestimmung der Grundwerte der Mauerwerksdruckfestigkeit.....	6
Anlage 7	Fotodokumentation der Prüfkörper .....	7
Anlage 8	Prüfbericht über die Mörteluntersuchungen.....	8

Geschäftsführer

Fritz Wenzel  
Prof. Dr.-Ing., Dr.-Ing. E.h.

Bernd Frese  
Dr.-Ing., Beratender Ingenieur

Rudolf Pörtner  
Prof. Dr.-Ing., Freier Architekt

Rudolf Käpplein  
Dr.-Ing., Bauingenieur

Ralph Egermann  
Dr.-Ing., Beratender Ingenieur

Markus Hauer  
Dr.-Ing., Prüflingenieur für Baustatik

Thomas Halder  
Dipl.-Ing. (FH) Architekt



## Cäcilienbrücke in Oldenburg

### Bewertung der Mauerwerksschäden an den vier Hubtürmen

Adresse  
BfB - Büro für Baukonstruktionen GmbH  
Rastatter Straße 25  
76199 Karlsruhe

Kommunikation  
Tel.: (07 21) 9 64 01-0  
Fax: (07 21) 9 64 01-99  
E-Mail: [info@bfb-ka.de](mailto:info@bfb-ka.de)  
Internet: <http://www.bfb-ka.de>

Bankverbindung  
Sparkasse Karlsruhe  
BLZ 660 501 01  
Kto 22 778 732

Amtsgericht  
Registergericht Karlsruhe  
HRB 10443





## Cäcilienbrücke in Oldenburg

Bewertung der Mauerwerksschäden an den vier Hubtürmen

### Inhalt

<b>Ziel der Untersuchungen</b> .....	4
<b>Grundlagen</b> .....	4
<b>Methoden</b> .....	5
Aktenstudium .....	5
Vor-Ort-Untersuchungen.....	5
Schadenskartierung .....	5
Probenahmen .....	5
Inaugenscheinnahme der Entnahmestellen .....	6
Mörtelproben.....	6
Probenbezeichnung, Probenauswahl und -aufbereitung .....	6
Verfahren der nachträglichen Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit .....	7
Werkstoffprüfungen.....	8
Auswertungen.....	8
Nachweismöglichkeiten.....	8
Normen (DIN 105-1, DIN 1053-1).....	8
Methode der Fugenbohrkerne.....	9
<b>Ergebnisse</b> .....	9
Aktenstudium .....	9
Vor-Ort-Untersuchungen.....	11
Probennahme und Inaugenscheinnahme der Entnahmestellen .....	11
Mauerwerksverband und Länge der Türme.....	11
Schadensaufnahme .....	11
Oberflächenschäden von Ziegel.....	11
Aussinterungen .....	12
Risse.....	12
Werkstoffprüfungen.....	13
Trockenrohdichte der Ziegel.....	13
Anisotropien .....	13
Ziegeldruck- und spaltzugfestigkeiten .....	14
Spaltzugfestigkeiten der Fugenbohrkerne .....	14



Bauteilwiderstände.....	14
Klassifizierung nach Norm.....	14
Methode der Fugenbohrkerne.....	15
<b>Schlussfolgerungen</b> .....	<b>16</b>
Schiefstellungen der Türme .....	16
Aussinterungen.....	16
Risse und Abplatzungen .....	16
Mauerwerksdruckfestigkeit.....	16
<b>Zusammenfassung</b> .....	<b>17</b>
<b>Anlagen</b> .....	<b>18</b>
Anlage 1 Lage der Probeentnahmestellen.....	1.1 – 1.4
Anlage 2 Außenwandabwicklungen der Türme (Fotos, Rissaufnahmen)	
Turm 1.....	2.1
Turm 2.....	2.2
Turm 3.....	2.3
Turm 4.....	2.4
Anlage 3 Prüfprotokoll der BAW .....	3.1 – 3.2
Anlage 4 mechanische Eigenschaften der Ziegel .....	4
Anlage 5 Prüfprotokoll der Spaltzugprüfungen an den Fugenbohrkernen.....	5
Anlage 6 Bestimmung der Grundwerte der Mauerwerksdruckfestigkeit .....	6
Anlage 7 Fotodokumentation der Prüfkörper .....	7
Anlage 8 Prüfbericht über die Mörteluntersuchungen .....	8

## Ziel der Untersuchungen

Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) wurde vom Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen mit Schreiben vom 24.02.2005 gebeten, ein Zustandsgutachten für das Bauwerk Cäcilienbrücke einschließlich Gründung zu erstellen. Anlass des Gutachtens sind zunehmende Schäden im Bereich des Brückenträgers und der Hubtürme. Außerdem wurden über geodätische Messungen Schiefstellungen der Hubtürme beobachtet. Im Rahmen des Gutachtens sollen insbesondere Aussagen zur Spannweite der möglichen Restnutzungsdauer bei günstigen bzw. ungünstigen Annahmen getroffen, das aktuelle Standsicherheitsniveau bestimmt, die Schwachpunkte dargestellt sowie Möglichkeiten der Instandsetzung angegeben werden.

Bei der im Jahre 1927 erbauten Cäcilienbrücke handelt es sich um eine unter Denkmalschutz stehende einfeldrige Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal. Der ca. 40 m weit spannenden Brückenträger ist als ein stählerner Vollwandtroglängsschnitt konstruiert, der über 4 gemauerte Hubtürme hochgezogen werden kann. Die Hubtürme ruhen jeweils auf Betonrosten, die ihrerseits auf hölzernen Pfählen aufliegen.

Die Büro für Baukonstruktionen GmbH (BfB) wurde von der BAW beauftragt, sie bei der Beurteilung der Mauerwerksschäden an den Hubtürmen zu unterstützen. Hierzu wurden Literaturrecherchen, vor-Ort-Untersuchungen und Werkstoffprüfungen durchgeführt und daraus eine Zustandsbeurteilung des Mauerwerks der Türme vorgenommen. Über die Vorgehensweise, die Ergebnisse und die daraus abgeleiteten Schlussfolgerungen wird im Folgenden berichtet.

## Grundlagen

- Die Bautechnik: Bau einer elektrischen Hubbrücke über den Hunte-Ems-Kanal innerhalb der Stadt Oldenburg. 5. Jahrgang, Heft 22, 20. Mai 1927, S.307-383
- Wasserstraßenamt Oldenburg: Ausschnittskopien aus Revisionszeichnung (M 1:100)
- Bundesanstalt für Wasserbau: gutachterliche Stellungnahme über den baulichen Zustand der Cäcilien-Hubbrücke über den Küstenkanal in Oldenburg, 15.09.1981
- Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen: Bauwerksbuch 232.2/51 Stand: 2000
- Wasser- und Schifffahrtsamt Bremen: Prüfbericht 2003H
- Fachhochschule Oldenburg: Institut für Materialprüfung Untersuchungsbericht zu Untersuchungen am Ziegelmauerwerk des Turms 4, 23.10.2003
- Rissaufnahmen des WSA Bremen vom 14.06.2005, um eigene Feststellungen vom 25.08.2005 ergänzt
- BAW: Ergebnisse der Werkstoffprüfung vom Oktober 2005
- BAW: Darstellung der Probeentnahmestellen, Oktober 2005



- BAW: Bericht über chemische Untersuchungen an Mörtelproben aus den Türmen 2+4, Januar 2006
- Eigene Auswertungen der Werkstoffprüfungen
- Literatur

EGERMANN, R.; MAYER, K.: DIE ENTWICKLUNG DER ZIEGELHERSTELLUNG UND IHR EINFLUSS AUF DIE MECHANISCHEN EIGENSCHAFTEN VON MAUERZIEGELN. IN: ERHALTEN HISTORISCH BEDEUTSAMER BAUWERKE, SFB 315, UNIVERSITÄT KARLSRUHE, JAHRBUCH 1988, BERLIN, 1990, S. 107-130

EGERMANN, R.: ZUR NACHTRÄGLICHEN BESTIMMUNG DER MECHANISCHEN EIGENSCHAFTEN VON MAUERZIEGELN. IN: ERHALTEN HISTORISCH BEDEUTSAMER BAUWERKE, SFB 315, UNIVERSITÄT KARLSRUHE, JAHRBUCH 1990, BERLIN, 1992, S. 159-182

BERGER, F.: Zur nachträglichen Bestimmung der Tragfähigkeit von zentrisch gedrücktem Ziegelmauerwerk. In: Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke, SFB 315, Universität Karlsruhe, Jahrbuch 1986, Berlin, 1987, S. 231-248

WENZEL, F.; KLEINMANN, J., HRSG: Historisches Mauerwerk: Untersuchen, Bewerten und Instandsetzen. Sonderforschungsbereich 315 „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke. Baugefüge, Konstruktionen, Werkstoffe“, Universität Karlsruhe (TH), 2000

## Methoden

### Aktenstudium

Anhand der im Kapitel Grundlagen dargestellten Unterlagen war es möglich, einen umfassenden Überblick über die Baugeschichte, die Konstruktion der Brücke und der aktuellen Schadenssituation zu erhalten. Statische Berechnungen oder zumindest Angaben zu den im Mauerwerk der Hubtürme auftretenden Spannungen lagen dem Unterzeichner nicht vor.

### Vor-Ort-Untersuchungen

Die Vor-Ort-Untersuchungen dienten dem Abgleich der Konstruktionspläne mit dem Bestand, der Aktualisierung der Schadenssituation seit der letzten Brückeninspektion, der Auswahl der Probeentnahmestellen sowie dem Studium des Gefügebauaufbaus und Gefügestands im Bereich der Probeentnahmestellen.

### Schadenskartierung

Die bei der letzten Brückeninspektion angefertigten Rissaufnahmen vom Juni 2004 wurden mit dem Bestand verglichen. Veränderungen bzw. Ergänzungen wurden in die Rissaufnahmen übernommen (Stand August 2005).

### Probennahmen

Die Auswahl der Probeentnahmestellen erfolgte unter den Kriterien statische Beanspruchungen, Zugänglichkeit und Sichtbarkeit der zerstörungssarmen Eingriffe. Nach Aussage

der BAW erfahren die senkrecht zu den wasserseitigen Hubturmaußenwänden angeordneten Flügelmauern die größten statischen Beanspruchungen. In sie werden die im Brückenträger aufgesammelten Horizontallasten senkrecht zur Brückenlängsachse eingeleitet. Da die Flügelmauern im Verband mit den wasserseitigen Hubturmaußenwänden hergestellt wurden und letztere ggf. noch außerplanmäßig durch die Aufhängevorrichtung der Fahrbahn erhöhte Vertikallasten erhalten, wurden als Probeentnahmestellen die wasserseitigen Turmwände ausgewählt. Hinweise auf den Wiederaufbau der stadtseitigen Türme 1+2 nach Kriegszerstörungen zwangen zu der Notwendigkeit, aus allen vier Hubtürmen Proben zu entnehmen, um eventuell herstellungsbedingte Festigkeitsunterschiede der Baumaterialien zu berücksichtigen. Die Entnahmestellen sind für den Brückenbenutzer nicht sichtbar, da sie sich unterhalb des Brückenträgers befinden.

Die Probennahme erfolgte mit Hilfe einer wassergekühlten Diamantbohrmaschine. Aus jeder Wandansichtsfläche wurden 2 Fugenbohrkerne ( $\varnothing$  90 mm) gewonnen. Die Fugenbohrkerne bestehen aus zwei Steinhälften und der in etwa mittig liegenden Lagerfuge. Aus einem der beiden Ziegel, aus denen ein Fugenbohrkern gewonnen wurde, wurden dann noch homogene Steinbohrkerne mit ca. 35 mm Durchmesser zur Bestimmung der Spaltzugfestigkeit des Ziegels gezogen. Das Markieren der Lastrichtung auf der Ansichtsfläche ermöglichte es, die Kerne im Versuch in derselben Richtung zu belasten wie im eingebauten Zustand. Aus jeder Entnahmezone wurde schließlich noch jeweils 1 Kern mit ca. 31 mm Durchmesser ausgebohrt. Dieser diente der Bestimmung der Steindruckfestigkeit.

Die Entnahmetiefen bewegten sich im Mittel zwischen 14 und 25 cm. Die Proben wurden verpackt und in das Labor der BAW in Karlsruhe transportiert.

### **Inaugenscheinnahme der Entnahmestellen**

Vom Unterzeichner wurden nach der Probengewinnung alle Entnahmestellen in Augenschein genommen. So war es möglich, einen Eindruck vom Zustand, vom Gefügeaufbau und vom Grad der handwerklichen Qualität des Mauerwerks zu gewinnen. Die Inaugenscheinnahme war nötig, um festigkeitsmindernde Einflüsse zu erkennen und diese über strukturelle Abminderungsfaktoren subjektiv zu bewerten.

### **Mörtelproben**

Von der BAW wurden aus den Türmen 2+4 Mörtelproben entnommen und im eigenen Labor auf Zuschlags- und Bindemittelarten sowie Bindemittel- und Sulfatgehalte untersucht. In ergänzenden Laboruntersuchungen wurden noch physikalische, thermoanalytische und infrarotspektroskopische Messungen vorgenommen.

### **Probenbezeichnung, Probenauswahl und -aufbereitung**

Die nach der Entnahme vorgenommene Probenbezeichnung auf dem Bohrgut wurde von der BAW in die Prüfprotokolle übernommen.

Nach dem Auspacken und der Inaugenscheinnahme der Proben legte der Unterzeichner das Prüfprogramm fest, das in den Prüfprotokollen der BAW dokumentiert ist.

Alle Bohrkerne wurden mit einer Diamantkreissäge abgelängt. Zur Druckprüfung sollten Kerne mit einer Schlankheit ( $h/d$ ) von ca. 2 gelangen, für die Spaltzugprüfungen wurden Schlankheiten von 1 angestrebt. Die homogenen Ziegelkerne wurde bis zur Gewichtskonstanz getrocknet, um danach die Trockenrohddichte ermitteln zu können. Für die Druckprüfung wurden die Druckflächen der Kerne planparallel mit Schwefel abgeglichen. Entsprechend der gekennzeichneten Einbaurichtung wurden für die Spaltzugprüfung auf die Mantelflächen der Bohrkerne gegenüberliegend Hartfilzstreifen geklebt, um eine linienförmige Lasteinleitung (Schneidenlast) über die Platten der Prüfmaschine zu garantieren.

### **Verfahren der nachträglichen Bestimmung der Mauerwerksdruckfestigkeit**

Derzeit gibt es keine genormten Verfahren, die Druckfestigkeit von Mauerwerk nachträglich zu bestimmen. Zur Bemessung neu zu errichtenden Mauerwerks werden die Komponentendruckfestigkeiten vorgegeben und deren Einhaltung über genormte Güteprüfungen kontrolliert. Somit ist auch die Herstellung, Aufbereitung und Prüfung der Proben aus Gründen der Reproduzierbarkeit genau festgeschrieben. Mit den Ergebnissen der getrennt bestimmten Druckfestigkeiten von Stein und Mörtel ist eine durch Korrelationsbeziehungen abgesicherte Klassifizierung nach Norm möglich, jedoch keine, für ein Einzelbauteil zutreffende Ermittlung seines Widerstandes. Eine nachträgliche Bestimmung der mechanischen Kennwerte des eingebauten Mörtels ist versuchstechnisch kaum leistbar. Bei der Bestimmung der Komponentenfestigkeiten werden weder das Tragverhalten von Mauerwerk noch die festigkeitsbestimmenden Haupteinflussparameter in ausreichendem Maß berücksichtigt. Die Folge ist ein relativ hohes Sicherheitsniveau.

Es wurde daher im Sonderforschungsbereich 315 „Erhalten historisch bedeutsamer Bauwerke“ an der Universität Karlsruhe ein zerstörungsarmes Verfahren entwickelt, um die Druckfestigkeit von Mauerwerk nachträglich zu bestimmen. Nach der Methode der Fugenbohrkerne werden aus dem Mauerwerk Bohrkerne mit mittig liegender Lagerfuge, jedoch ohne Stoßfuge entnommen und auf Spaltzug geprüft. Parallel dazu werden homogene Steinbohrkerne entnommen und daran ebenfalls die Spaltzugfestigkeit bestimmt. Das Verhältnis der Spaltzugfestigkeiten von Fugenbohrkernen zu den homogenen Bohrkerne wird Ausnutzungsgrad ( $\alpha$ ) genannt und entspricht in etwa dem Maß, um das die Steinfestigkeit durch den Mörtel einfluss auf die Mauerwerksfestigkeit abgemindert wird. Der Grundwert der Mauerwerksdruckfestigkeit ( $f_{w,0}$ ) errechnet sich aus dem Produkt Stein-  
druckfestigkeit ( $f_{c,s}$ ) und Ausnutzungsgrad. Er repräsentiert damit die lokale Bruchfestigkeit eines Zwei-Steinkörpers mit mittig liegender Lagerfuge. Diese muss dann noch den tatsächlichen geometrischen Verhältnissen sowie der Mauerwerksstruktur und ggf. dem Schädigungsgrad angeglichen werden. Der große Vorteil dieses Verfahrens ist, dass die Mörtelqualität, die Geometrie und die Beschaffenheit der Lagerfuge unmittelbar in das Prüfergebnis einfließen. Dadurch ist eine größere Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse möglich als bei einer Abschätzung nach Norm.



## Werkstoffprüfungen

Folgende Werkstoffprüfungen wurden von der BAW durchgeführt:

Herkunft Bohrkern	Durchmesser [mm]	Prüfart	zur nachträglichen Bestimmung der
wasserseitige Turmaußenwand	31	Druck	Trockenrohdichten, Steindruckfestigkeiten, Festigkeitsklassen nach Norm
	35	Spaltzug	Trockenrohdichten, Spaltzugfestigkeiten der Steine
	90	Spaltzug	Spaltzugfestigkeiten der Fugenbohrkerne, Grundwerte der Mauerwerksbruchfestigkeit

## Auswertungen

In einem ersten Schritt wurden die gewonnenen Prüfergebnisse hinsichtlich ihrer Plausibilität überprüft. Hierzu zählt z.B., dass die mechanischen Eigenschaften von Bohrkernen, die aus demselben Stein stammen, keine großen Unterschiede aufweisen dürfen. Wenn dies der Fall war und Hinweise im Prüfprotokoll auf eine Vorschädigung zu finden waren, so konnte der Wert als Ausreißer bei der Mittelwertbildung ausgeschlossen werden. Eine weitere Plausibilitätskontrolle besteht darin, dass die Druck- und Spaltzugfestigkeiten von Ziegeln weitgehend korrelieren. Wenn Ergebnisse von den bekannten Korrelationsbeziehungen extrem abwichen, wurden auch diese als Ausreißer deklariert. Die Ausreißer sind in den Auswertungstabellen des BfB gekennzeichnet.

Die Einzelergebnisse der an den homogenen Bohrkernen gewonnenen mechanischen Eigenschaften wurden zunächst nach Bohrungen zusammengefasst. Die Mittelwertbildung erfolgte turmweise jeweils über alle homogenen Kerne eines Entnahmebereiches. Die jeweilige Turmzone kann somit eine mittlere Steindruck- und Spaltzugfestigkeit sowie eine mittlere Rohdichte angegeben werden. Zusammen mit den Fugenbohrkernen aus den jeweiligen Wänden gelingt es schließlich, den Ausnutzungsgrad zu bestimmen und den Bruchfestigkeit des Mauerwerks an den Entnahmestellen abzuschätzen.

## Nachweismöglichkeiten

### Normen (DIN 105-1, DIN 1053-1)

Aus den Bohrkerndruckfestigkeiten konnten entsprechend der DIN 105-1, Tab. 4 die Druckfestigkeitsklassen der Ziegel ermittelt werden. Für die Umrechnung der Bohrkerndruckfestigkeiten auf die Druckfestigkeiten von Normprüfkörpern muss neben dem Richtungsfaktor auch ein Formbeiwert ( $k_{\lambda}$ ) berücksichtigt werden. Die Normprüfkörper, die durch Halbieren und Aufeinandermörteln der beiden Ziegelhälften nahezu Würfelform haben, besitzen eine Schlankheit von  $h/b = 1$ , während die Schlankheiten der Bohrkern bei ca. 2 liegen. Mit Hilfe einer in Versuchsreihen gewonnenen Korrelationsbeziehung kann für jede beliebige Bohrkernschlankheit ein Formbeiwert angegeben werden, mit dem

die experimentell gewonnene Druckfestigkeit auf einen Prüfkörper der Schlankheit 1 umzurechnen ist.

Setzt man als unteren Grenzwert die Mörtelgruppe MG I an, so lassen sich gem. DIN 1053-1 für jeden Entnahmebereich die entsprechenden Grundwerte der zulässigen Druckspannung für das Mauerwerk angeben. Der Ansatz einer höheren Mörtelgruppe ist dann möglich, wenn zu den an den Kleinproben ermittelten Mörteldruckfestigkeiten entsprechende Form- und Gestaltbeiwerte bereitgestellt werden oder wenn auf andere Weise der Mörtelfestigkeit abgeschätzt werden kann. Erst damit könnte das Ergebnis der Kleinprobe auf ein entsprechendes, am DIN-Prüfkörper gewonnenes, umgerechnet werden. Die Abschätzung des zulässigen Grundwerts der Mauerwerksdruckspannung wird durch den Ansatz der Mörtelgruppe I zu einem Ergebnis führen, das weit auf der sicheren Seite liegt.

### **Methode der Fugenbohrkerne**

Über das Verfahren der Fugenbohrkerne werden an jeder Probenentnahmestelle, an der Werte für die Steindruck- und Spaltzugfestigkeit sowie für die Spaltzugfestigkeit der Fugenbohrkerne vorliegen, die theoretische Bruchfestigkeit eines Stein-Mörtel-Stein-Sandwich ermittelt. Nach Einbeziehung der tatsächlichen geometrischen und strukturellen Verhältnisse kann die lokale Bruchspannung an der Probenentnahmestelle vorhergesagt werden. Bei Ansatz des globalen Sicherheitskonzeptes empfiehlt der SFB 315 einen Sicherheitsfaktor von  $\eta = 3$ . Hintergrund dieser Empfehlung ist, dass sich einerseits durch die Probennahme, durch den Transport und durch die Probenaufbereitung eine Reduktion des Probenwiderstandes eingestellt hat, dass aber andererseits durch die lokale Bestimmung der mechanischen Eigenschaften keine streuungsbedingte Erhöhung der Bruchsicherheit nötig ist.

## **Ergebnisse**

### **Aktenstudium**

Den Akten ist zwar zu entnehmen, dass die Türme 1+2 im 2. Weltkrieg so stark zerstört wurden, dass sie abgebrochen und wiederaufgebaut werden mussten, aber es gibt keine Hinweise, ob es sich dabei um einen Komplettabbruch handelte, und ob Baumaterialien wie der Stahl oder die Steine wieder verwendet wurden. Auch fehlen Informationen darüber, wie der Bauszustand der noch erhaltenen Türme 3+4 nach den Bombenangriffen war und welche Reparaturen vorgenommen wurden.

Im Bauwerksbuch ist ausgeführt, dass die Baugrundschichtungen unter den nördlichen Hubtürmen 1+2 anders sind als unter den südlichen. Auffällig ist dabei im Norden eine Torfschicht mit ca. 80 cm Mächtigkeit. Nach den Unterlagen ruhen die Türme auf Betonrosten, die von ca. 8 m langen Kiefernholzpfählen unterstützt sind. Die Pfahlköpfe liegen im Norden in etwa in der Höhe der Torfschicht.

Hinweise auf Aussinterungen an den Außenseiten der Türme sowie Rissbildungen finden sich ebenfalls im Bauwerksbuch.

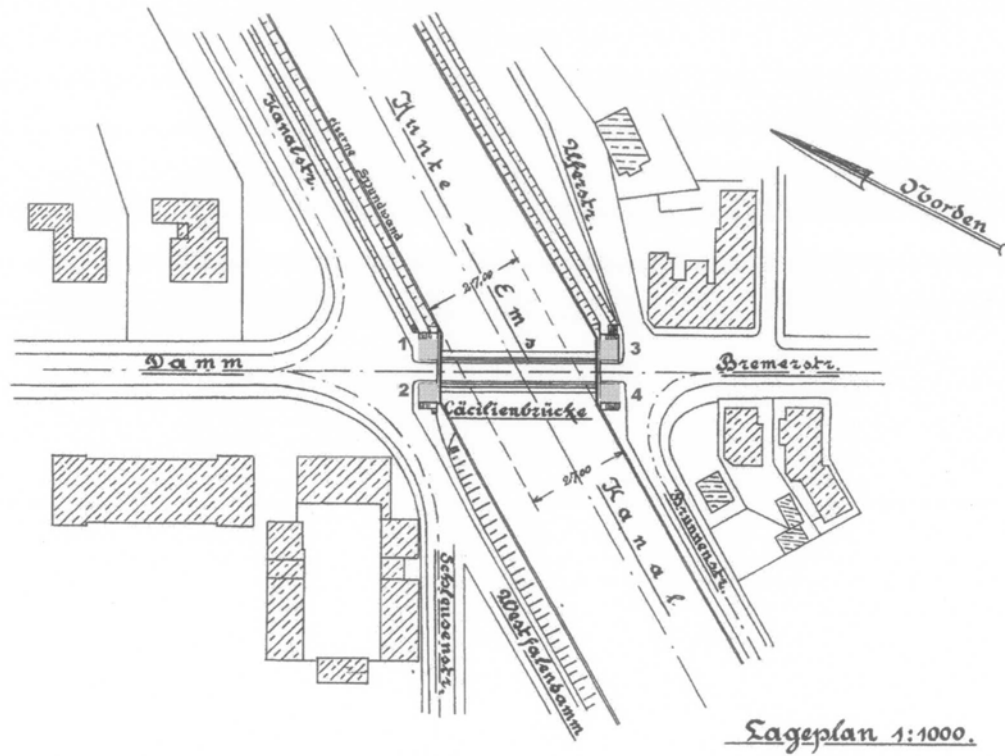


Bild 1 Lageplan mit Bezeichnung der Hubturmsnummern

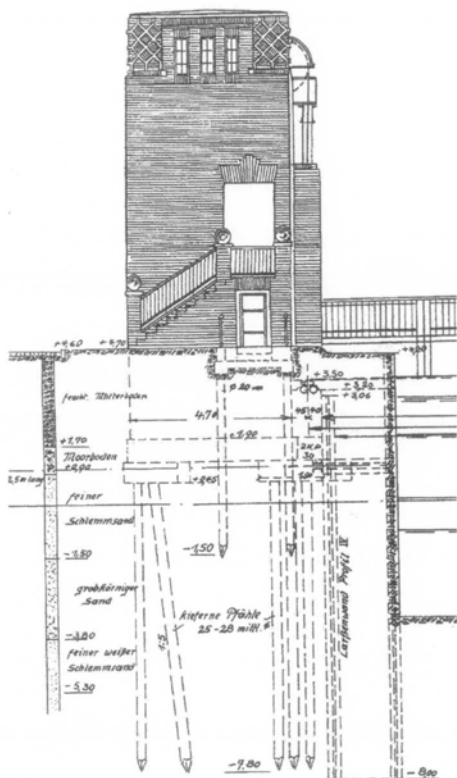


Bild 2 Turm 2: Westseite (Bauplan)

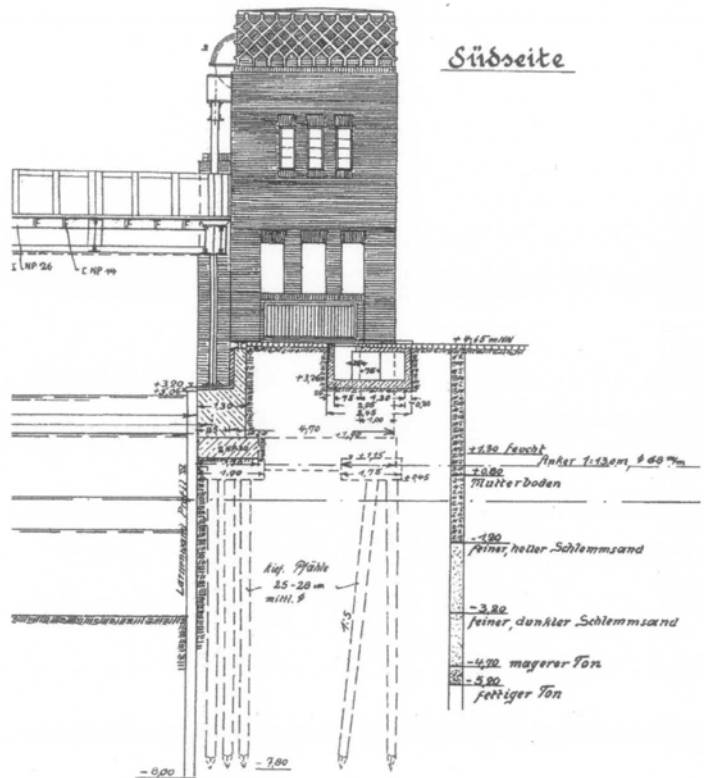


Bild 3 Turm 3: Westseite (Bauplan)



## Vor-Ort-Untersuchungen

### Probennahme und Inaugenscheinnahme der Entnahmestellen

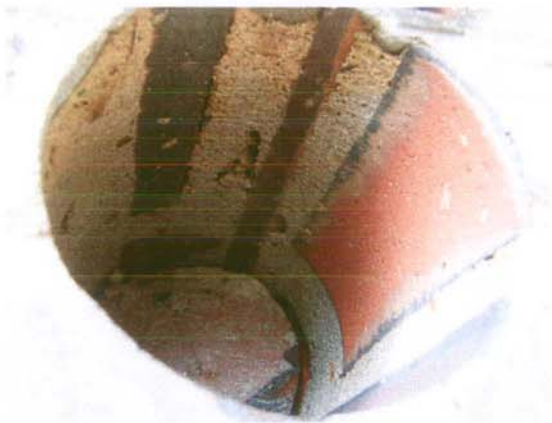
An allen Probeentnahmestellen wurde ausnahmslos ein sehr homogenes und dichtes Mauerwerksgefüge festgestellt (vgl. Bild 4). Der Haftverbund der Fugenbohrkerne blieb bei 6 von 8 Kernen erhalten, was für eine sehr hohe Mörtelqualität spricht (Bild 5). Interessant ist, dass beide aufgebrochenen Kerne aus dem wieder aufgebauten Turm 2 stammen.

Die Lage der Probeentnahmestellen ist in der Anlage 1 zeichnerisch und fotografisch dargestellt.

### Mauerwerksverband und Länge der Türme

Das Mauerwerk ist überwiegend als einschaliges Mauerwerk mit Vollziegeln (Klinker) im Kreuzverband errichtet worden. Das Steinformat beträgt  $l/b/h = 215/100/51$  mm. Die mittlere Lagerfugenhöhe liegt bei 10 mm.

Die Nord-Süd-Ausdehnung der alten Türme 3+4 beträgt 4,71 m, während die „neuen“ Türme 1+2 um 11 cm kürzer sind (4,60 m).



**Bild 4** Bohrloch eines Fugenbohrkerns mit dichtem Gefüge



**Bild 5** entnommene Bohrproben vor Transport

## Schadensaufnahme

Die vorgefundenen Mängel und Schäden lassen sich wie folgt gliedern:



**Bild 6** abgeplatzte Ziegel

### Oberflächenschäden von Ziegel

Vereinzelt finden sich abgeplatzte Sichtflächen der Ziegel. Obwohl im Bauwerksbuch bereits der Begriff Klinker verwendet wurde und damit ein hochfester und frostbeständiger künstlicher Stein gemeint ist, sind die Abplatzungen eindeutig auf Frost-Tau-Wechsel zurückzuführen. Die Schäden sind häufiger bei den wieder aufgebauten Türmen 1+2 zu beobachten als an

den anderen beiden Türmen. Mikrorisse in Verbindung mit abgewitterten Fugen ermöglichen dem Regenwasser, von der Seite hinter die glasierte Oberfläche zu dringen. Die durch die Frost-Tau-Wechsel induzierten Dehnungen reichen aus, die Oberflächen lokal abzusprengen.

### Aussinterungen

Aussinterungen treten verstärkt an den wieder aufgebauten Türmen 1+2 auf. Aufgrund des lokalen, fleckigen Erscheinens ist es unwahrscheinlich, dass der Kalk aus den Mörtelfugen stammt. Es ist eher zu vermuten, dass über offene Fugen Regenwasser an Betonbauteile gerät und dass aus diesen der Kalk ausgewaschen wird. Im Inneren der Türme wurden Decken und Treppen aus Stahlbeton hergestellt. Das Aussintern muss nicht zwingend an den Stellen auftreten, an denen sich auf der Innenseite Betonbauteile befinden, sondern es ist durchaus möglich, dass je nach Fließweg des Wassers der gelöste Kalk über längere Strecken im Mauerwerk transportiert wird, bis es an einigen Stellen zu den Kalkablagerungen kommt.



**Bild 7** Aussinterungen



**Bild 8** Risse/Verformungen infolge mechanischer Beschädigung

### Risse

Die Rissintensität ist bei den verschiedenen Türmen unterschiedlich. Generell kann jedoch gesagt werden, dass an den Stellen hoher statischer Beanspruchungen des Ziegelmauerwerks keine Risse infolge Überbeanspruchungen zu finden sind. Als Rissursachen können genannt werden:





**Bild 9** Turm 2: oberflächennahe Flansche von Profilstählen korrodieren lokal

- Mechanische Beschädigungen: durch Anprall o.ä. ist es lokal zu Verschiebungen, Ausbrüchen und Rissen gekommen (vg. Bild 8)

–  
Korrosion: im Mauerwerk befindliche Stahlteile korrodieren, weil der sie umgebende Beton oder Mörtel örtlich karbonatisiert ist und somit keinen ausreichenden Korrosionsschutz mehr bieten kann. Die bei der Korrosion der Stahlteile entstehende Volumenvergrößerung ist ausreichend, um eine Reißen des Mauerwerks hervor zu rufen. Die Korrosionsschäden treten

an den Türmen 1+2 häufiger auf als an den Türmen 3+4. Es ist augenscheinlich, dass an den wieder aufgebauten Türmen 1+2 die vertikalen Stahlträger, die z.T. die Hubvorrichtung tragen, mit der Oberfläche der Steinfassade bündig abschließen, während bei den alten Türmen die Steine vor die Stahlkonstruktion gemauert wurden. Damit ist auch erklärt, warum die „neuen“ Türme 11 cm kürzer sind. Es fanden sich aber auch Bereiche (z. B. Turm 4), in denen die Stähle so gut eingemörtelt bzw. eingegossen wurden, dass sie keinerlei Korrosion zeigen.

### Werkstoffprüfungen

Die Ergebnisse der Werkstoffprüfungen sind in den Prüfprotokollen der BAW (Anlage 3) wiedergegeben. Über die weiterführende Auswertung, die vom BfB vorgenommen wurde, wird im Folgenden berichtet.

### Trockenrohddichte der Ziegel

Die Trockenrohddichte der insgesamt 34 untersuchten Proben schwankt zwischen 1,91 und 2,14 g/cm<sup>3</sup> (vgl. Anlage 4), der Mittelwert liegt bei 2,02 g/cm<sup>3</sup>. Das Gefüge der Ziegel ist damit relativ dicht.

### Anisotropien

Aufgrund des Baujahrs der Brücke kann davon ausgegangen werden, dass die Formgebung der Ziegel durch Strangpressen erfolgte. Die sich dadurch ergebenden Anisotropien konnten in diesem Fall experimentell nicht ermittelt werden, so dass bei der Umrechnung der Bohrkernfestigkeiten, die aus den Ansichtsflächen (x, z) genommen wurden, auf die maßgebenden Festigkeiten senkrecht dazu (y) auf Erfahrungswerte zurückgegriffen wurde. Als Richtungsfaktor (RiFa) wurde angesetzt

$$\text{cal } f_{c,y}/f_{c,z} = 1,30$$



### **Ziegeldruck- und spaltzugfestigkeiten**

In der Anlage 4 sind die Ergebnisse der Druck- und Spaltzugprüfungen an den Bohrkerne nach Entnahmestellen zusammengefasst. Gem. DIN 105 wurde außerdem eine Einstufung nach den Mittelwerten bzw. nach den kleinsten Einzelwerten vorgenommen. Während von den 12 Ergebnissen der Druckprüfung 11 gewertet werden konnten, brauchte von den 22 Prüfergebnissen der Spaltzugprüfung kein Ausreißer eliminiert werden.

Die Rohdichten der Ziegel aus den neuen und alten Türmen unterscheiden sich kaum. Dagegen wurden bei den Druckfestigkeiten gravierende Unterschiede festgestellt: die Druckfestigkeiten der Bohrkerne aus den neuen Türmen 1+2 bewegen sich im Mittel zwischen 26,9 und 35,3 N/mm<sup>2</sup>, während die Druckfestigkeiten der Kerne aus den Türmen 3+4 zwischen 41,5 und 149,8 N/mm<sup>2</sup> liegen.

Bei den Spaltzugfestigkeiten, die i.d.R. mit den Druckfestigkeiten gut korrelieren, ergaben sich erstaunlicher Weise nicht diese gravierenden Unterschiede: sie liegen bei den neuen Türmen zwischen 5,0 und 12,0 N/mm<sup>2</sup>, bei den alten Türmen zwischen 5,2 und 8,8 N/mm<sup>2</sup>. Das Verhältnis zwischen Druck- und Spaltzugfestigkeiten ist somit bei den neuen Türmen ungewohnt niedrig (3,4 - 4,7), bei den alten Türmen wird ein bekanntes Verhältnis erreicht (14,1 - 16,1).

Die höchste Festigkeitsklasse in der DIN 105 ist mit 28 angegeben. Trotz der sehr hohen Druckfestigkeiten von über 90 N/mm<sup>2</sup> kann jedoch eine Zuordnung der Werte nur in diese Klasse erfolgen.

### **Spaltzugfestigkeiten der Fugenbohrkerne**

In den Prüfprotokollen der BAW (Anlage 5) finden sich Hinweise auf den Zustand der Proben. Danach war nur bei den beiden Kernen aus dem Turm 2 der Haftverbund nicht mehr vorhanden.

In der Anlage 6 sind jeweils die beiden Fugenbohrkernergebnisse aus den einzelnen Türmen den wandweise zusammengefassten Druck- und Spaltzugfestigkeiten der homogenen Bohrkerne gegenübergestellt. Die relativ hohen Ausnutzungsgrade ( $\alpha$ ) deuten auf eine hohe Mörtelqualität hin, so dass der festigkeitsmindernde Einfluss des Mörtels nicht so hoch ist.

## **Bauteilwiderstände**

### **Klassifizierung nach Norm**

In unten stehender Tabelle sind die Grundwerte der zulässigen Druckspannungen gem. DIN 1053-1 angegeben, die sich aus den Festigkeitsklassen der Steine (vgl. Anlage 4) und der Mörtelgruppe II ergeben. Letztere kann aufgrund der hohen Ausnutzungsgrade angesetzt werden:

Bereiche	Steinfestigkeitsklasse DIN 105 Tab. 4	Grundwert der zul. Druckspannung DIN 1053 [MN/m <sup>2</sup> ]
Turm 1	20	1,6
Turm 2	20	1,6
Turm 3	28	2,2
Turm 4	28	2,2

### Methode der Fugenbohrkerne

Die Befunde an den Probenentnahmestellen unterscheiden sich nicht, so dass die im Folgenden gemachten Aussagen für alle vom BfB untersuchten Stellen in gleicher Weise gelten.

Das Mauerwerk ist bis auf wenigen Ausnahmen rissefrei, Hinweise auf lokale Überbeanspruchungen konnten nicht festgestellt werden. Die Verbände sind mit ausreichenden Überbindemaßen hergestellt worden, Lager- und Stoßfugen sind satt mit Mörtel ausgefüllt.

Aufgrund der Befunde ist eine strukturelle Abminderung nicht erforderlich:

$$\alpha_s = 1$$

Die Herleitung der Grundwerte der Mauerwerksbruchfestigkeiten nach der Methode der Fugenbohrkerne ist in Anlage 6 für die verschiedenen Entnahmebereiche getrennt dargestellt.

Die Bruchfestigkeiten der 2-Stein-Ziegelsandwiche bewegen sich zwischen 7,4 und 61,1 MN/m<sup>2</sup>. Setzt man einen globalen Sicherheitsfaktor zwischen Bruchfestigkeit und zulässiger Spannung von  $\eta = 3$  an, so erhält man für jeden Entnahmebereich durch Mittelwertbildung der dort bestimmten Einzelergebnisse einen Grundwert der zulässigen Druckspannung (Anlage 6):

$$zul \sigma_0 = f_{w,0} \cdot \alpha_s / \eta$$

Durch die großen Festigkeitsunterschiede bei den homogenen Kernen ergeben sich für die beiden Turmgruppen (alt, neu) sehr unterschiedliche Grundwerte der zulässigen Druckspannungen: für die Türme 1+2  $zul \sigma_0 = 2,9 \text{ N/mm}^2$ , für die alten Türme 3+4  $zul \sigma_0 = 18,9 \text{ N/mm}^2$ . Beide Werte liegen weit über den Ergebnissen, wie man sie bei der Abschätzung nach Norm erhalten würde.

## Schlussfolgerungen

Da die beschriebenen Mängel und Schäden unterschiedliche Schadensursachen haben, wird empfohlen, diesen auch unterschiedlich zu begegnen:

### Schiefstellungen der Türme

Die von der WSD im Brückenbuch dargestellten Längen- und Neigungsmessungen sind das letzte Mal 1988 durchgeführt worden. Es ist angeraten, die Messungen wieder aufzunehmen und jährlich fortzuführen. Die Ursachen für die Neigungen dürften in jedem Fall in dem Gründungssystem zu suchen sein. Hinweise im aufgehenden Mauerwerk, die derartige Verformungen erklären würden, konnten an keiner Stelle gefunden werden. Da weitere Schiefstellungen das Verklemmen der Fahrbahn zur Folge hat, das schon einmal durch ein Abschleifen des Mauerwerks beseitigt wurde, sollte den Pfahlköpfen unter den wasserseitigen und am höchsten vertikal beanspruchten Wänden bei den weiteren Untersuchungen besonderes Augenmerk geschenkt werden.

### Aussinterungen

Die Sinterfahnen lassen sich nur durch eine geeignete Oberflächenreinigung (Hochdruckwasserstrahl oder Düsen mit Granulat) entfernen. Da das Transportmedium für die Aussinterungen Wasser ist, das von außen eingetragen wird, ist bei den besonders stark betroffenen Bereichen wie Turm 4 der Eintrag von Regenwasser und dessen Abführung genauer zu untersuchen. Insbesondere Dachanschlüsse, Fensterbänke, Auflagerstellen der Betonbauteile auf dem Mauerwerk sind auf Dichtigkeiten, Staunässe u.ä. zu überprüfen. Ferner sind die Fassaden auf abgeplatzte oder lose Mörtelfugen hin sowie nach weiteren möglichen Eindringstellen in die Gebäudehülle abzusuchen. Es wird darauf hingewiesen, dass die Zonen der Aussinterungen nicht zwingend die Bereiche sind, in denen das Wasser eindringt. Es ist vielmehr so, dass das Wasser über Fehlstellen an den Beton herangeführt muss, um dort den Kalk auszuwaschen und diesen wieder nach außen an die Oberfläche zu transportieren.

### Risse und Abplatzungen

Die im Mauerwerk festgestellten Risse resultieren überwiegend aus mechanischen Beschädigungen und Treiberscheinungen infolge Stahlkorrosion und Frost-Tauwechsel. Risse oder Abplatzungen, die auf statische Überbeanspruchungen hinweisen, konnten nicht gefunden werden. Da z.T. die Oberflächen der Klinker abgesprengt werden, besteht eine lokale Verkehrssicherheitsgefährdung. Es wird daher empfohlen, die losen Steinoberflächen abzunehmen und je nach Schädigungsgrad Vierungen (Riemchen) zu setzen oder einen Steinaustausch vorzunehmen. Da meistens die Ursache für die Steinschäden lose bzw. abgeplatzte Mörtelfugen sind, sollten Nachverfugungen vorgenommen werden.

### Mauerwerksdruckfestigkeit

Nach Aussage der BAW treten die höchsten Mauerwerksbeanspruchungen im Bereich der Flügelmauern auf, die jeweils wasserseitig senkrecht zu den Turmfassaden angeord-



net wurden und die die Horizontallasten aus der Brückenfahrbahn an den Baugrund ableiten. Die Druckfestigkeiten des Mauerwerks wurden nachträglich über Bohrkerne bestimmt, die in der Nähe dieser Bereiche entnommen wurden. Obwohl die Auswertung der Prüfkörper für die alten Türme 3+4 etwa dreimal höhere Grundwerte der zulässigen Druckspannungen lieferten, gibt es bei den neuen Türmen keine Hinweise auf Überbeanspruchungen.

Mit den angegebenen Grundwerten der Mauerwerksdruckfestigkeiten sowie den ermittelten mechanischen Kennwerte für die Ziegel können gem. DIN 1053 auch die zulässigen Schubspannungen abgeleitet werden.

## Zusammenfassung

Im Rahmen eines großen Zustandsgutachtens für die 1927 erbaute Cäcilienbrücke in Oldenburg waren im Rahmen dieser hier vorgelegten Untersuchungen Aussagen zu den Mängel und Schäden sowie Aussagen zur Tragfähigkeit des Ziegelmauerwerks der Hubtürme zu machen. Hierfür wurden Rissaufnahmen, Gefügeuntersuchungen, Probenentnahmen und Werkstoffprüfungen durchgeführt und die Ergebnisse ausgewertet. Die festgestellten Schäden und Mängel wie Aussinterungen, Risse, lokale Oberflächenabplatzungen und Schiefstellungen der Türme haben unterschiedliche Ursachen, die aber alle reparabel sein dürften. Für die nach dem Krieg wieder aufgebauten Türme 1+2 auf der Nordseite wurden aufgrund geringerer Steindruckfestigkeiten 3-mal geringere Grundwerte der zulässigen Druckspannungen bestimmt als für die noch erhaltenen Türme 3+4 auf der Südseite. Hinweise auf Überbeanspruchungen des homogenen Ziegelmauerwerks fanden sich an keiner Stelle. Mit den angegebenen Grundwerten der Mauerwerksdruckspannung ist es aber jetzt möglich, die Tragsicherheit für das Mauerwerk der Türme mit hinreichender Genauigkeit zu bewerten.

Karlsruhe, 13.2.2006

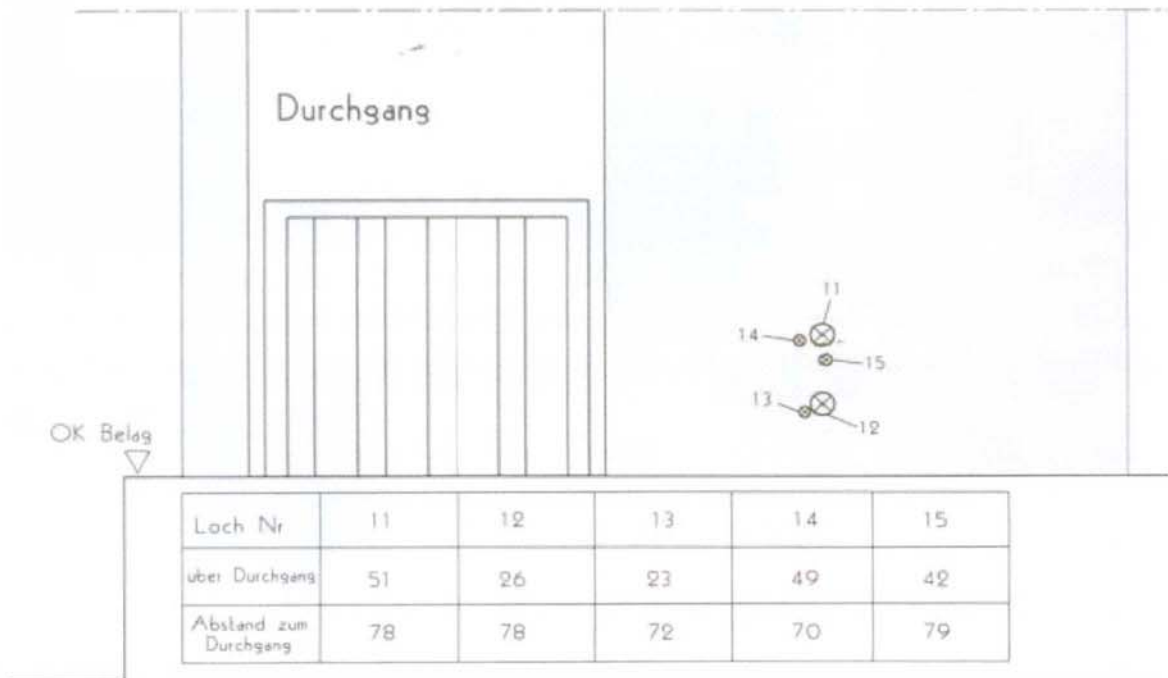
  
Dr.-Ing. Ralph Egermann  
(Beratender Ingenieur)



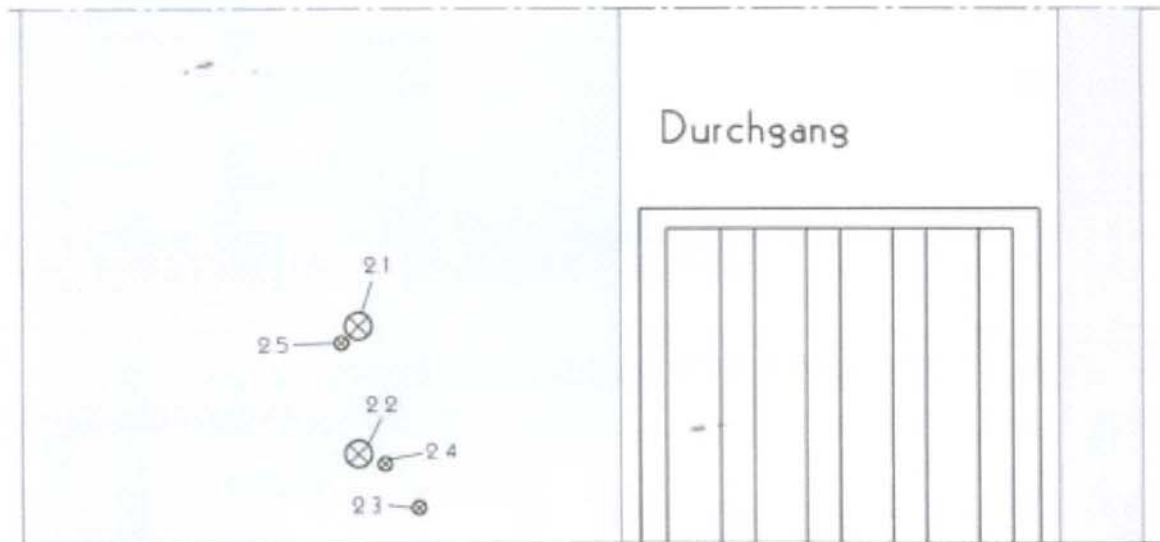


## Anlagen

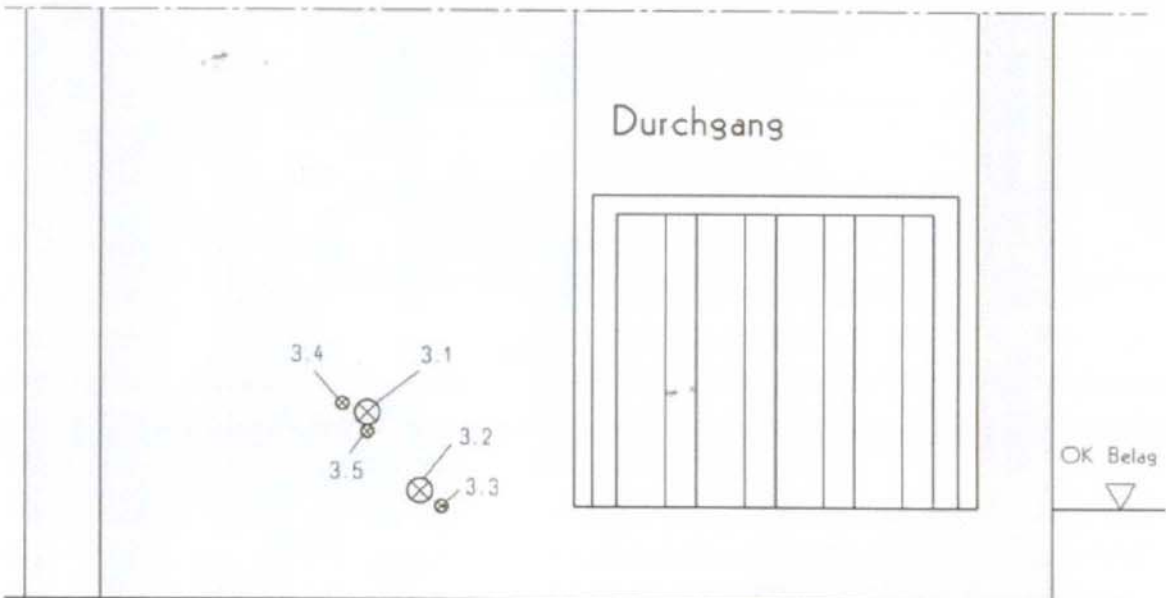
Anlage 1	Lage der Probeentnahmestellen.....	1.1 – 1.4
Anlage 2	Außenwandabwicklungen der Türme (Fotos, Rissaufnahmen)	
	Turm 1.....	2.1
	Turm 2.....	2.2
	Turm 3.....	2.3
	Turm 4.....	2.4
Anlage 3	Prüfprotokoll der BAW.....	3.1 – 3.2
Anlage 4	mechanische Eigenschaften der Ziegel.....	4
Anlage 5	Prüfprotokoll der Spaltzugprüfungen an den Fugenbohrkernen.....	5
Anlage 6	Bestimmung der Grundwerte der Mauerwerksdruckfestigkeit.....	6
Anlage 7	Fotodokumentation der Prüfkörper.....	7
Anlage 8	Prüfbericht über die Mörteluntersuchungen.....	8





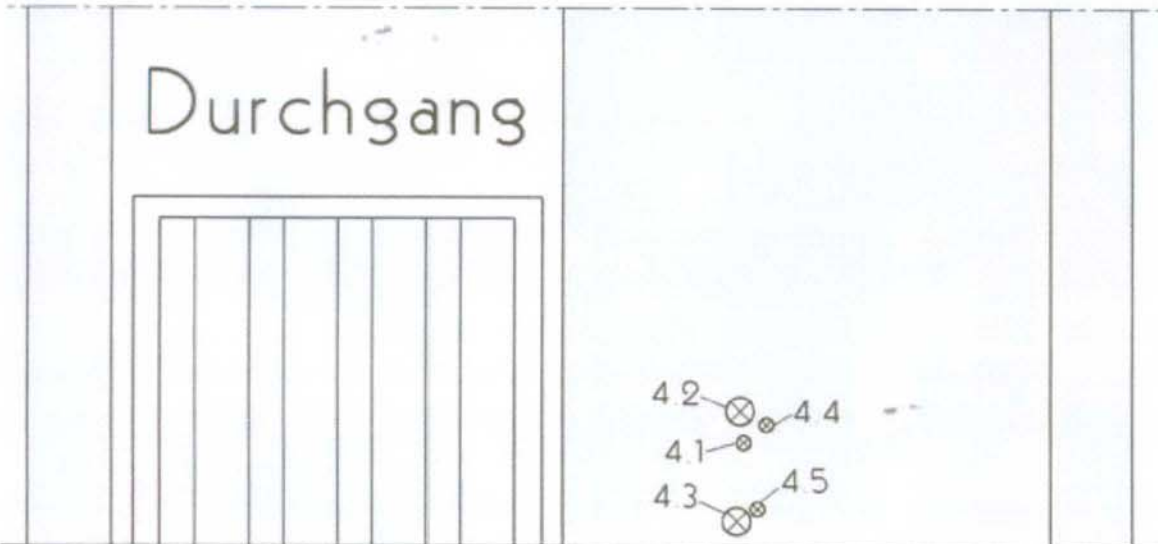


Loch Nr	21	22	23	24	25
über Durchgang	65	27	11	24	60
Abstand zum Durchgang	78	78	60	70	83



Loch Nr	31	32	33	34	35
über Durchgang	30	5	0	33	24
Abstand zum Durchgang	67	50	43	75	67





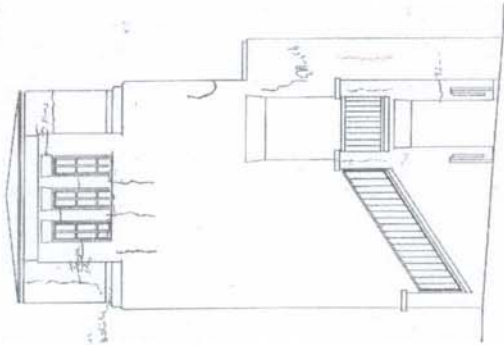
Loch Nr.	4.1	4.2	4.3	4.4	4.5
über Durchgang	30	39	7,5	35	11
Abstand zum Durchgang	52	51	50	58,5	56



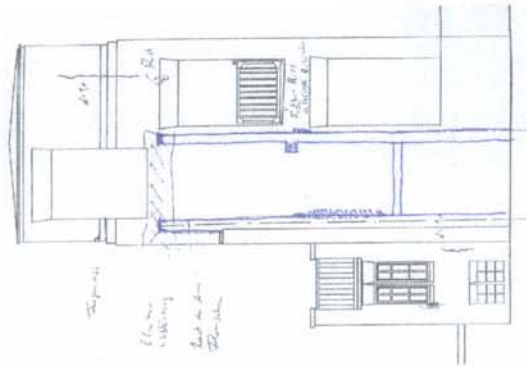




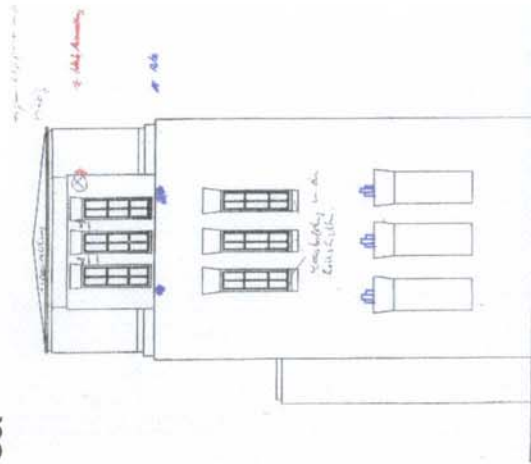
West



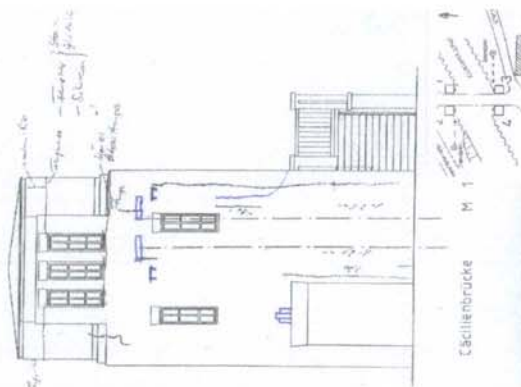
Süd



Ost



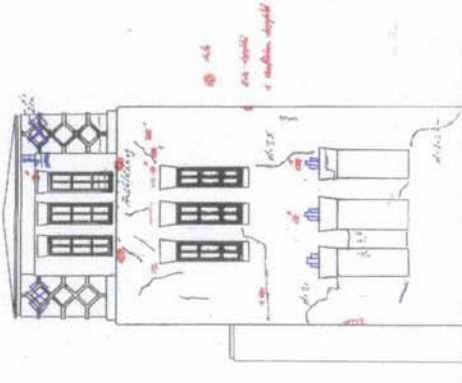
Nord



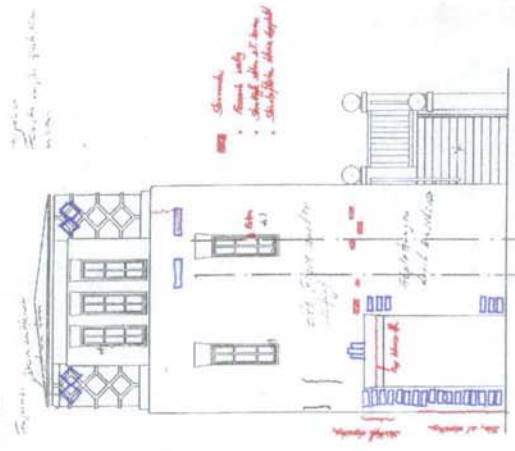




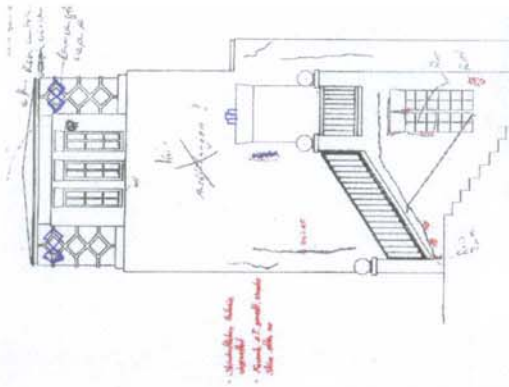
West



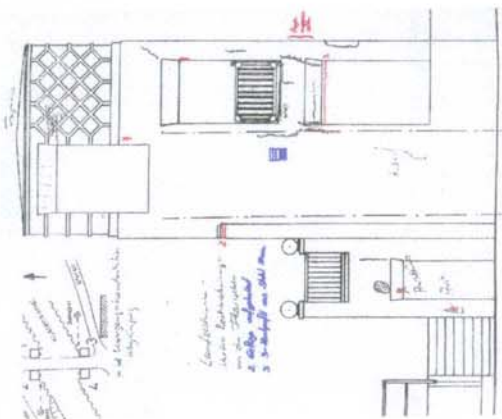
Süd



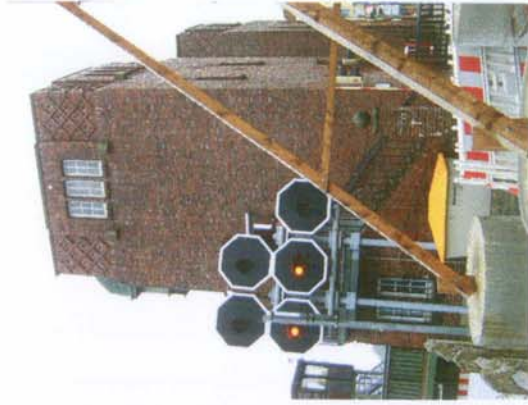
Ost



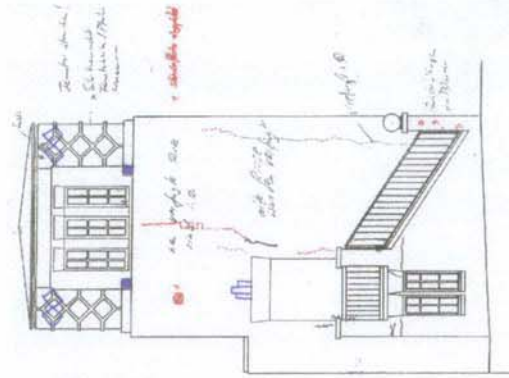
Nord



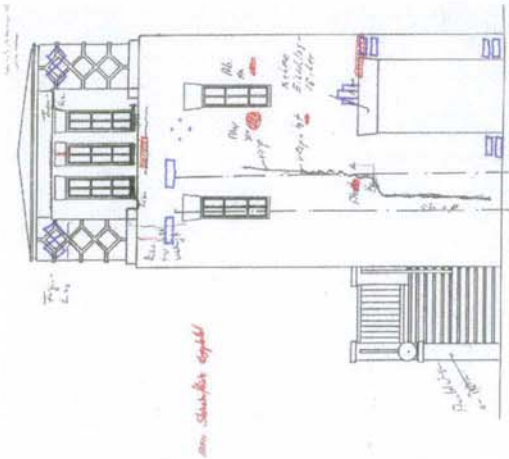




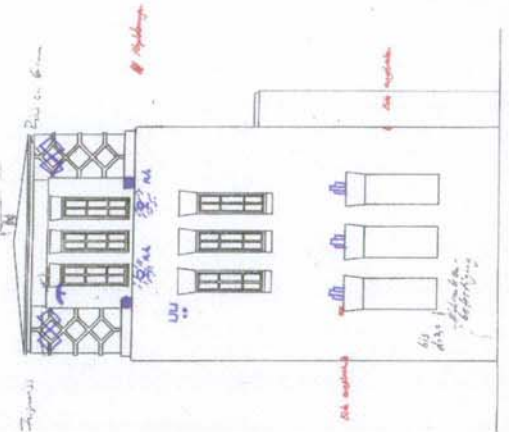
West



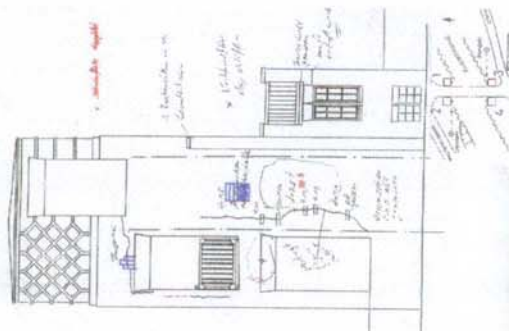
Süd



Ost



Nord



### Druckfestigkeit Mauersteine

Prüfkörper	Durchmesser	Höhe	Volumen	Gewicht	Rohdichte (Abmess.)	Bruchkraft	Druckfestigkeit
Nr.	[mm]	[mm]	[cm <sup>3</sup> ]	[g]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1.5D1	30,9	60,5	45,4	97,1	2,140	15,5	20,7
1.5D2	30,9	60,5	45,4	96,7	2,132	16,4	21,9
1.5D3	30,9	60,5	45,4	96,0	2,116	5,5	7,3
2.3D1	30,9	60,5	45,4	90,9	2,003	16,5	22,0
2.3D2	30,9	60,5	45,4	91,5	2,016	18,9	25,2
2.3D3	30,9	60,3	45,2	91,1	2,014	20,0	26,7
3.5D1	30,9	60,4	45,3	91,2	2,014	31,0	41,3
3.5D2	30,9	60,3	45,2	91,1	2,014	86,4	115,2
3.5D3	30,9	60,3	45,2	90,6	2,004	66,5	88,7
4.1D1	30,9	60,4	45,3	91,9	2,029	64,5	86,0
4.1D2	30,9	60,5	45,4	93,3	2,056	23,9	31,9
4.1D3	30,9	60,7	45,5	93,2	2,047	79,5	106,0

### Spaltzugfestigkeit Mauersteine

Prüfkörper	Durchmesser	Höhe	Volumen	Gewicht	Rohdichte (Abmess.)	Bruchkraft	Spaltzugfestigt.
Nr.	[mm]	[mm]	[cm <sup>3</sup> ]	[g]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1.3 S1	34,5	30,5	28,5	55,92	1,961	8,35	5,1
1.3 S2	34,7	30,6	28,9	57,17	1,976	8,73	5,2
1.3 S3	34,7	30,5	28,8	56,47	1,958	11,52	6,9
1.4 S1	34,6	30,6	28,8	60,45	2,101	10,26	6,2
1.4 S2	34,7	30,7	29,0	61,02	2,102	11,26	6,7
1.4 S3	34,6	30,9	29,1	60,75	2,091	8,45	5,0
2.4 S1	34,5	33,9	31,7	65,26	2,059	9,35	5,1
2.4 S2	34,6	34,0	32,0	65,89	2,061	10,30	5,6
2.5 S1	34,6	30,6	28,8	60,38	2,099	12,00	7,2
2.5 S2	34,6	30,8	29,0	60,06	2,074	8,74	5,2
2.5 S3	34,6	31,3	29,4	60,72	2,063	7,09	4,2
3.3 S1	34,6	33,9	31,9	64,94	2,037	16,25	8,8
3.3 S2	34,7	33,8	32,0	63,64	1,991	9,67	5,2
3.4 S1	34,6	29,7	27,9	54,20	1,941	11,15	6,9
3.4 S2	34,6	29,6	27,8	53,21	1,912	8,84	5,5
3.4 S3	34,6	29,6	27,8	53,84	1,935	10,70	6,7

Prüfkörper	Durchmesser	Höhe	Volumen	Gewicht	Rohdichte (Abmess.)	Bruchkraft	Spaltzugfestigkeit
Nr.	[mm]	[mm]	[cm <sup>3</sup> ]	[g]	[g/cm <sup>3</sup> ]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
4.4 S1	34,5	30,7	28,7	57,82	2,015	10,43	6,3
4.4 S2	34,6	30,7	28,9	57,19	1,981	9,79	5,9
4.4 S3	34,6	30,7	28,9	57,29	1,985	11,14	6,7
4.5 S1	34,9	31,3	29,9	62,23	2,078	16,65	9,7
4.5 S2	34,6	30,6	28,8	60,61	2,107	9,32	5,6
4.5 S3	34,7	30,5	28,8	61,05	2,117	11,93	7,2

### Spaltzugfestigkeit Mauerwerk

Prüfkörper	Durchmesser	Höhe	Bruchkraft	Spaltzugfestigkeit
Nr.	[mm]	[mm]	[kN]	[N/mm <sup>2</sup> ]
1.1	90,4	98,5	37,75	2,70
1.2	90,4	100,0	28,17	1,98
2.1	90,5	98,2	45,60	3,27
2.2	90,4	100,9	50,44	3,52
3.1	90,4	102,9	62,20	4,26
3.2	90,4	98,3	72,76	5,21
4.2	90,4	83,0	49,59	4,21
4.3	90,4	99,0	85,88	6,11

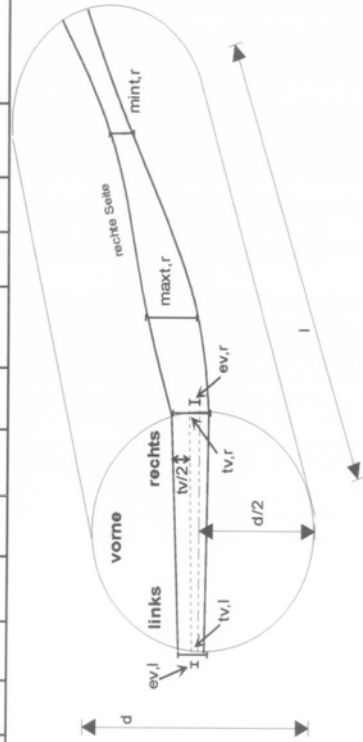




Turm	Bohrung Nr.	Kern Nr	$\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$f_{c,z}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,y} = RiFa \cdot f_{c,z}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	Festigkeits- klasse gem. DIN 105	$f_{st}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{c,y} / f_{st}$			
1	1.5	D1	2,14	20,7	26,9	20	5,10	4,7			
		D2	2,13	21,9	28,5						
		D3	2,12	7,3*							
	1.3	S1	1,96						5,10		
		S2	1,98						5,20		
		S3	1,96						6,90		
	1.4	S1	2,10						6,20		
		S2	2,10						6,70		
		S3	2,09						5,00		
	Mittelwerte			2,06	21,3				27,7	5,85	
2	2.3	D1	2,00	22,0	29,1	20	9,35	3,4			
		D2	2,02	25,2	33,3						
		D3	2,01	26,7	35,3						
	2.4	S1	2,06						10,30		
		S2	2,06						12,00		
	2.5	S1	2,10						8,74		
		S2	2,07						7,09		
	S3	2,06									
	Mittelwerte			2,05	24,6				32,6	9,50	
	3	3.5	D1	2,01	41,3				53,7	28	8,80
D2			2,01	115,2	149,8						
D3			2,01	88,7	115,3						
3.3		S1	2,04			5,20					
		S2	1,99			6,90					
3.4		S1	1,94			5,50					
		S2	1,91			6,70					
S3		1,94									
Mittelwerte			1,98	81,7	106,3	6,62					
4		4.1	D1	2,03	86,0	111,8	28	6,30	14,1		
	D2		2,06	31,9	41,5						
	D3		2,05	106,0	137,8						
	4.4	S1	2,02			5,90					
		S2	1,98			6,70					
		S3	1,99			9,70					
	4.5	S1	2,08			5,60					
		S2	2,11			7,20					
	S3	2,12									
	Mittelwerte			2,05	74,6	97,0				6,90	

- $\rho$  ... Trockenrohddichte  
 $f_c$  ... einachsige Steindruckfestigkeit (y ... senkrecht zur Lagerfläche;  
z ... senkrecht zur Ansichtsfläche)  
 $f_{st}$  ... Spaltzugfestigkeit  
RiFa ... Richtungsfaktor (1,30)

Objekt:		Spaltzugprüfung Fugenbohrkerne														Prüfdatum:		v = 24 KN/min																			
Bohrkern-Nr.	gleiche Steinart	Haftverbund			Fuge			ausgewickelt	Fuge vollflächig	Sonstige Bemerkungen	l	d	ev,l	tv,l	ev,r	tv,r	eh,l	th,l	eh,r	th,r	min t,l	max t,l	min t,r	max t,r	Pu	fst,FK	tm	em	em / tm	um den Einfluß der Exzentrizität korrigierte fst,FK							
		j	n	n	j	n	n																								j	n	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
1.1	x	x		x	x	x		x			98,5	90,4	13	12	12	11	12	13	14	14	13	15	12	13	37,75	2,70	13	6,3	0,49	2,72							
1.2	x	x		x	x	x		x		LF unregelmäßig	100	90,4	5	9	3	8	4	9	3	8	7	8	8	10	28,17	1,98	8	0,4	0,05	1,99							
2.1	x		x		x	x		x			98,2	90,5	10	14	9	10	7	8	6	9	8	14	11	40	45,6	3,27	14	0,9	0,06	3,27							
2.2	x		x		x	x		x			100,9	90,4	0	14	0	11	0	11	0	16	13	18	12	16	50,44	3,52	14	6,9	0,50	3,55							
3.1	x		x		x	x		x			102,9	90,4	14	13	13	13	8	12	8	12	13	14	15	15	62,2	4,26	13	4,1	0,30	4,28							
3.2	x		x		x	x		x			98,3	90,4	0	10	0	20	0	8	0	8	5	21	8	10	72,76	5,21	11	5,6	0,50	5,25							
4.2	x		x		x	x		x			83	90,4	0	8	0	10	0	12	0	11	8	12	10	12	49,59	4,21	10	5,2	0,50	4,24							
4.3	x		x		x	x		x			99	90,4	4	15	3	13	6	15	5	12	9	15	12	14	85,88	6,11	13	2,1	0,16	6,12							



minimale Lagerfugendicke linke Seite  
 maximale Lagerfugendicke linke Seite  
 minimale Lagerfugendicke rechte Seite  
 maximale Lagerfugendicke rechte Seite  
 Bruchlast  
 mittlere Lagerfugendicke  
 mittlere Exzentrizität  
 Spaltzugfestigkeit des Fugenbohrkerns

min t,l ...  
 max t,l ...  
 min t,r ...  
 max t,r ...  
 Pu ...  
 tm ...  
 em ...  
 fst,FK ...

Bohrkernlänge  
 Bohrkerndurchmesser  
 Exzentrizität d. Lagerfuge vorne links  
 Lagerfugendicke vorne links  
 Exzentrizität d. Lagerfuge vorne rechts  
 Lagerfugendicke vorne rechts  
 Exzentrizität d. Lagerfuge hinten links  
 Lagerfugendicke hinten links  
 Exzentrizität d. Lagerfuge hinten rechts  
 Lagerfugendicke hinten rechts

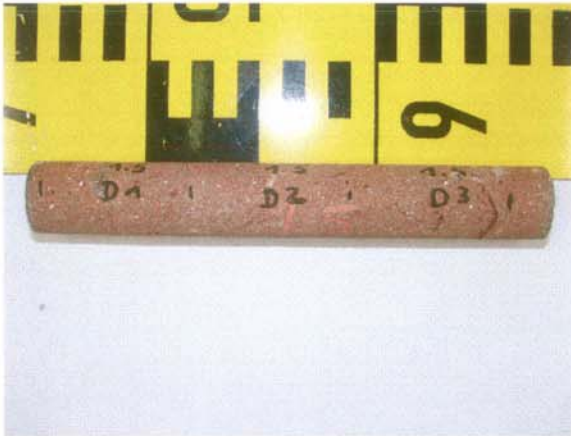
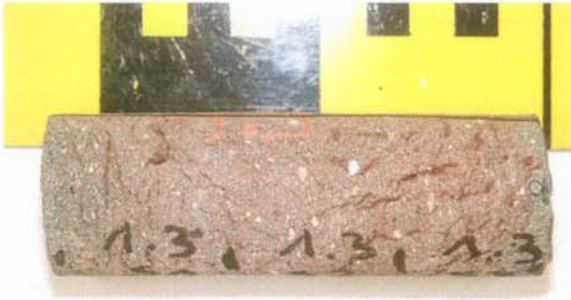


Turm	Bohrung Nr.	Steineigenschaften				Fugenbohrkerne							Mauerwerk			
		$\rho$ [g/cm <sup>3</sup> ]	$f_{c,y}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_{st,s}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$f_c/f_{st}$	$f_{st,FK}$ [N/mm <sup>2</sup> ]	$\alpha$	$t_{s,ist}$ [mm]	$t_m$ [mm]	$t_{s,FK}$ [mm]	$k_{ist}$	$k_{FK}$	Höhenkorrektur $k_{ist}/k_{FK}$	Ausnutzungsgrad 2-Stein-Sandwich	$f_{w,0}$ Druckfestigkeit 2-Stein-Sandwich	Grundwert der zul. Druckspannung $zul \sigma_c = f_{w,0} \cdot \alpha_s / \eta$
1	1.1	2,10	27,7	5,97	4,6	2,70	0,45	51,0	13	91	0,38	0,50	0,77	0,35	9,7	3,2
	1.2	1,97		5,73	4,8	1,98	0,35	51,0	8	96	0,44	0,56	0,78	0,27	7,4	2,5
2	2.1	2,08	32,6	9,28	3,5	3,27	0,35	51,0	14	91	0,37	0,48	0,77	0,27	8,9	3,0
	2.2	2,06		9,83	3,3	3,52	0,36	51,0	14	91	0,38	0,49	0,77	0,28	9,0	3,0
3	3.1	1,93	106,3	6,37	16,7	4,26	0,67	51,0	13	92	0,38	0,49	0,77	0,52	54,9	18,3
	3.2	2,01		7,00	15,2	5,21	0,74	51,0	11	94	0,40	0,52	0,77	0,58	61,1	20,4
4	4.1	1,99	97,0	6,30	15,4	4,21	0,67	51,0	10	95	0,41	0,53	0,77	0,52	50,1	16,7
	4.2	2,10		7,50	12,9	6,11	0,81	51,0	13	92	0,38	0,49	0,77	0,63	61,1	20,4
Türme 1+2		2,05	30,1	7,70	4,1	2,87	0,38									
Türme 3+4		2,01	101,6	6,79	15,1	4,95	0,72								8,8	2,9
															56,8	18,9

- $\rho$  ... Trockenrohddichte
- $f_{c,y}$  ... einachsige Steindruckfestigkeit senkrecht zur Lagerfläche
- $f_{st}$  ... Spaltzugfestigkeit
- $f_{st,FK}$  ... Spaltzugfestigkeit des Fugenbohrkerns
- $\alpha$  ... Ausnutzungsgrad (=  $f_{st,FK} / f_{st,s}$ )
- $t_{s,ist}$  ... mittlere gemessene Steinhöhe
- $t_m$  ... mittlere, an Fugenbohrkernen gemessene Lagerfugendicke
- $t_{s,FK}$  ... theor. Steinhöhe (=  $d_{FK} - t_m$ )
- $k_{ist}$  ... Abminderung der Steinfestigkeit bei dem Verhältnis  $t_{s,ist} / t_m$
- $k_{FK}$  ... Abminderung der Steinfestigkeit bei dem Verhältnis  $t_{s,FK} / t_m$
- $\alpha_s$  ... struktureller Abminderungsfaktor
- $\eta$  ... Sicherheitsfaktor ( $\eta = 3$ )

Unregelmäßigkeiten, Ausreißer oder korrigierte Werte (bei Mittelwertbildung unberücksichtigt)

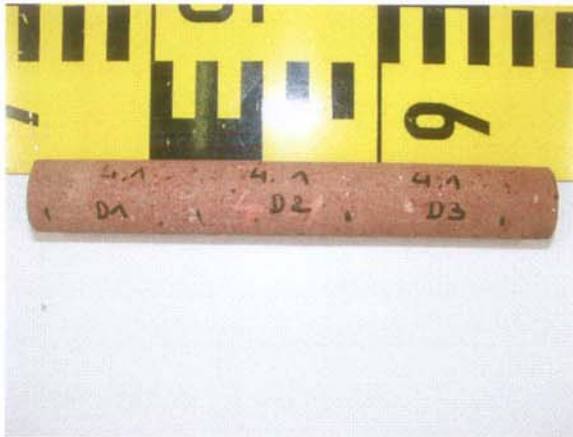












# BUNDESANSTALT FÜR WASSERBAU

( B A W )

Abteilung Bautechnik  
Korrosionsschutz, Referat B2

## Untersuchungsbericht

Chemische Untersuchung von Mörtelproben  
der Türme II und IV der Cäcilienbrücke,  
Oldenburg

Karlsruhe, 25.01.2006

B 153



## Chemische Untersuchung von Mörtelproben der Cäcilienbrücke

### 1 Probenvorbereitung und chemische Analytik

An zwei pulverisierten Mörtelproben wurden mittels chemischer Analytik, in Anlehnung an DIN 52170/T2, die Betonzusammensetzung untersucht. Der salzsäurelösliche Anteil stellt dabei üblicherweise die Bindemittelkomponente dar. Ebenfalls lösliche Karbonate werden entsprechend dem gemessenen  $\text{CO}_2$ -Gehalt stöchiometrisch als Calcit/Dolomit berechnet und dem Zuschlag angerechnet.

### 2 Untersuchungen

In Anlage 1 sind die Werte der chemischen Analytik aufgelistet.

Die untersuchten Betonproben haben einen mittleren Gehalt an unlöslichem Rückstand von ca. 59 M-%. Auffällig ist der jeweils hohe  $\text{H}_2\text{O}$ -Gehalt von mehr als 5 M-%.

#### 2.1 Zuschlagscharakteristik

Mittels Röntgenbeugeverfahren läßt sich die Zusammensetzung des Zuschlages bzw. Gesteinmehls bestimmen (Anlage 2). Die untersuchte Probe B 151-1 hat als Hauptgemengteile Quarz ( $\text{SiO}_2$ ), sowie untergeordnet Calcit ( $\text{CaCO}_3$ ) und Feldspat (Gerüstsilikat). Calcium-Silikat-Hydrat-Phasen des Zementsteins konnten nicht detektiert werden. Auffällig ist hingegen der relativ große Anteil an Portlandit ( $\text{Ca(OH)}_2$ ) und Feldspat in Probe B 153-2.

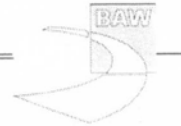
#### 2.2 Bindemittelcharakteristik – Bindemittelgehalt

Die Bindemittel können in ihrer Zusammensetzung im wesentlichen durch deren drei Hauptelemente charakterisiert werden. Im Dreistoffdiagramm ( $\text{CaO} - \text{SiO}_2 - \text{Al}_2\text{O}_3$ ) der Anlage 3 sind verschiedene hydraulische Bindemitteltypen (Portlandzement und Traß) sowie Hochofenschlacke mit ihrer jeweiligen Schwerpunktzusammensetzung eingetragen. Die untersuchten Bindemittel liegen zwischen den Bereichen von des Portlandzement (PZ)- und des Hochofenschlackefeldes (HOS). Dies läßt sich zunächst als Hinweis für EPZ oder HOZ interpretieren.

Auffällig ist ferner die relative Armut an Aluminatphasen. Es wäre daher auch durchaus denkbar, dass gemäß dem Dreiecksdiagramm in Anlage 2 eine Mischung von Portlandit und Trass vorliegt.

In Anlage 4 sind verschiedene Untersuchungen zusammengefasst. U.a. konnten mittels IR-Spektroskopie (Anlage 4, Abb. 2) die Röntgenbeugebefunde bestätigt werden. Zudem wurden thermografimetrische Untersuchungen angestellt, welche den Gewichtsverlust im Temperaturbereich von  $60^\circ\text{C}$  bis  $< 1200^\circ\text{C}$  ermitteln lassen. Für den Bereich um  $450^\circ\text{C}$  konnte somit der Anteil des Wassers an Portlandit festgestellt und damit dessen Anteil berechnet werden (2,6 bzw. 4,3 M-%; Anlage 4, Abb. 1 bzw. Tab. 2). Die entsprechende Berechnung von Calcit über den  $\text{CO}_2$ -Verlust bei ca.  $750^\circ\text{C}$  ergab Werte von 4,3 bis 4,8 M-% und liegt in Nähe der Berechnung aus dem unmittelbaren  $\text{CO}_2$ -Gehalt Bestimmung (ca. 4,5 M-%; s. Anlage 5).





Die Bindemittelgehalte wurden mit einem Anteil von ca. 30 M-% bestimmt werden. Dies entspricht, eine Beton- bzw. Mörteldichte von 2.300 [kg/m<sup>3</sup>] vorausgesetzt, Bindemittelgehalten von 700 bzw. 811 kg/m<sup>3</sup> (Anlage 5), welche damit doppelt so hoch sind wie bei üblichen Betonen.

### 2.3 Sulfatgehaltsbestimmung

Die Resultate der SO<sub>3</sub>-Bestimmung sind in Anlage 5 wiedergegeben. Bezieht man die SO<sub>3</sub>-Gehalte auf den PZ, so ergeben sich Gehalte von 2,9 und 1,8 M.-%. Der erste Wert liegt somit im Bereich üblicher Portlandzemente (ca. 3 M-%), wohingegen Probe B 153-2 diesbezüglich einen Minderbefund aufweist.

### 2.5 Wassergehaltsbestimmung

Die Wasserbestimmung in den Proben erfolgt nach der Trocknung bei 60°C und der Differenz zwischen CO<sub>2</sub>-Gehalt und Glühverlust bei 1200°C.

Die hohen Wassergehalte (5,1 bzw. 7,5 M.-%) können gut mit dem hohen Bindemittelgehalt der Proben erklärt werden.

## 3 Diskussion und Bewertung der Untersuchungsergebnisse

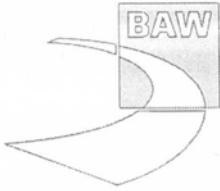
Die Bindemittel der untersuchten Proben können als EPZ (B 153-2 bzw. Turm II) oder HOZ (B 153-1 bzw. Turm IV) angesehen werden. Eine Mischung von Portlandit mit Trass scheidet aus, da außer der theoretischen Möglichkeit im Dreistoffdiagramm (Anlage 2) keine weiteren Indizien (Anwesenheit von Illit als Trassindikator, Sulfatanteil zu hoch, der rechnerische Portlanditanteil ist zu gering) gefunden werden konnten. Es ist jedoch auffällig, dass die Bindemittel für Zemente geringe Al-Gehalte aufweisen.

Die Bindemittelgehalte sind mit 700 bzw. 811 kg/m<sup>3</sup> mehr als doppelt so hoch wie bei üblichen Betonen und erklären die hohen Wassergehalte der Proben.

Im Auftrag

Dr.rer.nat. G. Binder

Anlagen



Bundesanstalt für Wasserbau  
 Cäcilienbrücke, Oldenburg  
 Chemische Analyse

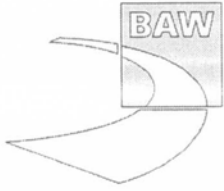
Auftr.-Nr.: 1.02.10231.00  
 Datum: 11.01.2006  
 Anlage: 1

Bundesanstalt für Wasserbau  
 Referat: Baustoffe

Projekt: Cäcilienbrücke, Oldenburg  
 Auftragsnummer: 1021023100

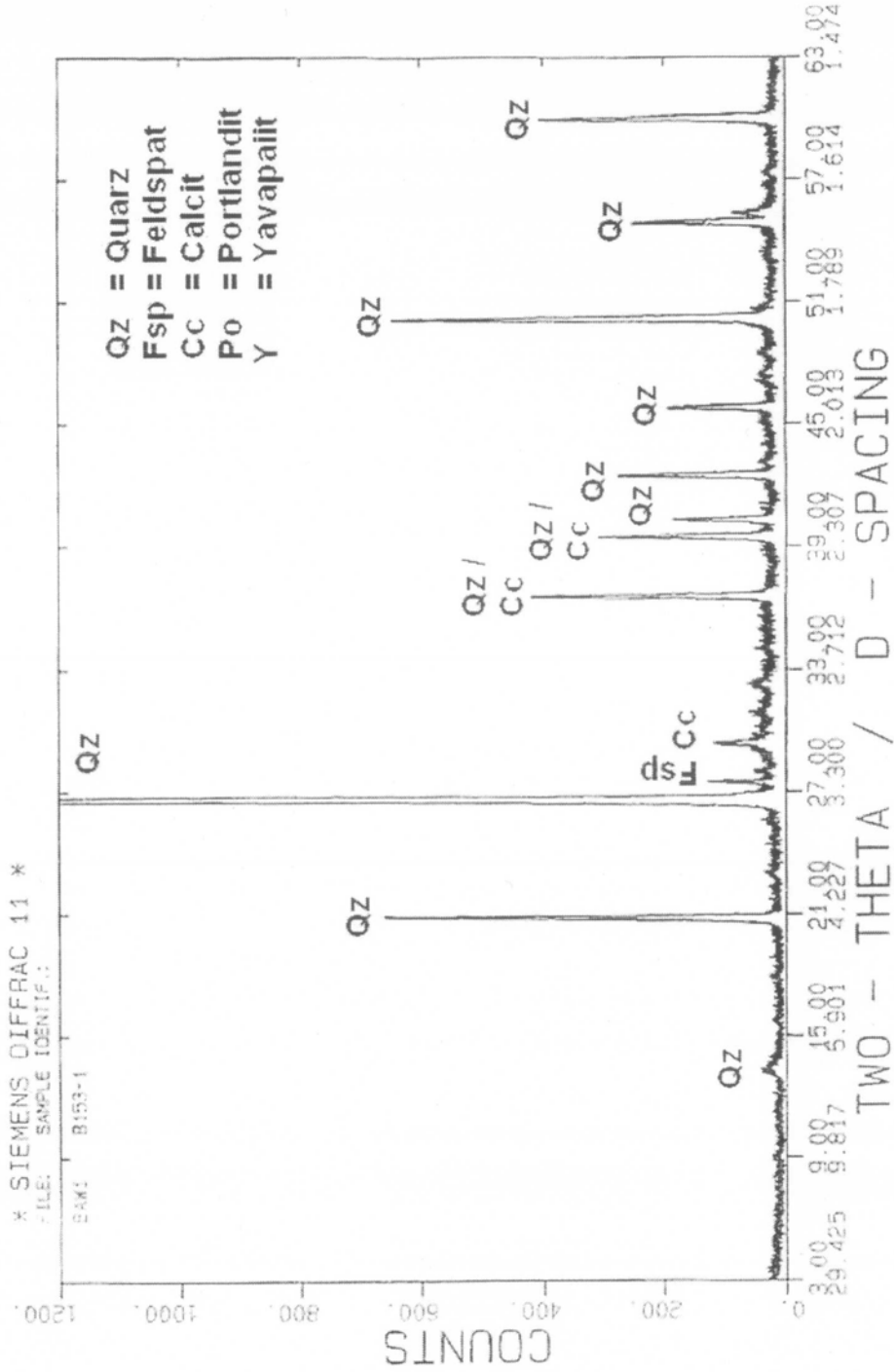
Kennung	Beton-/Mörtelanalyse [M-%]																	
	SO <sub>3</sub>	CO <sub>2</sub>	GV	Unl	CaO	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	MgO	Na <sub>2</sub> O	K <sub>2</sub> O	Σ	Z	G	W	MV	Kalzit	Dolomit
B 153-1	0,63	1,97	7,07	62,68	15,32	2,01	8,80	1,04	0,35	0,02	0,05	99,94	27,56	68,27	5,1	1:2,48:0,19	5,49	-0,93
B 153-2	0,52	2,04	9,50	54,93	18,93	2,26	9,19	1,13	1,03	0,02	0,06	99,91	33,18	60,27	7,46	1:1,82:0,22	2,80	1,69
Anzahl	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2		2	2
Minimum	0,52	1,97	7,07	54,93	15,32	2,01	8,80	1,04	0,35	0,02	0,05	99,91	27,56	60,27	5,10		2,80	-0,93
Maximum	0,63	2,04	9,50	62,68	18,93	2,26	9,19	1,13	1,03	0,02	0,06	99,94	33,18	68,27	7,46		5,49	1,69
MW	0,58	2,01	8,29	58,81	17,13	2,14	9,00	1,09	0,69	0,02	0,06	99,78	30,47	64,27	6,28		4,15	0,38
STAW	0,08	0,0	1,7	5,5	2,6	0,2	0,3	0,1	0,5	0,0	0,0	0,23	4,0	5,7	1,7		1,9	1,9

Kennung	Zementanalyse [M-%]			Na-äq
	Trippelpunkte	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	SiO <sub>2</sub>	
B 153-1	CaO	8,61	37,71	0,19
B 153-2	CaO	7,99	32,48	0,18
Anzahl	2	2	2	2
Minimum	53,68	7,99	32,48	0,18
Maximum	59,53	8,61	37,71	0,19
MW	56,61	8,30	35,10	0,19
STAW	4,1	0,4	3,7	0,0

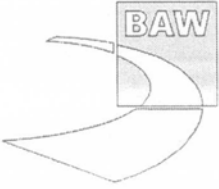


Bundesanstalt für Wasserbau  
 Cäcilienbrücke, Oldenburg  
 Diffraktogramm (B 153-1)

Auftr.-Nr.: 1.02.10231.00  
 Datum: 11.01.2006  
 Anlage: 2a

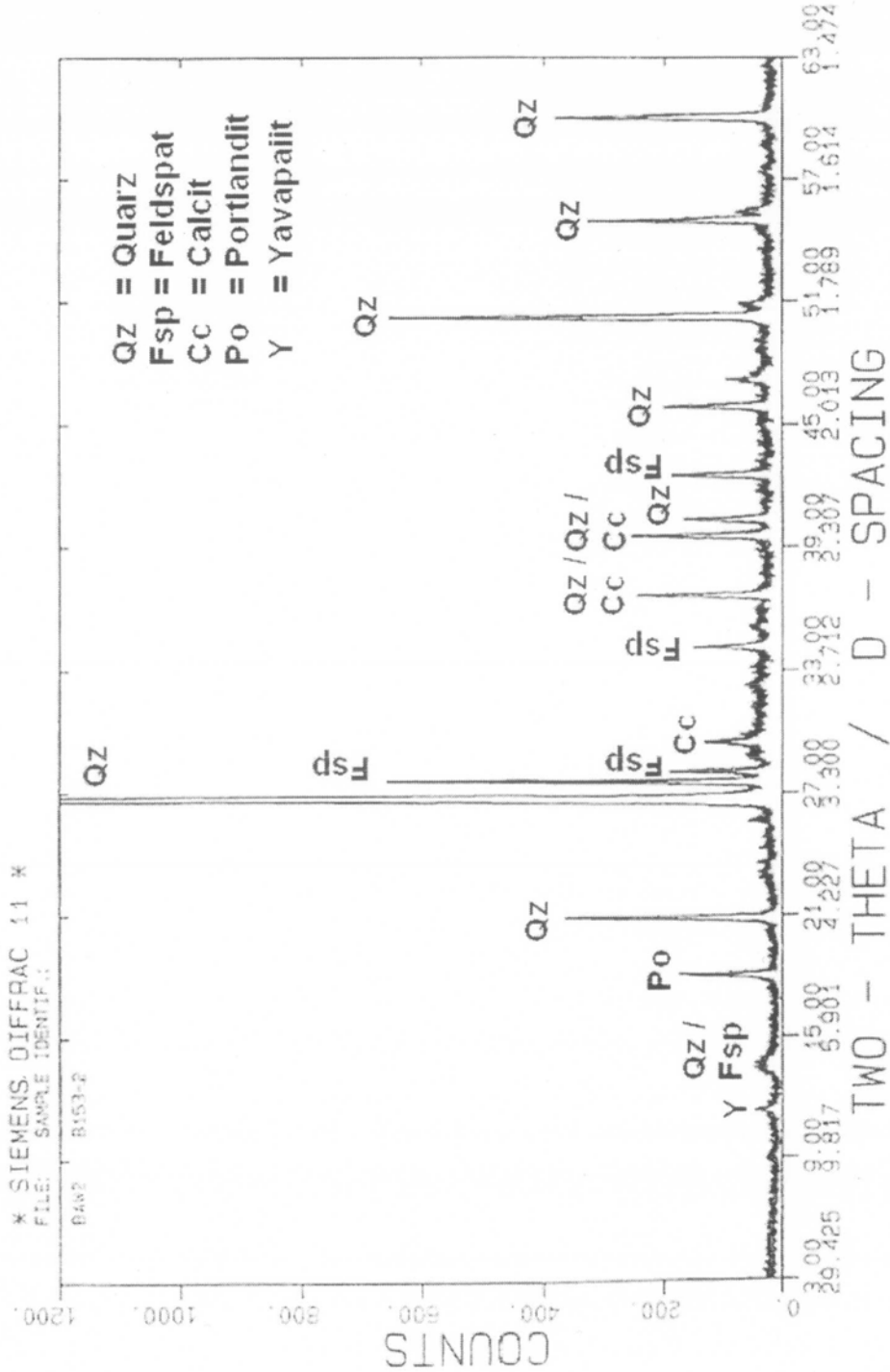


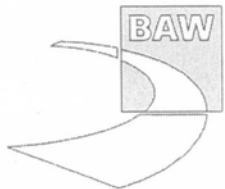




Bundesanstalt für Wasserbau  
 Cäcilienbrücke, Oldenburg  
 Diffraktogramm (B 153-2)

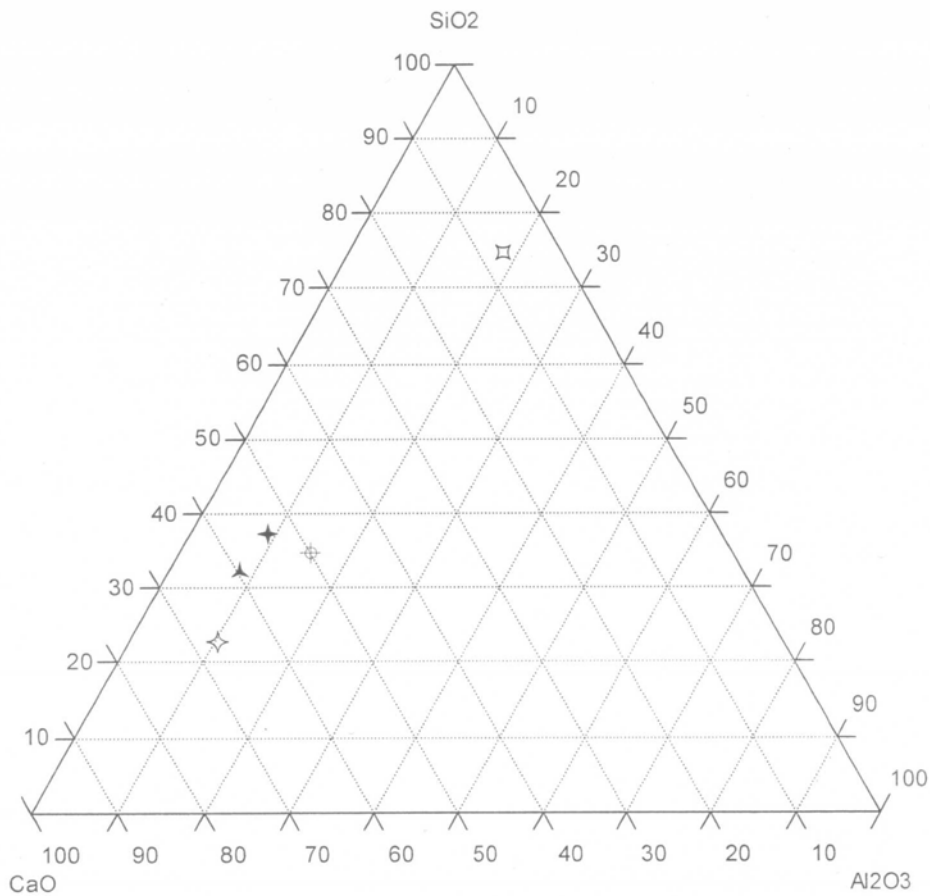
Auftr.-Nr.: 1.02.10231.00  
 Datum: 11.01.2006  
 Anlage: 2b



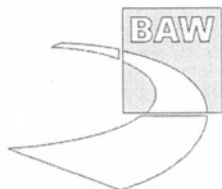


Bundesanstalt für Wasserbau  
Cäcilienbrücke, Oldenburg  
Dreiecksdiagramm

Auftr.-Nr.: 1.02.10231.00  
Datum: 11.01.2006  
Anlage: 3



- ★ B 153-1
- ▲ B 153-2
- ⊕ HOS
- ◇ PZ
- Traß



Bundesanstalt für Wasserbau  
Cäcilienbrücke, Oldenburg  
Ergänzende Untersuchungen

Auftr.-Nr.: 1.02.10231.00  
Datum: 11.01.2006  
Anlage: 4 Seite 1

## Ergänzende Laboruntersuchungen an den beiden Materialproben der Türme Cäcilienbrücke, Oldenburg

### 1 Probenzuordnung

B 153-1 : graues, feines Pulver, Turm IV, Cäcilienbrücke Oldenburg  
B 153-2 : graues, feines Pulver, Turm II, Cäcilienbrücke Oldenburg

### 2 Physikalische und chemische Untersuchung der Probenaufschlammung

Man schlämmt für 15 Minuten 5,00 g Probenmaterial in 30,0 ml dest. Wasser auf. Bestimmt dann mit einer Glaselektrode bzw. mit einer Leitfähigkeitsmesszelle, den pH-Wert und die spezifische elektrische Leitfähigkeit der Aufschlammung. Abschließend filtriert man die Aufschlammung und bestimmt aus dem klaren Filtrat durch Titration mit EDTA-Lösung rasch den löslichen Calciumanteil. Tabelle 1 gibt die ermittelten Ergebnisse der physikalischen und chemischen Untersuchungen an der Probenaufschlammung bzw. deren Filtrat wieder.

Tabelle 1: Ergebnisse der Untersuchung der Probenaufschlammung

Probe:	pH-Wert 5,0 g / 30 ml dest H <sub>2</sub> O	Spezifische elektrische Leitfähigkeit	Gelöstes Calcium (titrimetrisch)	Gelöstes Calcium (titrimetrisch, maskiert)
B 153-1 Turm IV	12,4	3,05 mS/cm	0,16 M.-%	0,16 M.-%
B153-2 Turm II	12,6	5,41 mS/cm	0,30 M.-%	0,31 M.-%

### 3 Ergebnisse der thermoanalytische Untersuchung

Die beiden Materialproben B 153-1 und B 153-2 zeigten bei der thermoanalytischen Untersuchung (TG und DTA) generell einen gleichartigen Kurvenverlauf mit eine Reihe markanter Zersetzungsstufen. Parallel findet ein kontinuierlicher Masseverlust über den gesamten Temperaturbereich hinweg statt (siehe Abbildung 1). Dabei dürfte es sich in den meisten Fällen um Dehydratationen sprich Wasserabspaltungen handeln. So z. B. bei den Silikaten und Aluminosilikaten unter Verlust von Kristall- und Hydroxylwasser.



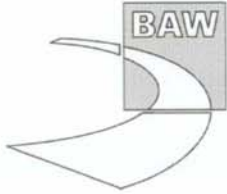
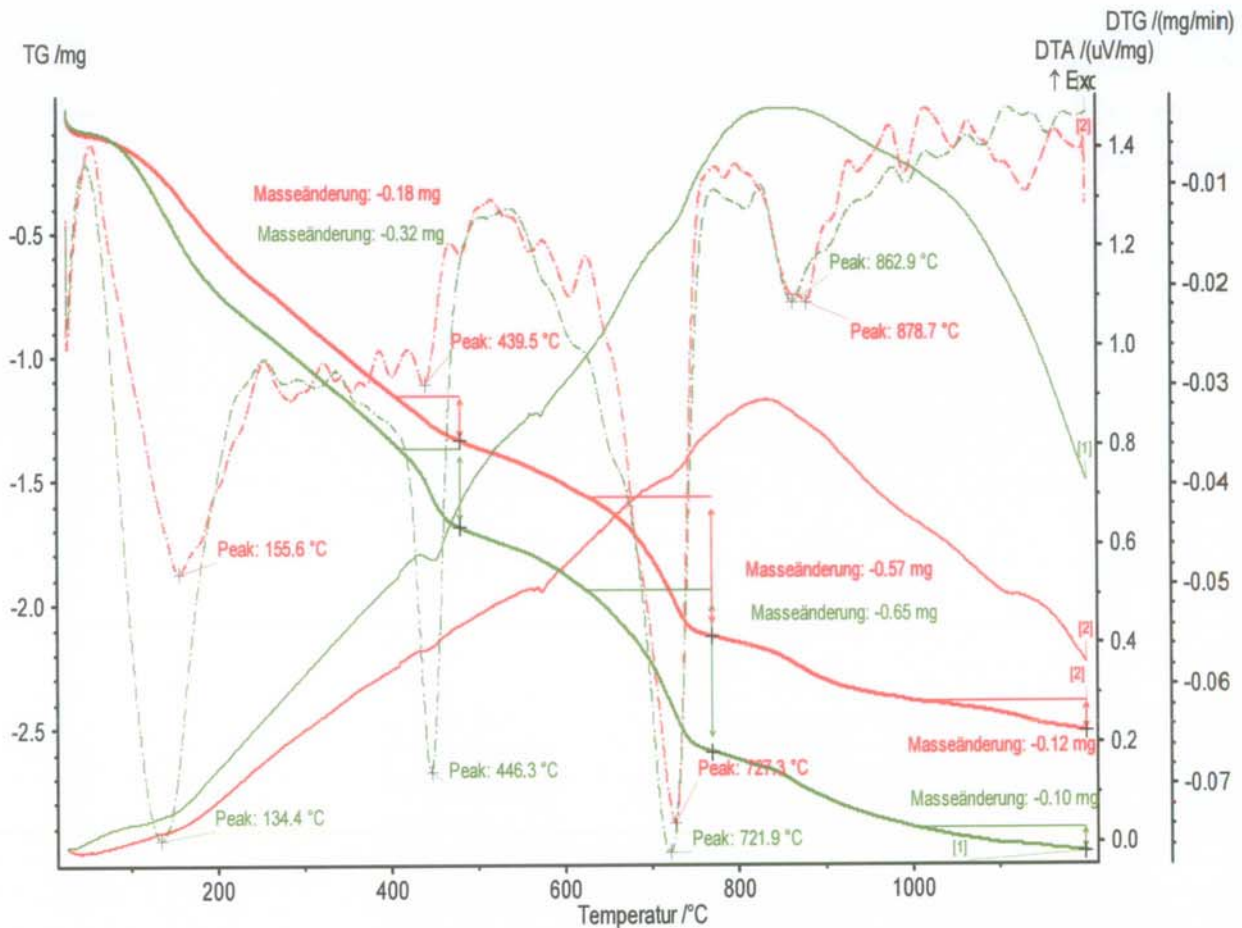


Abbildung 1: Zersetzungskurven (TG, DTG- und DTA) der Materialproben B 153-1 und B 153-2



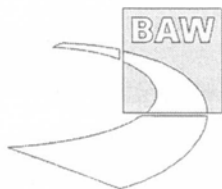
**B 153-1 :** Turm IV, Cäcilienbrücke Oldenburg

**B 153-2 :** Turm II, Cäcilienbrücke Oldenburg

— : abfallend → TG-Kurve, Gewichtsabnahme der Probe in Abhängigkeit der Temperatur, 10 K/min bis 1200 °C unter Stickstoff

--- : DTG-Kurve, 1. Ableitung der TG-Kurve zur Ermittlung der Zersetzungstemperaturen, 10 K/min bis 1200 °C unter Stickstoff

— : aufsteigend → DTA-Kurve, auftretende Enthalpien bedingt durch physikalische Vorgänge und chemische Reaktionen, während des Aufheizens der Probe, 10 K/min bis 1200 °C unter Stickstoff



Bundesanstalt für Wasserbau  
Cäcilienbrücke, Oldenburg  
Ergänzende Untersuchungen

Aufr.-Nr.: 1.02.10231.00  
Datum: 11.01.2006  
Anlage: 4 Seite 3

Als aufschlussreiche Zersetzungsstufen dienen die Dehydratisierung von Calciumhydroxid (Temperaturbereich 410-480 °C, Gleichung 1) und die Decarbonatisierung von Calciumcarbonat (Temperaturbereich 625-770 °C, Gleichung 2). Hierbei lag die Zersetzungstemperatur für die Abspaltung von Wasser aus Calciumhydroxid im Bereich von 440-447 °C und die Zersetzungstemperatur für Calciumcarbonat unter Abspaltung von Kohlendioxid im Bereich von 724-729 °C. Aus den aufgetretenen Masseverlusten lassen sich, wie in Tabelle 2 dargestellt, theoretische Gehalte an Calciumhydroxid bzw. Calciumcarbonat errechnen, welche gut mit den Werten des Kohlenstoff/Schwefel-Analysators übereinstimmen.

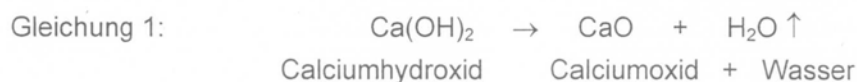


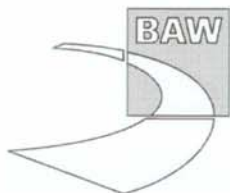
Tabelle 2: Vergleich der ermittelten bzw. errechneten Calciumhydroxid- und Calciumcarbonatgehalte

Probe:	C/S-Analysator		Thermogravimetrie:				
	C-Gehalt als CO <sub>2</sub>	errechnet. CaCO <sub>3</sub> -Gehalt	TG: Δm 410-480°C	errechnet. Ca(OH) <sub>2</sub> -Gehalt <sup>1</sup>	TG: Δm 625-770 °C	errechnet. CaCO <sub>3</sub> -Gehalt <sup>2</sup>	errechnet. Wasser
B 153-1 Turm IV	1,97 M.-%	4,48 M.-%	0,62 M.-%	2,55 M.-%	1,90 M.-%	4,32 M.-%	7,07 M.-%
B153-2 Turm II	2,04 M.-%	4,64 M.-%	1,04 M.-%	4,28 M.-%	2,11 M.-%	4,80 M.-%	9,50 M.-%

<sup>1</sup> . mit  $f[\text{H}_2\text{O} \rightarrow \text{Ca(OH)}_2] = 4,1121$

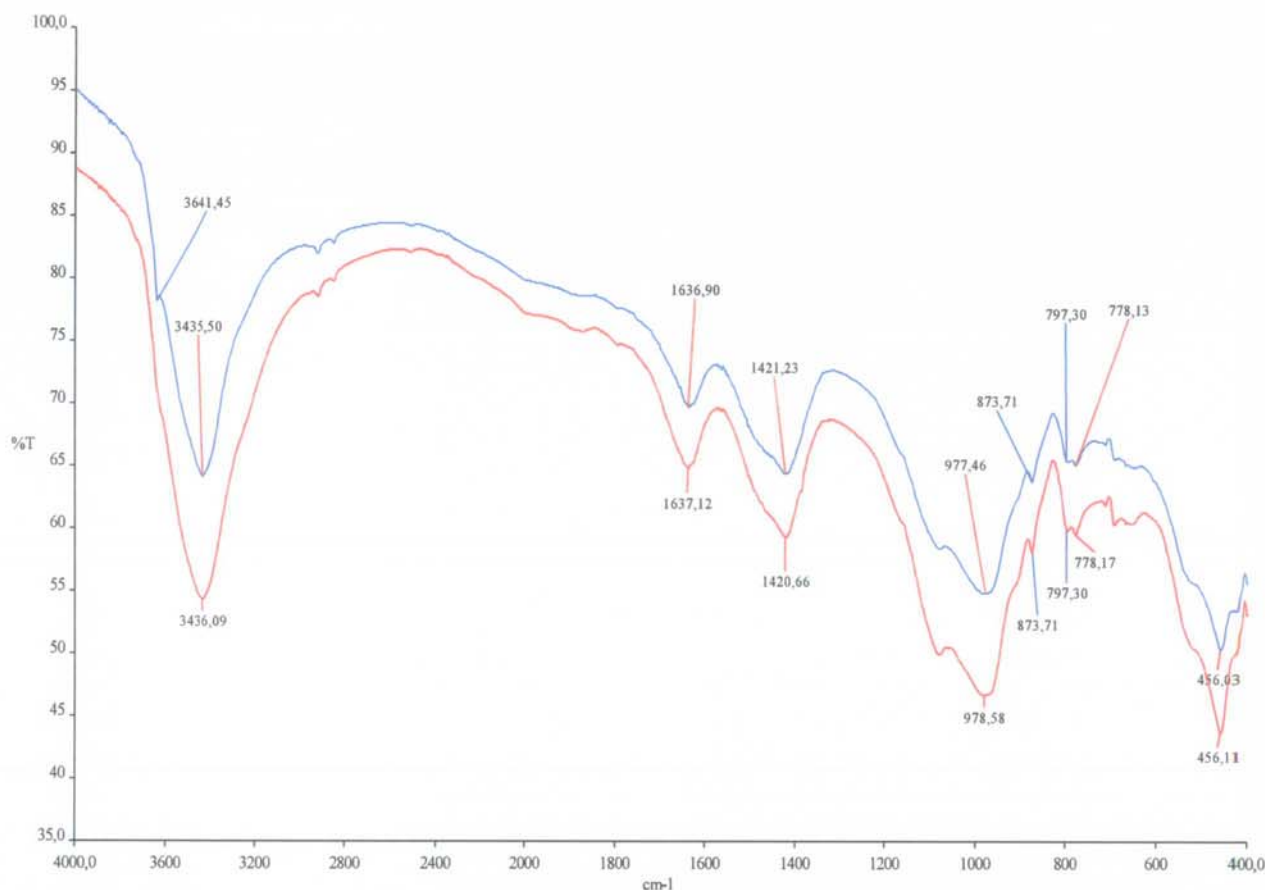
<sup>2</sup> : mit  $f[\text{CO}_2 \rightarrow \text{CaCO}_3] = 2,2743$

Das Vorhandensein von Quarz kann durch das Auftreten des endothermen Quarzumwandlungspeaks bei  $\approx 573$  °C in den DTA-Kurven, für beiden Materialproben nachgewiesen werden. Höhere Gehalte (>1 M.-%) an Gips oder Ettringit lassen sich in beiden Materialproben nicht detektieren.



#### 4 Ergebnisse der FTIR-Spektroskopie

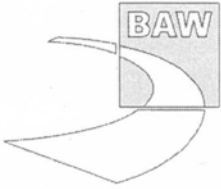
Abbildung 2: FTIR-Spektren der beiden untersuchten Probematerialien B153-1 und B 153-2



B 153-1 : graues, feines Pulver, Turm IV, Cäcilienbrücke Oldenburg, KBr 11.10.2005

B 153-2 : graues, feines Pulver, Turm II, Cäcilienbrücke Oldenburg, KBr 11.10.2005

Die untersuchten Probematerialien B 153-1 und B 153-2 sind IR-spektroskopisch nahezu identisch, wobei Bandenlage und Spektrenverlauf übereinstimmen (siehe Abbildung 2). In den FTIR-Spektren der beiden Proben lassen sich Mineralphasen wie Silikate, Aluminosilikate (Feldspäte), Carbonate (Calcit) und Quarz nachweisen. Im Bereich der Hydroxyschwingung ( $3435\text{ cm}^{-1}$ ) findet sich bei der Probe B 153-2 ein kleine, wahrnehmbare Schulter bei  $3641\text{ cm}^{-1}$ , welche durch einen mäßigen Gehalt an Calciumhydroxid (Portlandit) erklärt werden könnte.



Bundesanstalt für Wasserbau  
Cäcilienbrücke, Oldenburg  
Ergänzende Untersuchungen

Auftr.-Nr.: 1.02.10231.00  
Datum: 11.01.2006  
Anlage: 4 Seite 5

---

## 5 Zusammenfassung der ergänzenden Laboruntersuchungen

Betrachtet man zusammenfassend die Ergebnisse der ergänzenden Untersuchungen durch physikalische, thermoanalytische und infrarotspektroskopische Messungen, so zeigt es sich, dass die Betonproben nahezu gleichartig sind. Unterschiede in den Messergebnissen, wie im pH-Wert der Aufschlämmung, dem Gehalt an löslichem Calcium, dem Kohlenstoffgehalt, der Größe der Portlandit- und der Calcit-Zersetzungsstufe, lassen den Schluss zu, dass die Materialprobe B 153-2 (Turm II) einen höheren Calciumhydroxidgehalt und einen etwas höheren Calciumcarbonatgehalt aufweist. Der höhere Portlanditgehalt der Probe B 153-2 erreicht für Infrarotspektroskopie und Röntgendiffraktometrie die Nachweisgrenze dieser Analyseverfahren, so dass hier diese Mineralphase detektierbar wird. Die röntgendiffraktometrisch bestimmten Mineralphasen konnten durch die Infrarotspektroskopie bestätigt werden. Die Mineralphasen Gibbsit, Gips oder Ettringit konnten mit keinem Analyseverfahren nachgewiesen werden.

1221

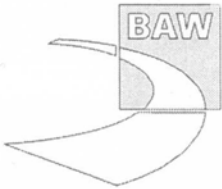
1200 z. K.

1241

1261

1262





Bundesanstalt für Wasserbau  
Cäcilienbrücke, Oldenburg  
Bindemittelanteil

Auftr.-Nr.: 1.02.10231.00  
Datum: 11.01.2006  
Anlage: 5

### Bindemittel- und Sulfatgehalte von Betonen

Pr.-Nr.	lös. BM-Anteil		Dichte B. kg/m <sup>3</sup>	Ges. Zem. Wasser <sup>4</sup> (analytisch)		Bindemittelgehalt			Ges. BM Wasser <sup>4</sup> Zuschlag		BM : Z : W	
	PZ Rel.-%	Tiraß Rel.-%		Masse-%	Masse-%	PZ <sup>1</sup> kg/m <sup>3</sup>	Tiraß <sup>2</sup> kg/m <sup>3</sup>	Ges. Tiraß <sup>3</sup> kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>		
B 153-1	79,31	20,69	2300	27,56	5,1	502,73	131,15	196,72	699,45	117,30	1483,25	1 : 2,12 : 0,17
B 153-2	87,36	12,64	2300	33,18	7,46	666,68	96,46	144,69	811,37	171,58	1317,05	1 : 1,62 : 0,21
				Mittelwert		584,70		170,71	755,41	144,44	1400,15	
				Standardabw.								

Pr.-Nr.	Ges. SO <sub>3</sub> im Beton Masse-%	SO <sub>3</sub> im PZ Masse-%
B 153-1	0,53	2,89
B 153-2	0,52	1,80
Mittelwert Standardabw.		2,34

Indices:

\* Annahme, da nicht bestimmt

Abkürzungen:

P.Z.: Portlandzement