

Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen

Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen

Straßenbau Heft S 34

bast

Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen

Roderich Hillmann
Carsten Koch
Andreas Wolf

**Berichte der
Bundesanstalt für Straßenwesen**

Straßenbau Heft S 34

bast

Die Bundesanstalt für Straßenwesen veröffentlicht ihre Arbeits- und Forschungsergebnisse in der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen**. Die Reihe besteht aus folgenden Unterreihen:

A - Allgemeines
B - Brücken- und Ingenieurbau
F - Fahrzeugtechnik
M- Mensch und Sicherheit
S - Straßenbau
V - Verkehrstechnik

Es wird darauf hingewiesen, dass die unter dem Namen der Verfasser veröffentlichten Berichte nicht in jedem Fall die Ansicht des Herausgebers wiedergeben.

Nachdruck und photomechanische Wiedergabe, auch auszugsweise, nur mit Genehmigung der Bundesanstalt für Straßenwesen, Referat Öffentlichkeitsarbeit.

Die Hefte der Schriftenreihe **Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen** können direkt beim Wirtschaftsverlag NW, Verlag für neue Wissenschaft GmbH, Bgm.-Smidt-Str. 74-76, D-27568 Bremerhaven, Telefon (04 71) 9 45 44 - 0, bezogen werden.

Über die Forschungsergebnisse und ihre Veröffentlichungen wird in Kurzform im Informationsdienst **BAST-Info** berichtet. Dieser Dienst wird kostenlos abgegeben; Interessenten wenden sich bitte an die Bundesanstalt für Straßenwesen, Referat Öffentlichkeitsarbeit.

Impressum

**Bericht zum Forschungsprojekt 95320:
Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen**

Herausgeber

Bundesanstalt für Straßenwesen
Brüderstraße 53, D-51427 Bergisch Gladbach
Telefon: (0 22 04) 43 - 0
Telefax: (0 22 04) 43 - 674

Redaktion

Referat Öffentlichkeitsarbeit

Druck und Verlag

Wirtschaftsverlag NW
Verlag für neue Wissenschaft GmbH
Postfach 10 11 10, D-27511 Bremerhaven
Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0
Telefax: (04 71) 9 45 44 77
Email: vertrieb@nw-verlag.de
Internet: www.nw-verlag.de

ISSN 0943-9323

ISBN 3-86509-124-5

Bergisch Gladbach, Mai 2004

Kurzfassung – Abstract

Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen

Die erste Anwendung von EPS-Hartschaum als Leichtbaustoff in Deutschland erfolgte im März 1995. Nach den Untersuchungen in der Modellstraße der BAST mit EPS-Unterbau, die wesentliche Grundlage für das „Merkblatt für die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen“ waren, galt es, diese neue, aus dem Skandinavischen bekannte Bauweise in der Praxis zu erproben und Erfahrungen damit zu sammeln. Dazu wurde im Zuge der BAB A 31 bei Emden zwischen einem Schlafdeich und der Brücke über das „Larrelter Tief“ eine Versuchsstrecke eingerichtet. Diese Stelle bot sich dafür an, weil trotz erfolgter Überschüttung des wenig tragfähigen Untergrundes im Laufe der Jahre mit einer Setzungsmulde zwischen den Bauwerken zu rechnen war. Durch den Einbau von EPS-Hartschaumblöcken in einer Dicke von 2,5 m wurde der Untergrund noch weiter entlastet und damit die Tiefe der Setzungsmulde verringert.

Im vorliegenden Bericht wird die Baumaßnahme von den ursprünglichen Planungen bis zur Entscheidung für den EPS-Einbau beschrieben. Dabei wird detailliert auf die umfangreichen Baugrunduntersuchungen vor und während der Bauausführung eingegangen. Durch die Überschüttung wurde eine deutliche Zunahme der undrained Scherfestigkeit der holozänen Weichschichten erreicht. Die Ergebnisse der baubegleitenden Messungen (Setzungen, horizontale Verformungen und Porenwasserdruck) und die daraus abgeleiteten Folgerungen für die Gebrauchstauglichkeit der Straße werden beschrieben. Die stofflichen Eigenschaften von EPS-Hartschaum sind ebenfalls in dem Bericht zusammengestellt. Die rd. 1.000 m³ EPS-Blöcke wurden innerhalb einer Woche im März 1995 auf dem vorbereiteten Feinplanum verlegt und mit Feinsand überschüttet. Die vielfältigen Einbauerfahrungen und die Ergebnisse der Verdichtungs- und Tragfähigkeitsprüfungen an der Schüttung werden mitgeteilt. Vor der Verkehrsfreigabe wurde ein statischer Belastungsversuch mit einem Schwerfahrzeug der Bundeswehr auf der Binderschicht durchgeführt. Um eventuelle Veränderungen der Tragfähigkeit des Oberbaues aufzuzeigen, wurde zwischen 1995 und 1999 jährlich mit dem Falling-

Weight-Deflectometer (FWD) gemessen. Die letztmalig im Jahr 2003 durchgeführten Verformungsmessungen zeigen, dass die erwartete Setzungsverminderung im Bereich der Versuchsstrecke eingetreten ist.

Der Bericht enthält außerdem die Beschreibung der EPS-Anwendung im Zuge der Geh- und Radwegüberführung über die BAB A 31 bei Emden sowie ein Beispiel für ein Leistungsverzeichnis für die Ausschreibung dieser Bauweise.

Investigations into the use of EPS rigid foams when building road embankments

EPS rigid foam was first used as a light building material in Germany in March 1995. Following investigations using the BAST's model road fitted with an EPS base, which formed the essential basis for the "Code of practice for the use of EPS rigid foams when building road embankments" (Merkblatt für die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen), the next step was to use this new building method from Scandinavia in practical tests and to learn from experiences made with it. A test section was set up for this purpose on the A 31 federal autobahn near Emden between a dyke and the bridge over the "Larrelt depression". This location was ideal because although the unstable foundation had been filled, settlement was expected to cause a hollow to develop between the constructions in the course of time. The load on the foundation was further reduced by laying 2.5 metre-thick EPS hard-foam blocks; this also reduced the depth of the hollow caused by settlement.

The present report describes the building process from the original planning stage to the decision to install the EPS. The extensive tests of the subsoil before and during construction are described in detail. The surcharge resulted in a significant increase in the undrained shear strength of the soft Holocene layers. The report gives the results of the readings carried out during the construction process (settlement, horizontal deformation and pore water pressure) and states the consequences derived from these results with regard to the fitness of the road for use. The report also contains a summary of the material properties of EPS rigid

foam. The EPS blocks, which covered approximately 1.000 m³, were laid within a week in March 1995 on the prepared formation and covered with fine sand. The report provides information on the wide-ranging experiences made during the laying process and on the results of the compression and bearing-capacity tests carried out on the filling material. A static bearing test with a heavy vehicle from the German armed forces was carried out on the binding course before the section was opened to traffic. Readings were taken annually between 1995 and 1999 using the Falling-Weight-Deflectometer (FWD) in order to show any changes in the bearing strength of the pavement. The last deformation measurements carried out in 2003 show that settlement in the area of the test section had decreased as expected.

The report also contains a description of the use of EPS for the pedestrian and cycle crossing over the A 31 federal autobahn near Emden and an example of a performance specification for invitations to tender which concern this construction method.

Inhalt

1	Veranlassung	7	6.2.2	Kriechverhalten unter dynamischer Belastung	30
2	Aufgabenstellung und Zielsetzungen	8	6.2.3	Schwindverhalten	30
3	Bauverfahren der Versuchs- und der Vergleichsstrecke	9	6.2.4	Temperaturabhängige Verformungen	31
4	Baugrundverhältnisse	11	6.3	Sonstige Eigenschaften	31
4.1	Allgemeines	11	6.3.1	Wasseraufnahme	31
4.2	Geologische Übersicht	13	6.3.2	Chemisches Verhalten	32
4.3	Hydrogeologische Verhältnisse	14	6.3.3	Biologisches Verhalten	32
4.4	Baugrundbeschreibung (Zustand vor der Vorbelastung)	14	6.3.4	Brandverhalten	32
4.4.1	Ergebnisse der Bohrungen	14	6.4	Wiederverwertung	32
4.4.2	Ergebnisse der Drucksondierungen	14	7	EPS-Einbau und Fertigstellung des Dammes	32
4.4.3	Ergebnisse der Flügelsondierungen ...	16	8	Untersuchungen nach dem EPS-Einbau und nach der Verkehrsfreigabe	35
4.4.4	Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche	17	8.1	Zeit-Setzungsverhalten der Befestigung	35
4.4.5	Allgemeine Baugrundbeurteilung und Rechenwerte der Bodenkennwerte	19	8.1.1	Messungen	35
5	Untersuchungen während der Schütt- und Liegezeit	20	8.1.2	Darstellung und Beurteilung der Messergebnisse	36
5.1	Baubegleitende Messungen	20	8.2	Statischer Belastungsversuch auf der Binderschicht	40
5.1.1	Allgemeines	20	8.3	Tragfähigkeitsmessungen durch den FWD-Versuch auf der Deckschicht ...	41
5.1.2	Ergebnisse der Messungen	20	8.3.1	Allgemeines und Verkehrsbelastung	41
5.1.3	Berechnung des Zeit-Setzungsverlaufes	22	8.3.2	Erläuterungen zum Messverfahren „Deflexionsmessungen mit dem FWD“	42
5.2	Änderungen der Baugrundverhältnisse infolge Überschüttung	24	8.3.3	Messpunkte und Zeitpunkte der Messungen	43
5.2.1	Baugrund nach der Vorbelastung durch die 1. Schüttstufe	24	8.3.4	Ergebnisse der Deflexionsmessungen mit dem FWD	43
5.2.2	Baugrund nach dem Abtrag der Überschüttung bzw. vor dem EPS-Einbau (März 1995)	25	8.3.4.1	Vorbemerkungen	43
5.2.3	Beurteilung der Baugrundverbesserung infolge Vorbelastung und Überschüttung	27	8.3.4.2	Bezug der Deflexionen auf die Standard-Oberbautemperatur	44
6	Baustoff EPS-Hartschaum	27	8.3.4.3	Diskussion der Deflexionen im Lastzentrum	44
6.1	Allgemeines	27	8.3.4.4	Zeitlicher Verlauf der Deflexionen im Lastzentrum	45
6.2	Untersuchungen zum Formänderungsverhalten	28	8.3.4.5	Diskussion der Deflexionsmulden	46
6.2.1	Kriechverhalten unter statischer Belastung	28	8.3.4.6	Beurteilung der Tragfähigkeit anhand der Deflexionsmuldenauswertung ...	46

8.3.5	Vergleich mit Straßenbefestigungen gleicher Bauweise	48
9	Geh- und Radwegüberführung der BAB A 31 bei Emden	49
9.1	Ausgangslage	49
9.2	Einbau und Dammherstellung	51
9.3	Ergebnisse der Verformungsmessungen	51
10	Einbauerfahrungen aus den Baumaßnahmen	53
11	Ausschreibungstext für EPS-Hartschaumstoff-Anwendungen	55
11.1	Vorbemerkungen zum EPS-Einbau	55
11.2	Beispiel für ein Leistungsverzeichnis ...	56
12	Zusammenfassung und Bewertung	57
13	Literatur	59

1 Veranlassung

Beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund können Dämme häufig nicht in der erforderlichen Höhe geschüttet werden, weil für die Dammastlast keine ausreichende Gelände- und Grundbruchsicherheit besteht. Außerdem finden nach der Konsolidierungsphase, wenn die Straßen für den Verkehr freigegeben sind, jahrzehntelang Sekundärsetzungen statt, die zu Setzungen und Setzungsdifferenzen an der Oberfläche der Straße führen. Die Setzungsdifferenzen können im Laufe der Jahre Größenordnungen annehmen, die nicht nur den Fahrkomfort, sondern auch die Fahrsicherheit beeinträchtigen. Die Setzungsdifferenzen werden dann meist durch Aufbringen neuer Asphalt-schichten ausgeglichen. Dies ist mit entsprechenden Qualitätseinbußen und hohem Erhaltungsaufwand verbunden. Außerdem löst das Aufbringen der neuen Schichten wiederum Setzungen aus. So wurden beispielsweise beim Aufgraben der Rampen zur Brücke über das Larreler Tief im Zuge der vorhandenen Stadtstraße der Westumgehung Emden Asphalt-schichten in einer Dicke von 1,5 m bis 2,5 m festgestellt.

Unzureichende Anfangsstandsicherheit tritt meistens an Rampen zu Überführungsbauwerken auf. Die Überführungsbauwerke selbst werden auf Pfählen in gut tragfähigen Schichten gegründet, so dass sie sich nicht setzen. Die Sekundärsetzungen wenig tragfähiger Böden unter den anschließenden Dämmen der Rampen führen zu den genannten Setzungsdifferenzen. Diese Problematik tritt auch bei kreuzenden Leitungen, Durchlassbauwerken oder Straßenverbreiterungen auf.

Unter dem Begriff „wenig tragfähiger Untergrund“ werden natürliche Böden wie Torf, Klei, Faulschlamm und andere mehr zusammengefasst. Sie stehen in Mooregebieten, Binnensee- und Flussgebieten sowie in Küstenregionen an. Zunehmend müssen aber auch künstliche, wenig tragfähige „Böden“ wie Mülldeponien oder Industrieschlämme in diesen Begriff mit einbezogen werden.

Mit EPS-Hartschaumstoff lassen sich wegen seiner sehr geringen Dichte viele standsicherheits- und verformungsrelevante Probleme beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund lösen. Die Bodenpressung in der Dammaufstandsfläche kann der Belastbarkeit des Untergrundes angepasst werden. Setzungen können so minimiert oder ganz vermieden werden. Die Länge von Brückenbau-

werken kann auf die erforderliche Durchfahrtsbreite beschränkt werden und ist nicht mehr von der aus Standsicherheitsgründen begrenzten Höhe der anschließenden Rampen abhängig. In solchen Fällen werden häufig auch Bodenaustauschmaßnahmen mit entsprechenden Eingriffen in den Baugrund und das Grundwasser durchgeführt. Dies ist bei der Verwendung von EPS-Hartschaumstoff nicht mehr erforderlich, so dass auch der Aspekt der Umwelt- und Ressourcenschonung nicht außer Acht gelassen werden darf.

Im Straßenbau sind EPS-Hartschaumstoffe schon vor mehr als 35 Jahren eingesetzt worden, und zwar als Ersatz für mineralische Frostschutzmaterialien. Bei dieser Anwendung wird die bekannte wärmedämmende Wirkung dieses Baustoffs ausgenutzt. Seit den 80er Jahren wird EPS-Hartschaum vor allem von den Skandinaviern und den Japanern als Ersatz für mineralische Dammbaustoffe auf wenig tragfähigem Untergrund eingesetzt. Dabei wird die sehr geringe Dichte des Hartschaumstoffs von 15 bis 30 kg/m³ ausgenutzt. Diese Dichte entspricht etwa 1/100 der Dichte von mineralischen Dammbaustoffen. Die Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt) hat diese Entwicklung gesehen und daraufhin an Modellstraßen mit EPS im Unterbau (Maßstab 1:1) die Beanspruchung des Oberbaues bei dieser Bauweise untersucht [1]. Auf Grundlage dieser Untersuchungsergebnisse und internationalen Erfahrungen ist vom Arbeitskreis „Leichtbaustoffe“ der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV) das „Merkblatt für die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen“ [2] erarbeitet worden.

Auch in den ZTV E-StB 94 [3] werden erstmalig Leichtbaustoffe als Baustoffe für den Straßenunterbau genannt und auf die Anwendung von EPS-Hartschaum zur Belastungsreduzierung bei wenig tragfähigem Untergrund verwiesen.

Auf dieser Grundlage wurden umfangreiche EPS-Anwendungen beim Bau der BAB A 26 Stade-Hornburg und bei den Anschlussstrecken an den Wersertunnel geplant. Vergleichsberechnungen dazu haben ergeben, dass mit dem Einsatz von EPS gegenüber sonst erforderlichen Brückenbauwerken Baukostenersparnisse von 20 bis 30 % zu erwarten sind. Für die Ausführung dieser Anwendungen fehlte aber die Erprobung dieser Bauweise in der Baupraxis. Die Niedersächsische Straßenbauverwaltung hatte auf Betreiben der BASt deshalb zu-

gestimmt, im Zuge des Ausbaues der BAB A 31 – Westumgehung Emden eine Versuchsstrecke mit EPS-Hartschaum bei einer Widerlagerhinterfüllung einer Brücke über das Larrelter Tief einzurichten.

Alle vorbereitenden, baubegleitenden und nachfolgenden Arbeiten wurden von der BAST im Rahmen des Projekts 95 320/S 2 „Untersuchungen zum Einsatz von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen“ in Abstimmung mit der Niedersächsischen Straßenbauverwaltung durchgeführt.

2 Aufgabenstellung und Zielsetzungen

Bei der Durchführung dieses Projekts ging es vornehmlich um die praktische Erprobung der EPS-Bauweise unter Baustellenbedingungen. Dabei waren technische Fragestellungen, die den Einbau des EPS-Hartschaums sowie den Einbau und das Verdichten der Überdeckung und der Böschungen betreffen, zu klären. Hinsichtlich der Verdichtung der Schichten über dem EPS-Körper sollten ein geeigneter Geräteeinsatz und der erreichbare Verdichtungsgrad bzw. die erreichbare Tragfähigkeit bestimmt werden. Anhaltswerte für den geeigneten Geräteeinsatz ergaben sich aus den Untersuchungen im Großversuchsstand der BAST [1].

Weiterhin sollte das Verformungsverhalten des Untergrundes, des EPS-Körpers und seiner Überdeckung sowie das Tragverhalten von EPS-Hartschaumstoff senkrecht zur Belastungsebene untersucht werden. Aber auch baubetriebliche Fragestellungen zur Vorgehensweise beim EPS-Einbau sowie zum Zeit- und Personalaufwand waren zu betrachten.

Eine weitere Aufgabe bestand darin, die prognostizierte, dauerhafte Verminderung der Setzungsdifferenzen zwischen Brückenbauwerk und dem Damm mit EPS-Hartschaumstoff im Kern zu prüfen.

Zur Untersuchung dieser Fragestellungen wurde ein Teil des Dammkörpers der südlichen Rampe zum Brückenbauwerk „Überführung Larrelter Tief“ der BAB A 31 durch EPS-Hartschaumblöcke ersetzt. Die Lage des Bauwerkes ist Bild 1 zu entnehmen. Die nördliche Rampe wurde mit konventionellen Baustoffen ausgeführt. Hierdurch ergab sich eine Vergleichsmöglichkeit zwischen der EPS- und der konventionellen Bauweise, da an den gegenüberliegenden Brückenseiten ähnliche Untergrund-

und Vorbelastungsverhältnisse bestanden, jedoch nur auf der Südseite EPS eingebaut wurde.

Zur Bewertung der Bauweisen sollten Größe und zeitlicher Verlauf der Kriechsetzungen – zunächst 5 Jahre lang – gemessen werden. Dabei war auch zu beobachten, ob der EPS-Körper im Rampenkern Einfluss auf den Zustand der Straße hat.

Die Versuchsstrecke wurde an dieser Stelle eingerichtet, weil rd. 50 m südlich der Brücke über das „Larrelter Tief“ – ein 30 m breiter Vorfluter – ein so genannter Schlafdeich die Trasse der BAB A 31 kreuzt. Er wurde vor vielen Jahrzehnten gebaut und setzt sich daher nicht mehr. Trotz der durchgeführten Vorbelastung im Überschüttverfahren war abzusehen, dass im Laufe der Jahre zwischen diesen beiden Bauwerken eine Setzungsmulde entstehen würde, die Fahrsicherheit und Fahrkomfort beeinträchtigt und eine ständige Erhaltung notwendig macht.

Mit der Einrichtung der Versuchsstrecke bei Emden werden somit drei Ziele verfolgt:

1. Minimierung der Tiefe der zu erwartenden Setzungsmulde zwischen Brückenbauwerk und Schlafdeich durch die zusätzliche Entlastung des wenig tragfähigen Untergrundes, um die Fahrsicherheit zu erhöhen und den Erhaltungsaufwand zu vermindern.
2. Sammlung von bautechnischen und baubetrieblichen Erfahrungen bei der Verwendung von EPS-Hartschaum im Dammbau unter Baustellenbedingungen im Hinblick auf die umfangreichen geplanten Anwendungen beim Bau der BAB A 26 Stade-Hornburg und der Anbindungsstrecken an den Wesertunnel.
3. Vergleichende, qualitative und quantitative Beurteilung der EPS-Bauweise mit dem klassischen Überschüttverfahren.

Im Bericht werden zunächst die anstehenden Baugrundverhältnisse bei der Baumaßnahme beschrieben. Anschließend werden das Bauverfahren, der Einbau sowie der verwendete EPS-Hartschaumstoff dargestellt. Durch vergleichende Betrachtung der Bodenkennwerte, der aufgetretenen Verformungen und Porenwasserdruckverhältnisse sowie ergänzende Tragfähigkeitsuntersuchungen werden anschließend die Bauweisen einander gegenübergestellt. Zur Bewertung der Verfahren werden zusätzlich Erfahrungen beim Bau der Anrampung einer Geh- und Radwegüberführung über die BAB

A 31 bei Emden, die ebenfalls mit EPS-Hartschaumstoff als Dammmaterial erstellt wurde, herangezogen.

3 Bauverfahren der Versuchs- und der Vergleichsstrecke

Ende 1988 ist damit begonnen worden, die zweispurige, städtische Westumgehungsstraße zur Bundesautobahn A 31 auszubauen. Dies geschah durch die Ergänzung einer neuen Richtungsfahrbahn auf der Stadtinnenseite zwischen der B 70 nördlich und der L 2 westlich von Emden (siehe Bild 1). Der Abstand zwischen den Fahrbahnrändern beträgt 7,0 m (Bild 2).

Im Gutachten der BASt vom 10. Dezember 1982 über die „Untergrundverhältnisse und Erdbaumaß-

nahmen zur Gründung der Westumgehungs Emden (A 31)“ [A] ist zunächst empfohlen worden, im Bereich der Überführung des Larrelter Tiefs eine 400 m lange Moorbrücke zu errichten. Die Gründe für diese Empfehlung lagen in der damit garantierten Setzungsfreiheit der neuen Fahrbahn und in der damit verbundenen Möglichkeit, die Baumaßnahme ohne gegenseitige Behinderung von Verkehr und Baubetrieb abzuwickeln. Die vorhandene Straße dient als Zubringer zum Industriegelände und den Hafenanlagen südwestlich von Emden und besitzt daher eine wichtige Entlastungsfunktion für den Innenstadtbereich. Wegen der Verkehrsbedeutung erfolgte der zweibahnige Ausbau unter Aufrechterhaltung des Verkehrs.

Aus Kostengründen hat man sich 1988 vor Baubeginn entschieden, anstelle der Errichtung der 400 m langen Moorbrücke das Überschüttverfahren anzuwenden. Nur im unmittelbaren Bereich des Larrelter Tiefs ist ein dreifeldriges Brückenbauwerk mit Stützweiten von 22,0 m, 31,5 m und 22,0 m vorgesehen worden. Dieses Brückenbauwerk kreuzt das Larrelter Tief bei Bau-km 11 + 430,6 unter einem Winkel von $84,5^\circ$. Der höchste Punkt der Gradiente liegt bei + 3,33 mNN rd. 4,0 m über Geländeniveau.

Um das Gelände beiderseits des Larrelter Tiefs mit Baugeräten befahren zu können, musste zunächst eine ca. 1,0 m bis 1,5 m dicke Arbeitsebene aufgeschüttet werden, da das Grundwasser stellenweise über dem Gelände bei - 0,6 mNN stand. Von dieser Arbeitsebene aus sind ergänzende Baugrunduntersuchungen durchgeführt, Vertikaldräns zur Konsolidationsbeschleunigung des Untergrundes eingedrückt und Porenwasserdruckgeber eingebaut worden.

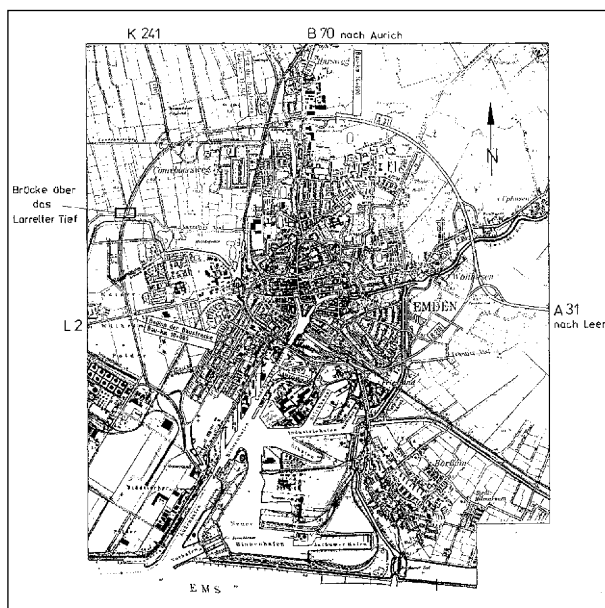


Bild 1: Lage der Versuchsstrecke

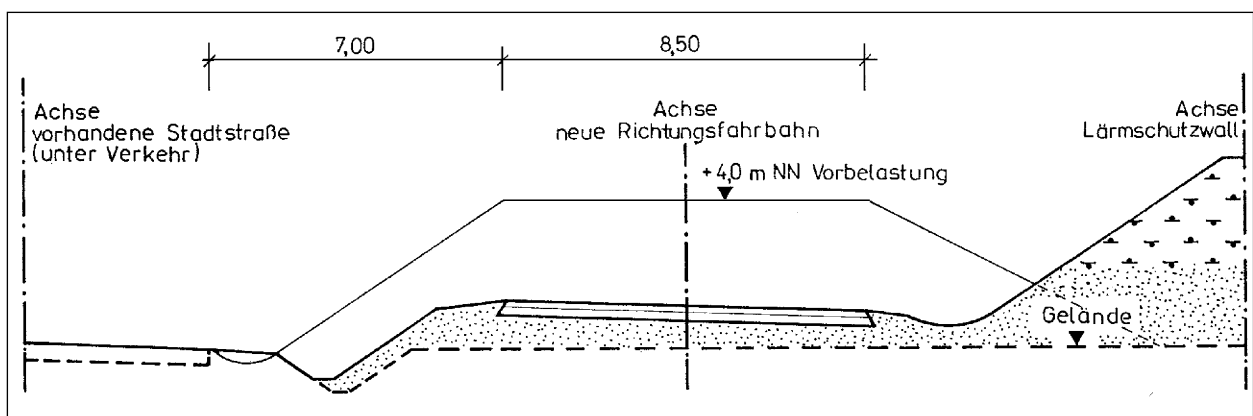


Bild 2: Ausbauquerschnitt der A 31 zwischen L 2 und Larrelter Tief

Die Vorbelastung ist als kontrollierte Sandschüttung lagenweise vor Kopf aufgebracht worden. Aus Gründen unzureichender Standsicherheit musste die Vorbelastung in zwei Schüttphasen mit einer Zwischenliegezeit erfolgen. An der südlichen Brückenrampe, in der die Versuchsstrecke mit EPS-Hartschaum liegt, wurden in der 1. Schüttphase zwischen dem 17. und 21. April 1989 Sandmassen in einer Höhe von insgesamt 5,7 m aufgebracht (einschließlich Arbeitsebene). In der 2. Schüttphase erhielt der Vorbelastungsdamm zum Larrelter Tief hin eine Vorschüttung und der Damm wurde stadttinnenseitig verbreitert. Die Erhöhung betrug 3,1 m. Diese Arbeiten wurden zwischen dem 14. Januar und 11. April 1991 durchgeführt. Der Schüttverlauf und die für die Konsolidierung der wenig tragfähigen Schichten genutzte Liegezeit bei Bau-km 11 + 380 und 11 + 480, also jeweils ca. 10 m hinter den Widerlagern, sind in Bild 3 dargestellt.

An der nördlichen Brückenrampe bei Bau-km 11 + 480, also im Bereich der Vergleichsstrecke, ist in der 1. Schüttphase zwischen dem 5. und 9. Juni 1989 zunächst eine Schüttung von insgesamt 6,2 m lagenweise aufgebracht worden (Bild 3). Die Messergebnisse kündigten beim Aufbringen der letzten Lage durch zunehmende Verformungsgeschwindigkeiten einen Geländebruch an, so dass 0,9 m des Dammes wieder abgetragen werden mussten. In der Zeit vom 19. bis 22. Juni 1989 ist der Überschüttdamm wieder auf eine Höhe von 6,2 m geschüttet worden. In der 2. Schüttphase sind ebenfalls eine Vorschüttung, Dammverbreiterung und Erhöhung der Vorbelastung (Überschüttung) zwischen dem 22. Jan. und 25. April 1991 durchgeführt worden. Die Erhöhung der Vorbelastung auf dieser Seite betrug 2,8 m.

Für den Brückenbau sind die Rampenköpfe der Vorbelastung am Larrelter Tief im März 1993 abgetragen worden. Zu diesem Zeitpunkt lagen die Dammoberflächen der Vorbelastungen an beiden Rampen bei + 5,7 mNN, rd. 2,4 m über der geplanten Gradienten.

Die Brücke ist auf Großbohrpfählen (Durchmesser 1,0 m) bei - 18,0 mNN gegründet. Sie sind an den Widerlagern tangierend als Bohrpfahlwand hergestellt. Diese Bohrpfahlwand ist u-förmig ausgebildet und mit einer 1,0 m bis 1,4 m dicken Pfahlkopfplatte versehen. An den Zwischenstützen sind die Pfähle als Pfahlrost angeordnet. Nach Fertigstellung des Brückenbauwerkes Ende 1994 wurden die Widerlager zunächst wieder mit Sand hinterfüllt. Erst mit der Vergabe der Oberbauarbeiten für die neue Richtungsfahrbahn ist im Februar 1995

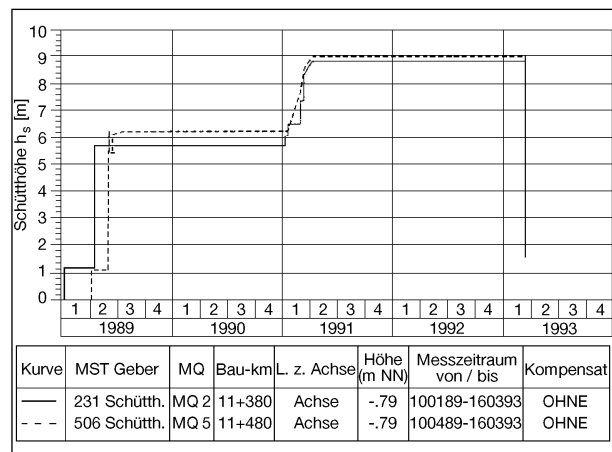


Bild 3: Vorbelastungsverlauf an den Brückenrampen (MQ 2 = Versuchsstrecke, MQ 5 = Vergleichsstrecke)

die Entscheidung für den Einbau von EPS-Hartschaumstoff zwischen der neuen Brücke und dem Schlafdeich getroffen worden.

Einen Überblick über die Situation bei der Unterführung des Larrelter Tiefs mit der dreifeldrigen Brücke, den anschließenden Rampendämmen und dem Schlafdeich bei Bau-km 11 + 340 gibt der Längsschnitt in Bild 4.

Die Versuchsdämme werden im weiteren Text folgendermaßen bezeichnet:

Versuchsstrecke = südlicher Damm = EPS-Hartschaum im Dammkörper,

Vergleichsstrecke = nördlicher Damm = konventioneller Dammkörper.

Im oberen Bildteil ist die Höhe der Vorbelastung nach dem Abschluss der 2. Schüttphase dargestellt. Die gestrichelte Linie kennzeichnet den Geländeverlauf vor Baubeginn. Die dicke Linie zwischen dem Sand und den holozänen Weichschichten beschreibt den Geländeverlauf nach Eintritt der Setzungen. Die Differenz zwischen diesen beiden Linien gibt die Größe der zwischen Januar 1989 und März 1995 eingetretenen Setzungen an. Im Bereich des Schlafdeiches betragen die Setzungen nur wenige Dezimeter. Hinter den Widerlagern hat sich der Untergrund um etwa 2,5 m gesetzt. Die Begrenzung des Bereichs, in dem die EPS-Blöcke zwischen dem 27. und 31. März 1995 eingebaut worden sind, ist ebenfalls dargestellt.

Bild 5 zeigt die Situation an der südlichen Brückenrampe in einem Querschnitt bei Bau-km 11 + 376. Vorbelastung, Ausbauzustand und der Geländeverlauf vor und nach Eintritt der Setzungen sind wie im Längsschnitt gekennzeichnet.

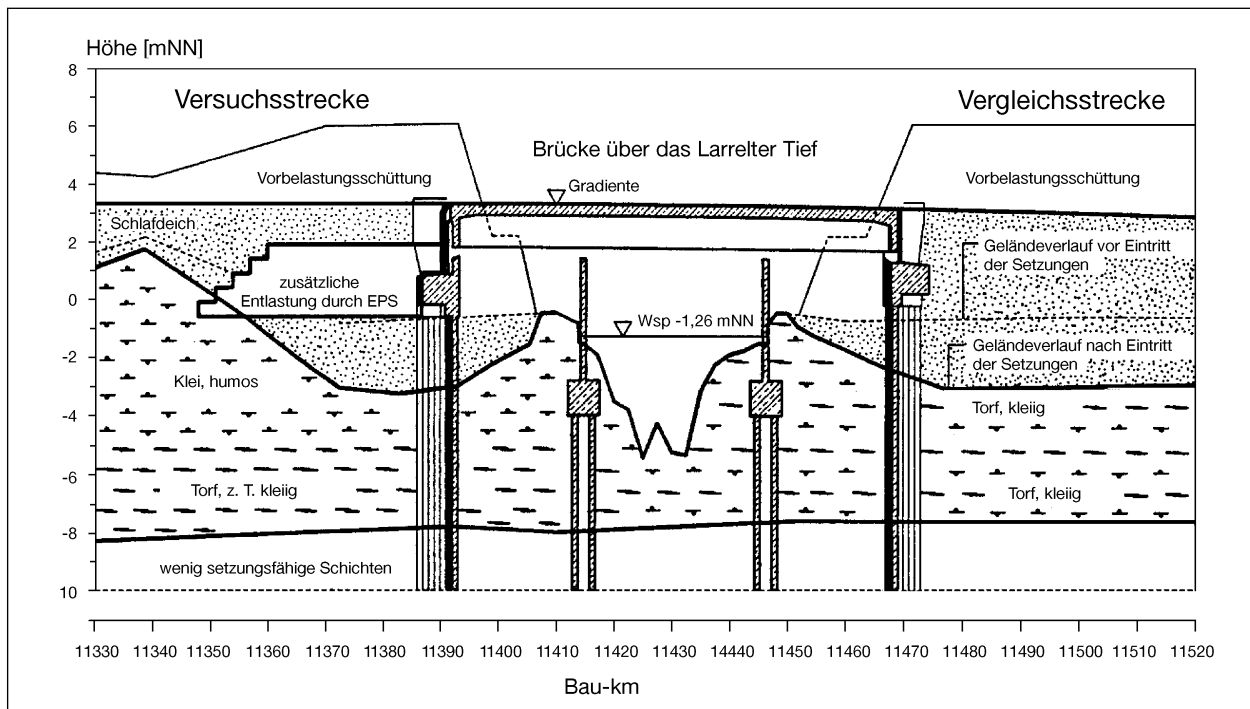


Bild 4: Unterführung des Larrelter Tiefs

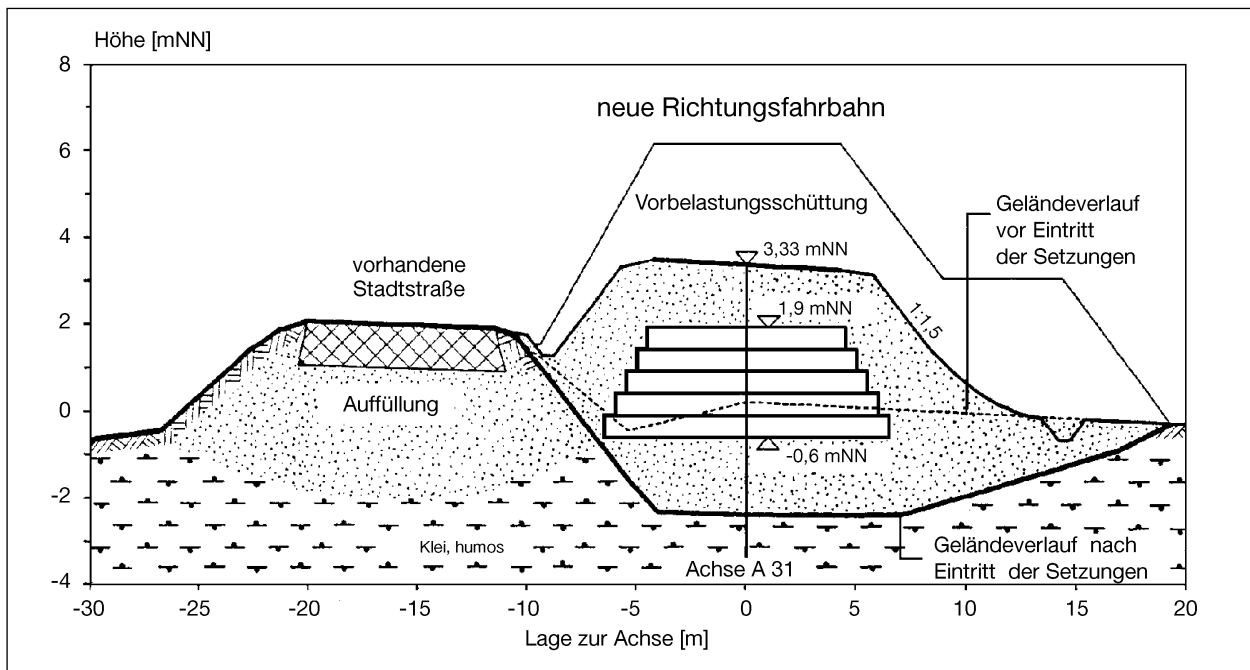


Bild 5: Querschnitt an der südlichen Brückenrampe bei Bau-km 11 + 376

4 Baugrundverhältnisse

4.1 Allgemeines

Die im Zuge der Planungen und des Baues der Westumgehung Emden durchgeführten Baugrunduntersuchungen können in drei Erkundungsphasen unterteilt werden. Dies sind:

- Erkundungsphase 1978/79 (1),
- Erkundungsphase 1982 (2),
- baubegleitende Baugrunduntersuchungen 1989 bis 1995 (3).

In Erkundungsphase (1) sind im Herbst 1978 und Frühjahr 1979 für den 5 km langen Streckenab-

schnitt insgesamt 9 Bohrungen und 81 Sondierbohrungen abgeteuft worden. Auf dieser Grundlage ist das ingenieurgeologische Gutachten „Westumgehung Emden“ für den gesamten Streckenabschnitt erstellt worden [B]. Für die Erstellung des Baugrundlängsschnittes im Bereich der Versuchs- und Vergleichsstrecke sind aus dieser Unterlage die Sondierbohrungen S 26 A, S 26 und S 27 sowie die Bohrung B 5 mit herangezogen worden.

Im Jahr 1981 erhielt die BAST vom Straßenbauamt Aurich (SBA AUR) den Auftrag, ergänzende Baugrunduntersuchungen durchzuführen und ein Gutachten über geeignete wirtschaftliche Erdbauverfahren für den zweibahnigen Ausbau der BAB A 31 – Westumgehung Emden zu erstellen (Unterlage [A]). Im Bereich der Versuchs- und Vergleichsstrecke liegen die Zusatzbohrungen ZB 4 und ZB 12 sowie die Flügelsondierung FS 12 (Erkundungsphase 2). Wegen des wenig tragfähigen Untergrunds am Larrelter Tief und der Forderung, die neue Richtungsfahrbahn unter Aufrechterhaltung des Verkehrs auf der vorhandenen Straße zu bauen, ist in dem Gutachten der BAST 1982 empfohlen worden, die Fahrbahn im Bereich der Rampen über das Larrelter Tief (Bau-km 11 + 300 bis 11 + 700) aufzuständern.

Vor dem Baubeginn Ende 1988 hat man sich aus Kostengründen aber entschieden, anstatt der Aufständigung das kostengünstigere Überschüttverfahren auch in den Rampenbereichen anzuwenden. Nur zur Unterführung des Larrelter Tiefs wurde ein 75,5 m langes, dreifeldriges Brückenbauwerk vorgesehen. Diese Planungsänderungen machten weitere Baugrunduntersuchungen notwendig, um die möglichen Schütthöhen der Rampenköpfe zu bestimmen. Die baubegleitend durchgeführten Baugrunduntersuchungen (Erkundungsphase 3) konzentrieren sich auf drei Zeiträume und Bauphasen:

- Februar 1989: vor dem Aufbringen der Vorbelastung (1. Schüttphase),
- Dezember 1990: vor dem Aufbringen der 2. Schüttphase der Vorbelastung,
- März 1995: vor dem EPS-Einbau (siehe Abschnitt 5.2.2).

Unmittelbar im Uferbereich des Larrelter Tiefs sind im Februar 1989 die Bohrungen NB 1 und NB 2 abgeteuft worden. Sie sind zur Erfassung der horizontalen Bodenverformungen infolge des Vorbelastungsdammes als Neigungsbohrungen ausge-

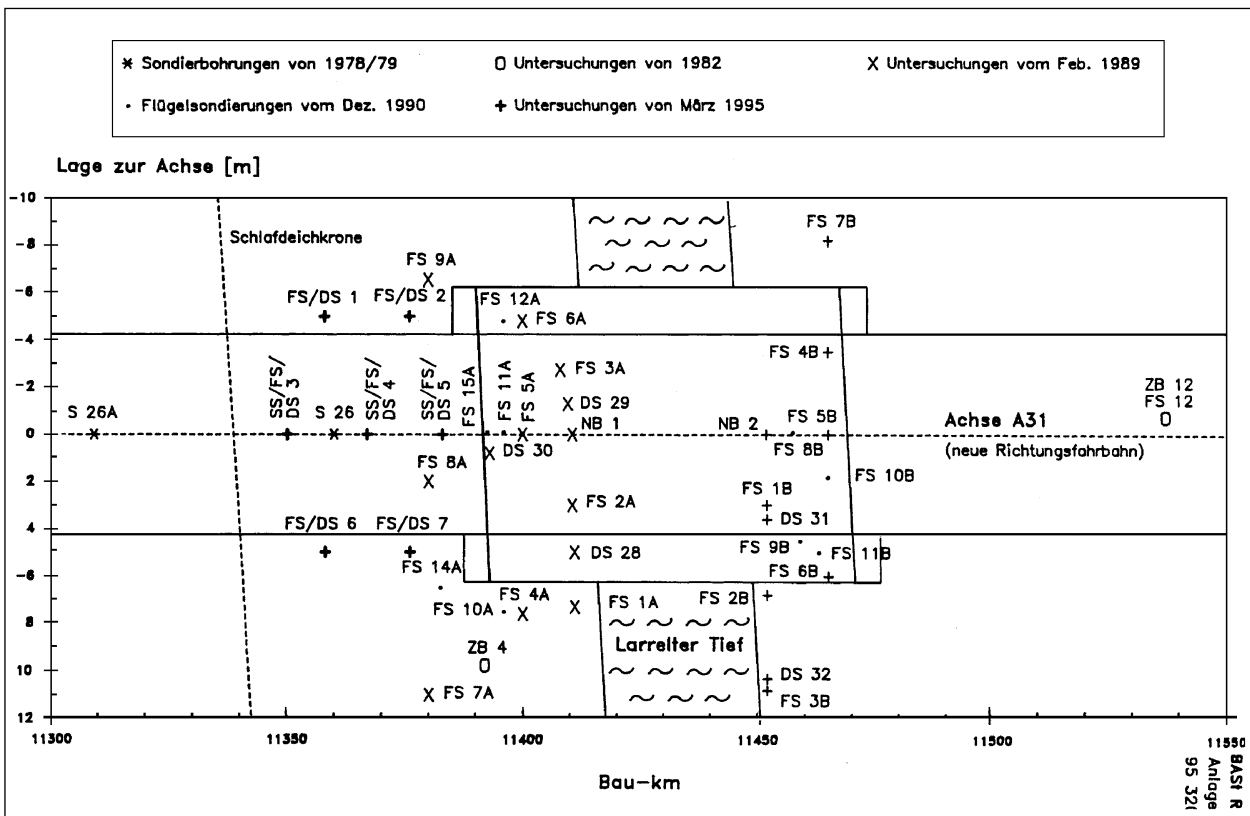


Bild 6: Lage der Baugrunduntersuchungsstellen

baut worden. Mit insgesamt 16 Flügelsondierungen (FS 1 A bis FS 9 A und FS 1 B bis FS 7 B) ist die undrained Scherfestigkeit c_u der Klei- und Torfschichten im Bereich der Rampenköpfe gemessen worden. Zur Bestimmung der Tiefenlage der Holozänbasis und der Tragfähigkeit der pleistozänen Sande sind insgesamt 5 Drucksondierungen (DS 28 bis DS 32) durchgeführt worden. Die Ergebnisse dieser Bohrungen, Druck- und Flügelsondierungen sowie der bodenmechanischen Laboruntersuchungen sind der Unterlage [C] entnommen.

Vor dem Aufbringen der 2. Schüttstufe der Vorbelastung sind im Dezember 1990 insgesamt 9 Flügelsondierungen (FS 10 A bis FS 15 A und FS 8 B und FS 11 B) durchgeführt worden, um die durch die Vorbelastung erreichte Verbesserung der undrained Scherfestigkeit zu bestimmen (Unterlage [D]).

Unmittelbar vor dem EPS-Einbau sind im März 1995 insgesamt 7 Flügel-, 7 Druck- und 3 Schlitzsondierungen im Bereich der Versuchsstrecke durchgeführt worden. Sie dienten dazu, die Schichtenverläufe nach der Vorbelastung zu ermitteln und

die mit der Vorbelastung erreichte Tragfähigkeitsverbesserung zahlenmäßig zu bestimmen.

Die Lage aller Untersuchungsstellen ist in Bild 6 dargestellt. Zum besseren Auffinden der einzelnen Untersuchungen sind sie in den Tabellen 1a und b zusammengestellt.

4.2 Geologische Übersicht

Die Versuchs- und die Vergleichsstrecke liegen in der Flussmarsch der Ems. Die holozänen Schichten werden aus Torfen unterschiedlicher Pflanzengesellschaften und küstennahen tonig-schluffigen Sedimenten (Klei) mit unterschiedlichen organischen Anteilen gebildet. Diese Schichten sind wasserreich, von überwiegend breiiger Konsistenz und mit Ausnahme des Schlafdeichs nicht vorbelastet.

Die Mächtigkeit dieser wenig tragfähigen Schichten beträgt hier etwa 7,5 m. Das Holozän liegt pleistozänen Schichten auf. Diese werden gebildet von Geschiebelehm und Fein- bis Mittelsanden. Der Geschiebelehm weist große fazielle Unterschiede zwischen tonigem Schluff und kiesigem Sand auf.

Südseite des Larrelter Tiefs (Versuchsstrecke)					
Punktbezeichnung	Datum	Bau-km	Lage z. Achse	Höhe [mNN]	Bemerkung bzw. Zuordnung
S 26 A	1978/79	11 + 309	unbekannt	1,15	Kokemüller
S 26	1978/79	11 + 360	unbekannt	-0,34	Kokemüller
ZB 4	23.02.1982	11 + 392	9,75 m re	-0,13	
NB 1	17.02.1989	11 + 410,5	Achse	-0,49	
FS 1A	21.02.1989	11 + 411	7,3 m re	-0,06	ZB 4
FS 2A	21.02.1989	11 + 410,5	3,0 m re	-0,18	NB 1
FS 3A	21.02.1989	11 + 408	2,75 m li	-0,37	NB 1
FS 4A	21.02.1989	11 + 400	7,6 m re	0,00	NB 1
FS 5A	21.02.1989	11 + 400	Achse	-0,30	NB 1
FS 6A	21.02.1989	11 + 400	4,8 m li	-0,31	NB 1
FS 7A	22.02.1989	11 + 380	11,0 m re	0,22	ZB 4
FS 8A	22.02.1989	11 + 380	2,0 m re	0,02	NB 1
FS 9A	22.02.1989	11 + 380	6,55 m li	-0,08	NB 1
DS 28	14.02.1989	11 + 411	5,0 m re	-0,13	NB 1
DS 29	14.02.1989	11 + 409,6	1,3 m li	-0,46	NB 1
DS 30	14.02.1989	11 + 393	0,8 m re	-0,24	NB 1
FS 10A	05.12.1990	11 + 396	7,5 m re	0,30	FS 4A
FS 11A	05.12.1990	11 + 396	Achse	0,30	FS 5A
FS 12A	05.12.1990	11 + 396	4,8 m li	0,30	FS 6A
FS 14A	06.12.1990	11 + 382,5	6,5 m re	0,30	FS 7A
FS 15A	06.12.1990	11 + 392,5	Achse	0,30	FS 8A
FS1/DS1	22.03.1995	11 + 358	5,0 m li	-0,61	
FS2/DS2	22.03.1995	11 + 376	5,0 m li	-0,64	
SS3/FS3/DS3	21.03.1995	11 + 350	Achse	-0,67	
SS4/FS4/DS4	21.03.1995	11 + 367	Achse	-0,60	
SS5/FS5/DS5	21.03.1995	11 + 383	Achse	-0,61	
FS6/DS6	20.03.1995	11 + 358	5,0 m re	-0,56	
FS 7/DS7	20.03.1995	11 + 376	5,0 m re	-0,60	

Tab. 1a: Verzeichnis der Untersuchungsstellen an der Südseite des Larrelter Tiefs

Nordseite des Larrelter Tiefs (Versuchsstrecke)					
Punktbezeichnung	Datum	Bau-km	Lage z. Achse	Höhe [mNN]	Bemerkung bzw. Zuordnung
ZB 12/FS12	16.03.1982	11 + 537	0,75 m li	-0,42	
NB 2	18.02.1989	11 + 451,9	Achse	-0,31	
FS 1B	15.02.1989	11 + 452	3,0 m re	-0,44	NB 2
FS 2B	15.02.1989	11 + 452	6,8 m re	-0,42	NB 2
FS 3B	15.02.1989	11 + 452	10,8 m re	-0,23	NB 2
FS 4B	16.02.1989	11 + 465	3,5 m li	-0,22	NB 2
FS 5B	16.02.1989	11 + 465	Achse	-0,01	NB 2
FS 6B	16.02.1989	11 + 465	6,0 m re	0,16	NB 2
FS 7B	20.02.1989	11 + 465	8,2 m li	0,76	NB 2
DS 31	14.02.1989	11 + 452	3,6 m re	-0,40	NB 2
DS 32	14.02.1989	11 + 452	10,3 m re.	-0,23	NB 2
FS 8B	11.12.1990	11 + 457,5	Achse	0,19	FS 5B
FS 9B	11.12.1990	11 + 459	4,5 m re	0,51	FS 1B
FS 10B	11.12.1990	11 + 465	1,8 m re	1,23	FS 5B
FS 11B	11.12.1990	11 + 463	5,0 m re	1,36	FS 6B
FS 7/DS7	20.03.1995	11 + 376	5,0 m re	-0,60	

Tab. 1b: Verzeichnis der Untersuchungsstellen an der Nordseite des Larrelter Tiefs

4.3 Hydrogeologische Verhältnisse

Das Grund- und Oberflächenwasser ist künstlich reguliert. Über verschiedene Entwässerungsgräben wird es Vorflutern wie dem Larrelter Tief zugeführt und über Schöpfwerke weitgehend konstant gehalten. Der Wasserstand MW des Larrelter Tiefs liegt bei - 1,26 mNN, der höchste Wasserstand HHW bei - 0,7 mNN.

Das Grundwasser des Holozäns steht oberflächennah an. Beim Durchteufen des Geschiebelehms wird gespanntes Grundwasser des Pleistozäns angetroffen. Der Wasserspiegel des Pleistozäns liegt aber nur vereinzelt über dem Wasserspiegel des Holozäns.

4.4 Baugrundbeschreibung (Zustand vor der Vorbelastung)

4.4.1 Ergebnisse der Bohrungen

Eine detaillierte Darstellung der Ergebnisse ist der Unterlage [C] zu entnehmen.

Zusammenfassend kann der Baugrundaufbau im Bereich des Schlafdeichs und der Versuchs- und Vergleichsstrecke vereinfachend – wie in Bild 7 dargestellt – charakterisiert werden.

Als Baustoff für den Schlafdeich ist toniger, feinsandiger Schluff (magerer Klei) verwendet worden. Die Mächtigkeit der holozänen Weichschichten aus Klei und Torf beträgt unter dem Schlafdeich zwischen 8,1 m und 7,3 m, d. h. die Holozänbasis steigt in diesem Bereich zum Larrelter Tief hin an.

Dabei nimmt die Dicke der Kleischicht von 5,8 m auf 2,9 m ab und die der Torfschicht von 2,3 m auf 4,4 m zu.

Im Bereich von Versuchs- und Vergleichsstrecke beträgt die Mächtigkeit der holozänen Weichschichten etwa 7,0 m. Auf der Südseite des Larrelter Tiefs hat der humose Klei eine Dicke von etwa 3 m und der Torf eine von etwa 4 m. Auf der Nordseite des Larrelter Tiefs beträgt die Kleidicke etwa 2,6 m und die Torfdicke etwa 4,4 m. Die humosen Anteile am Klei und die kleiigen Anteile am Torf nehmen von Süden nach Norden zu. Der Baugrundaufbau auf beiden Seiten des Larrelter Tiefs weist somit nur graduelle Unterschiede auf. Dies bestätigen auch die Ergebnisse der Verformungsmessungen (siehe Abschnitt 3.2), bei denen bei etwa gleichen Schütthöhen von fast 9 m am Ende der Liegezeit im März 1993 Horizontalverformungen vom 46 cm bzw. 51 cm und Setzungen von 2,26 m bzw. 2,45 m gemessen worden sind.

4.4.2 Ergebnisse der Drucksondierungen

Die Ergebnisse der Drucksondierungen DS 28 bis DS 32 sind als Verlauf des Spitzenwiderstandes q_c , der örtlichen Mantelreibung τ_f und des Reibungsverhältnisses τ_f/q_c in Unterlage [C] über die Tiefe aufgetragen. Die Auswertung der Drucksondierungsergebnisse ist schematisch in Bild 8 dargestellt.

Danach beträgt die Dicke der holozänen Weichschichten zwischen 7,0 m und 7,6 m, was mit den Bohrerergebnissen gut übereinstimmt. Auch die wechselnde Schichtfolge von Klei und Torf sowie die wechselnden Anteile kleiiger bzw. humoser An-

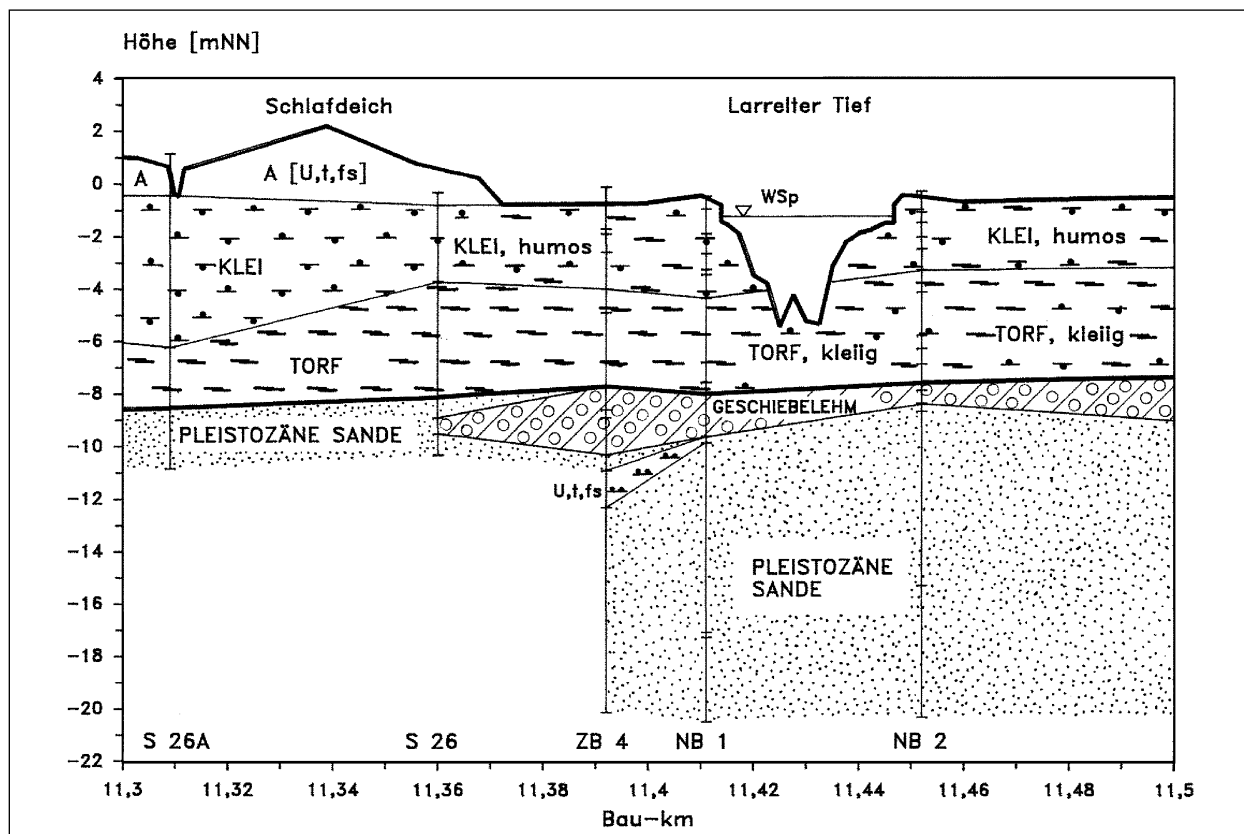


Bild 7: Vereinfachter Baugrundlängsschnitt

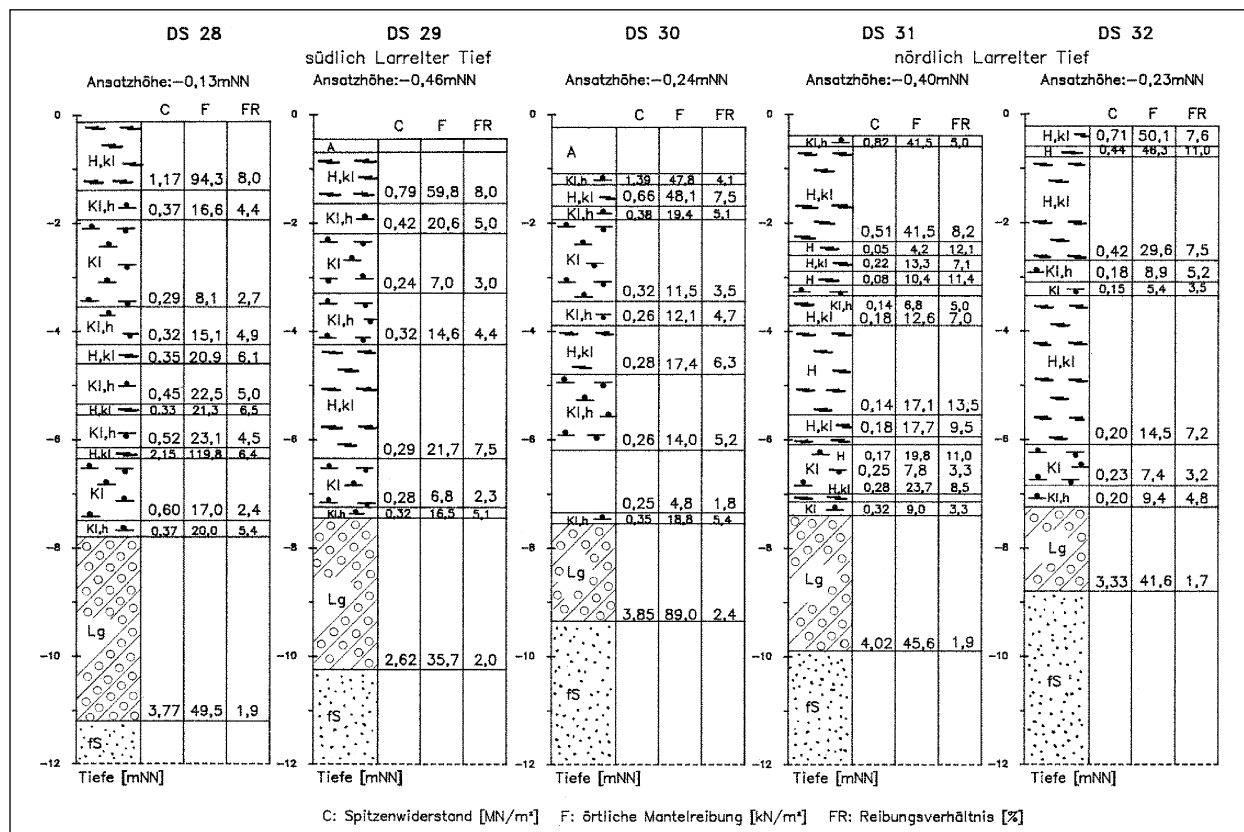


Bild 8: Schematische Darstellung der Drucksondierergebnisse DS 28 bis DS 32 (Mittelwerte)

teile werden mit diesen Ergebnissen bestätigt. Die im vereinfachten Baugrundlängsschnitt gewählte Zweiteilung des Holozäns und der größere Torfanteil auf der Nordseite des Larrelter Tiefs werden auch bei den Drucksondierergebnissen angetroffen.

Nach den Drucksondierergebnissen im Pleistozän beträgt die Dicke der Geschiebelehmschichten zwischen 1,6 m und 3,3 m. Diese Größenordnung entspricht den Feststellungen beim Bohren. Unterhalb des Geschiebelehms werden mit einem Reibungsverhältnis unter 1 % Feinsande angezeigt.

Die Berechnung der undränierten Kohäsion aus den Ergebnissen der Drucksondierungen erfolgte unter Zugrundelegung von [4], [5], [6]. Die erforderlichen Bodenparameter zur Berechnung des geostatischen Überlagerungsdrucks sind Tabelle 2 (siehe Abschnitt 4.4.5) entnommen. Der Grundwasserstand wurde bei - 1,0 mNN angesetzt. Mit diesen Annahmen und Rechenwerten sind die c_u -Werte aus den in Bild 8 angegebenen Spitzenwiderständen berechnet worden. Die Bandbreiten der undränierten Kohäsion und deren Mittelwerte sind im Bild 9 dargestellt.

Die c_u -Werte sind getrennt für die Süd- und die Nordseite des Larrelter Tiefs ermittelt und für die Kleischichten ober- und unterhalb des Grundwasserspiegels sowie die Torfschicht zusammengefasst worden. Bei der Mittelwertbildung sind die Teilschichtdicken berücksichtigt, für die die unterschiedlichen Spitzenwiderstände gelten.

Entsprechend der ausgeprägten Wechschelichtung ist die Bandbreite der c_u -Werte sehr groß.

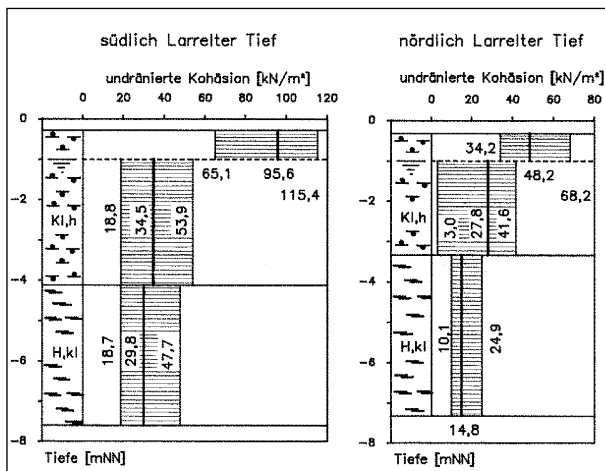


Bild 9: Bandbreite und Mittelwerte der undränierten Kohäsion, aus den Spitzenwiderständen der Drucksondierungen DS 28 bis DS 32 ermittelt

allen Schichten ist die undränierte Kohäsion südlich des Larrelter Tiefs größer als nördlich davon. Die größten c_u -Werte ergeben sich in den Kleischichten oberhalb des Grundwassers und die kleinsten in den Torfschichten. Die minimalen c_u -Werte auf der Nordseite des Larrelter Tiefs sind etwa 20 cm dicken Torfbändern innerhalb der Kleischicht zuzuordnen, vgl. DS 31 in Bild 8.

4.4.3 Ergebnisse der Flügelsondierungen

Die Ergebnisse der Flügelsondierungen FS 1 A bis FS 9 A und FS 1 B bis FS 7 B nach DIN 4096, die vor dem Aufbringen der Vorbelastung durchgeführt worden sind, sind analog zur Auftragung in Bild 9 zusammengefasst in Bild 10 dargestellt. Darin ist der Scherwiderstand τ_{FS} über die Tiefe aufgetragen. Bei wassergesättigten, bindigen Böden entspricht der Maximalwert τ_{FS} , der beim Abscheren auftritt, der undränierten Kohäsion c_u .

Die Ergebnisse der Flügelsondierungen FS 6 A, FS 9 A und FS 7 B sind in dieser Zusammenfassung nicht enthalten, da sie im Lastausstrahlungsbereich des vorhandenen Straßendamms liegen. Die dort gemessenen c_u -Werte sind größer als im nicht vorbelasteten Bereich. Die Bandbreite der undränierten Kohäsion für die Kleischicht über und unter dem Grundwasser sowie der Torfschicht ergibt sich aus dem minimalen und maximalen c_u -Wert aller berücksichtigten Flügelsondierungen. Für jede der drei Schichten und jede Flügelsondierung sind die Mittelwerte der undränierten Kohäsion berechnet worden. Als Mittelwerte sind in Bild 10 die Werte der Flügelsondierungen mit den kleinsten mittleren Anfangsscherfestigkeiten angegeben.

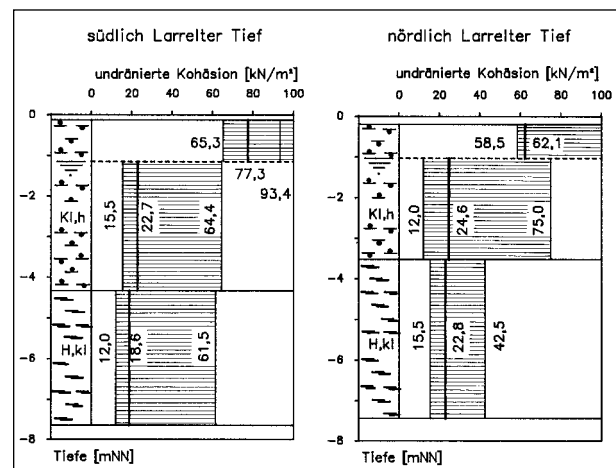


Bild 10: Bandbreite und Mittelwerte der undränierten Kohäsion, aus den Ergebnissen der Flügelsondierungen ermittelt

Die mit der Flügelsonde gemessenen c_u -Werte ergeben prinzipiell ein ähnliches Bild von der Anfangsscherfestigkeit südlich und nördlich des Larrelter Tiefs, wie es aus den Ergebnissen der Drucksondierungen abgeleitet worden ist. Die Bandbreite der c_u -Werte ist etwas größer als bei den Drucksondierungen, insbesondere im Hinblick auf die Maximalwerte. Diese sind – bei den hier anstehenden Bodenarten – bedingt durch praktisch unzersetzte Pflanzen- und Holzreste, die örtlich wesentlich größere Anfangsscherfestigkeiten vortäuschen, als es den Bodenverhältnissen entspricht. Die mittleren c_u -Werte sind nach den Ergebnissen der Flügelsondierungen auf der Südseite etwas kleiner als auf der Nordseite des Larrelter Tiefs. In der Kleischicht betragen sie um 23 kN/m^2 und im Torf um 19 kN/m^2 (Südseite) und ebenfalls um 23 kN/m^2 (Nordseite). Auch durch diese Ergebnisse wird bestätigt, dass die Baugrundverhältnisse im Bereich der Versuchs- und Vergleichsstrecke keine nennenswerten Unterschiede aufweisen.

4.4.4 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

An charakteristischen Proben aus den Bohrungen NB 1 und NB 2 sind bodenmechanische Laboruntersuchungen durchgeführt worden, die für die Klassifizierung der anstehenden Bodenarten und für die generelle Baugrundbeurteilung erforderlich sind. Außerdem wurden zur Bestimmung des Last- und Zeitsetzungsverhaltens Kompressions- und Durchlässigkeitsversuche durchgeführt.

Die Ergebnisse werden zusammenfassend wiedergegeben. Einzelheiten sind Unterlage [C] zu entnehmen. Da für die Beurteilung der Baugrundverbesserung und den EPS-Einsatz ausschließlich die holozänen Weichschichten maßgeblich sind, werden die Versuchsergebnisse an Proben aus dem Pleistozän (Geschiebelehm, Feinsande) hier nicht beschrieben.

Die Ergebnisse von 7 Schlämmanalysen an Proben aus den Kleischichten sind als Körnungsband in Bild 11 dargestellt. Der Massenanteil an „Feinstem“ (Korndurchmesser $< 0,002 \text{ mm}$) liegt zwischen 30-M.-% und 40-M.-%. Auf Grund dieser Kornverteilungen handelt es sich bei dem Klei überwiegend um schluffigen Ton.

Die natürlichen Wassergehalte der Kleischichten liegen zwischen etwa 100-M.-% und 200-M.-%. Mit zunehmendem Torfanteil nehmen auch die Wassergehalte zu. Beim Torf ohne kleiige Beimengungen wurde der maximale Wassergehalt bei 662-M.-% gemessen. Die Kleischichten sind mit Glühverlusten zwischen 10-M.-% und 15-M.-% „stark humos“. Die Glühverluste der Torfschichten liegen je nach dem Anteil kleiiger Beimengungen zwischen 20-M.-% und 92-M.-%. Einen Eindruck über die Verteilung der natürlichen Wassergehalte und Glühverluste vermittelt Bild 12.

Diese Verteilung entspricht der Zweiteilung der holozänen Weichschichten. Die Kleischicht (oben) hat geringere Wassergehalte und Glühverluste als die Torfschicht (unten). Bei der Zuordnung der Werte

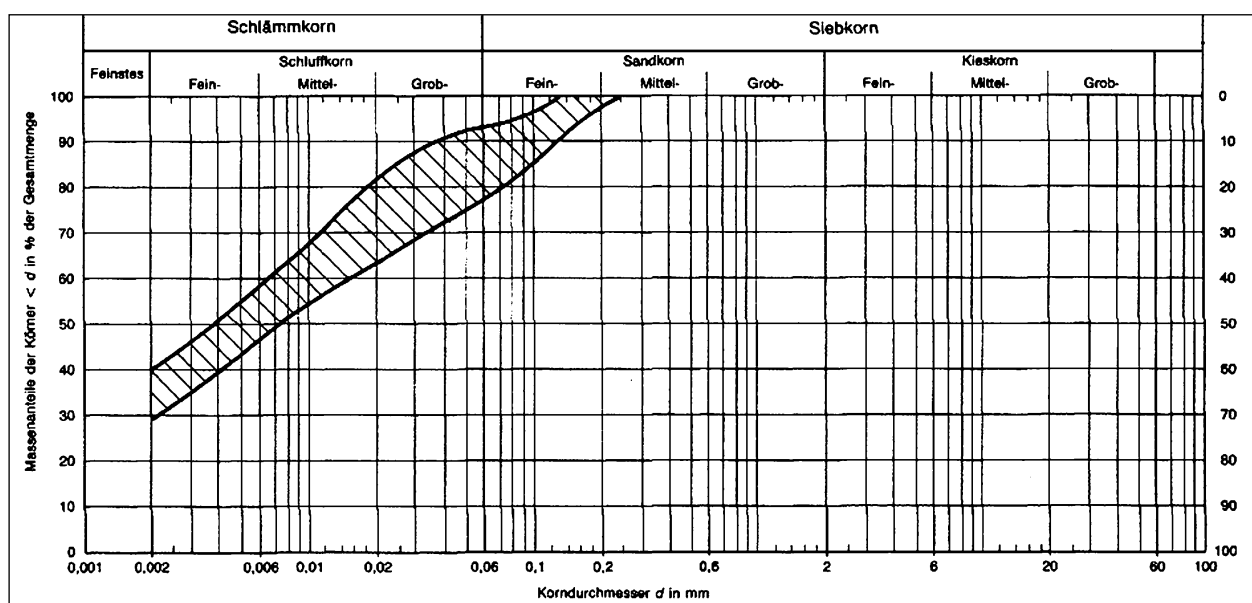


Bild 11: Körnungsband des Kleis südlich und nördlich des Larrelter Tiefs

zu den vereinfacht dargestellten Bodenprofilen ist zu beachten, dass Bänder mit weniger als 15 cm Dicke nicht eingezeichnet sind.

Die Konsistenzahlen der Kleischichten liegen zwischen 0 und 0,27 und kennzeichnen eine „breiige“ Zustandsform.

Die Steifemoduli sind für Lasterhöhungen von 40 kN/m² auf 80 kN/m² und von 80 kN/m² auf 160 kN/m² für die Erstbelastung angegeben. Die Steifemoduli der Kleischichten betragen zwischen rd. 0,4 MN/m² und 0,8 MN/m² und die der Torfschichten zwischen rd. 0,25 MN/m² und 0,7 MN/m². Die zugehörigen Durchlässigkeitsbeiwerte nach DIN 18

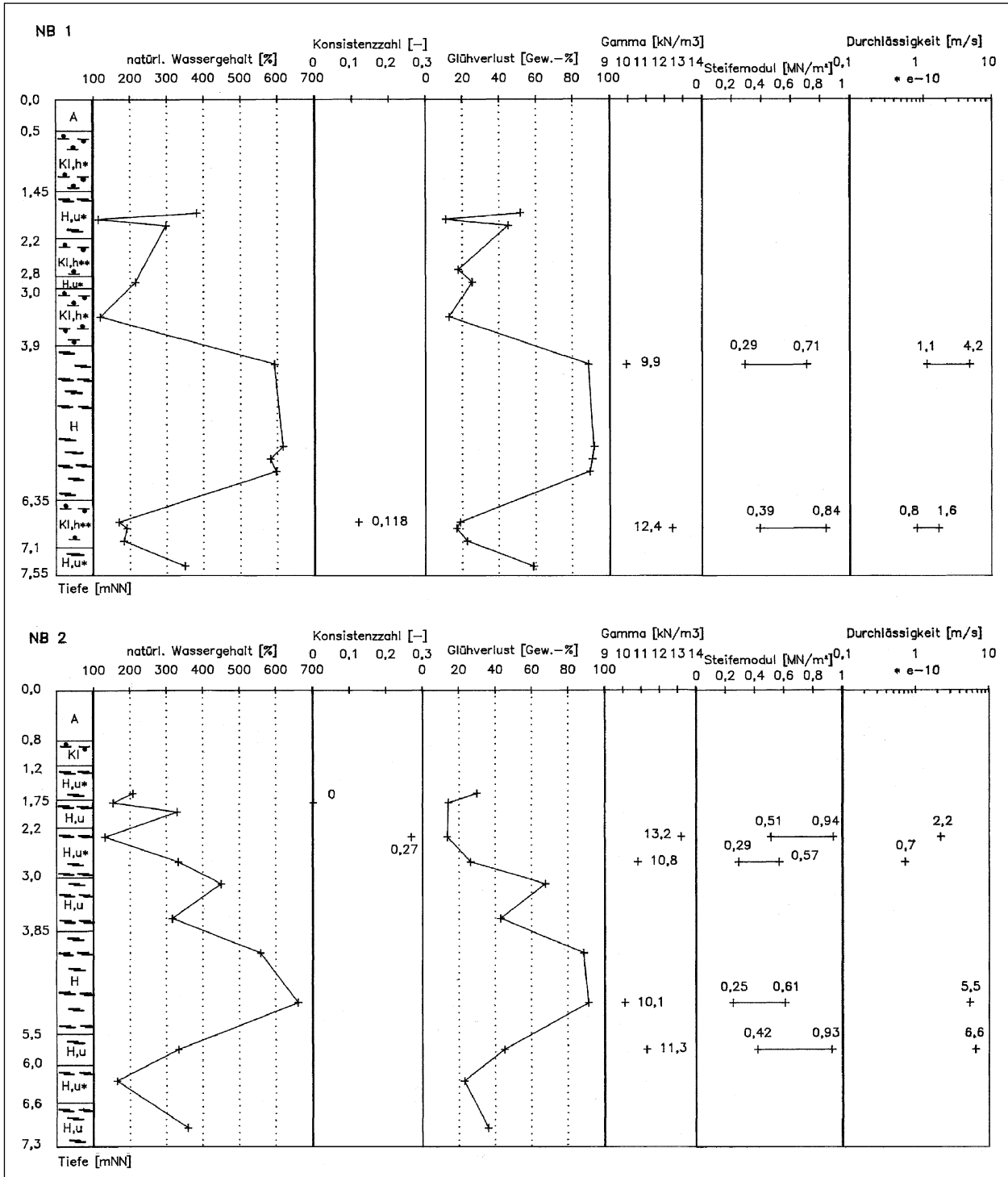


Bild 12: Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche an Proben aus den Bohrungen NB 1 und NB 2

130 liegen je nach Bodenart und Auflastspannung zwischen 7·10⁻¹⁰ m/s und 7·10⁻¹¹ m/s – bezogen auf eine Wassertemperatur von 10 °C.

4.4.5 Allgemeine Baugrundbeurteilung und Rechenwerte der Bodenkennwerte

Die angetroffenen Bodenarten sind entsprechend der Bodenklassifikation nach DIN 18 196 folgenden Gruppen zuzuordnen:

- humose Tone und Schluffe: OT und OU (organogene Böden),
- Torfe: HN (mäßig zersetzt), in tieferliegenden Schichten teilweise HZ (zersetzt), (organische Böden),
- Geschiebelehm: SU* bzw. ST* je nach Art des Feinkornanteils (gemischtkörnige Böden),
- Feinsande: SE (grobkörnige Böden).

Die humosen Tone und Schluffe (Klei) und die Torfe, die beiderseits des Larrelter Tiefs bis in Tiefen von - 7,5 mNN bis - 8,0 mNN anstehen, sind dem Holozän zuzuordnen und durch eine sehr geringe Tragfähigkeit gekennzeichnet. Das bedeutet, dass unter Belastung lang anhaltende, große Setzungen auftreten. Insbesondere die Torfe, aber auch die Tone haben ein ausgeprägtes Kriechvermögen, d. h., nach Abschluss der Konsolidation finden Nachsetzungen ohne deutlich erkennbaren Endwert statt. Die Scherfestigkeit dieser holozänen Weichschichten ist gering, so dass die Verformungen bei zunehmender Belastung in Gelände- und Grundbrüche übergehen können.

Die Klei- und Torfschichten im Untersuchungsbereich unterliegen einer starken Wechsellagerung, d. h., in den Kleischichten sind dünne Torfbänder und in den Torfschichten sind dünne Kleibänder erbohrt worden. Außerdem enthalten die Schichten stark wechselnde kleiige und humose Anteile. Entsprechend diesen Feststellungen unterliegen die bodenmechanischen Kennwerte auf engem Raum starken Schwankungen.

Zur Erfassung dieser komplexen Baugrundverhältnisse für Standsicherheits- und Verformungsrechnungen wird als Modell eine Zweiteilung der holozänen Weichschichten angenommen, wie sie in Bild 7 dargestellt ist.

Das Pleistozän besteht im Untersuchungsbereich aus einer etwa 1,0 m bis 2,5 m dicken Geschiebelehmschicht, die Feinsanden aufliegt. Das Pleistozän ist gut tragfähig und deshalb für die Dammgründung und den EPS-Einsatz nicht maßgeblich.

Als Dammbaustoff sind mittelsandige Feinsande (Bodengruppe SE) verwendet worden, die bei Fahrinnenbaggerungen im Dollart im Spülverfahren gewonnen wurden (siehe Abschnitt 5.1.1). Sie sind per Lkw vom Zwischenlager zur Einbaustelle gebracht worden.

Auf Grund der durchgeführten Feld- und Laborversuche sowie von Erfahrungen können für die Bodenparameter der verschiedenen Bodenarten die in Tabelle 2 genannten Rechenwerte (cal-Werte) angesetzt werden.

	Wichte		Endfestigkeit		Anfangsfestigkeit ¹	Steifemodul		Durchlässigkeit	
	des feuchten Bodens cal γ	des Bodens unter Auftrieb cal γ'	Innere Reibungswinkel cal φ'	Kohäsion des undränierten Bodens cal c'	Kohäsion cal c_u	für Auflastspannungen bis 80 kN/m ² cal $E_{s, 80}$	für Auflastspannungen bis 160 kN/m ² cal $E_{s, 160}$	für Auflastspannungen bis 80 kN/m ² cal $k_{10, 80}$	für Auflastspannungen bis 160 kN/m ² cal $k_{10, 160}$
	[kN/m ³]	[kN/m ³]	[°]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[m/s]	[m/s]
Dammschüttmaterial (fS, ms)	19	11	35	0	0	-	-	-	-
humoser Klei	14	4	14	10	15	0,6	0,8	5 · 10 ⁻¹⁰	1 · 10 ⁻¹⁰
Torf	11	1	12	5	10	0,3	0,5	2 · 10 ⁻⁸	5 · 10 ⁻⁹
Geschiebelehm	21	11	30	0	50	-	-	-	-
pleistozäne Sande	19	11	35	0	0	-	-	-	-

¹ Der dazugehörige innere Reibungswinkel ist mit cal $\varphi_u = 0$ anzunehmen

Tab. 2: Rechenwerte der Bodenkennwerte

5 Untersuchungen während der Schütt- und Liegezeit

5.1 Baubegleitende Messungen

5.1.1 Allgemeines

Bei der Anwendung des Überschüttverfahrens sind baubegleitende Messungen erforderlich, um

- die Standsicherheit während des Schüttvorgangs zu beurteilen und den Schüttverlauf entsprechend zu steuern,
- die Liegezeitdauer zu bestimmen und um
- den Erfolg der durchgeführten Maßnahmen zu beurteilen.

Hinsichtlich der Einhaltung einer ausreichenden Standsicherheit waren die Vorbelastungsschüttungen beiderseits des Larrelter Tiefs besonders kritisch, da sie mit fast 9 m Schütthöhe besonders hoch sind und das Larrelter Tief einen Geländeeinschnitt von etwa 5 m Tiefe darstellt.

Um diesen Randbedingungen Rechnung zu tragen, ist in diesem Bereich vom Baubeginn Ende 1988 bis zum Beginn des Brückenbaues 1993 ein umfangreiches Messprogramm durchgeführt worden. Es umfasste

- Setzungsmessungen,
- Horizontalverformungsmessungen,
- Porenwasserdruckmessungen und
- Grundwasserstandsmessungen.

Die Messeinrichtungen sind beim Brückenbau zerstört worden, so dass eine kontinuierliche Messfolge bis zum EPS-Einbau nicht möglich war.

Eine vollständige Auswertung, Interpretation und Beurteilung der Messergebnisse enthält der Schlussbericht der BAST vom 4. März 1994 „A 31 – Westumgehung Emden – Vorbelastung der neuen Richtungsfahrbahn, Bau-km 10 + 100 bis 12 + 840“ [E].

Als Schüttmaterial diente enggestufter Sand SE mit einem Ungleichförmigkeitsgrad von $U = 2,3$ (Bodenart fS, ms). Die nach DIN 18 127 bestimmte Proctordichte beträgt $1,688 \text{ g/cm}^3$ bei einem optimalen Wassergehalt von 8,0-M.-%.

5.1.2 Ergebnisse der Messungen

Im Messquerschnitt MQ 2 bei Bau-km 11 + 390 im Bereich der Versuchsstrecke verläuft der Porenwas-

serüberdruck am Ende der Liegezeit nach der 1. Schüttphase fast horizontal (Bild 13). Bezogen auf die aufgebrachte Belastung der 5,7 m hohen Schüttung ist ein Konsolidierungsgrad von 70 % bis 90 % erreicht worden. Nach dem Aufbringen der 2. Schüttphase nimmt der Porenwasserüberdruck langsamer ab als in der 1. Liegezeit. Etwa 2 Jahre nach Aufbringen der 8,8 m hohen Überschüttung haben sich Konsolidierungsgrade von 65 % bis 90 % eingestellt. Der sehr flache Verlauf der Porenwasserüberdruckkurven zeigt, dass eine weitere Konsolidation kaum stattfindet. Beim Dammantrag für den Brückenbau geht der Porenwasserdruck schlagartig auf die Ausgangswerte (erste Spitze im Diagramm in Bild 13) zurück.

Infolge des Abtrags der Überschüttung ist die Belastung des fertigen Straßendamms wesentlich geringer als die Belastung, unter der die Konsolidation stattgefunden hat. Bezogen auf die Belastung des Untergrundes durch den fertigen Straßendamm ergibt sich somit für alle Schichten ein Konsolidierungsgrad von mindestens 100 %.

An der nördlichen Rampe waren bei Baubeginn keine Porenwasserdruckmessungen vorgesehen. Auf Grund der kritischen Situation in der 1. Schüttphase wurden vor Beginn der 2. Schüttphase auch hier Porenwasserdruckgeber installiert (MQ 5). Der Konsolidierungsgrad zum Zeitpunkt des Einbaus ist unbekannt. Eine quantitative Aussage über den erreichten Konsolidierungsgrad ist deshalb hier nicht möglich. Der beim Eindringen der Geber entstehende Porenwasserüberdruck, der als erste Spitze im Diagramm in Bild 14 zu erkennen ist, konnte sich bis zum Beginn der Erhöhung nur unvollständig abbauen. Der anschließende Anstieg ist auf das Aufbringen der zusätzlichen Vorbelastung durch Aufbringung der Überschüttung in der 2. Schüttphase zurückzuführen.

Zur Beurteilung der Standsicherheit des Vorbelastungs- bzw. Überschüttdammes während dem Schüttvorgang kann der Porenwasserdruckanstieg $\Delta (\Delta u)$ vor und nach der Lastaufbringung dem Lastzuwachs Δp infolge der Vorbelastungserhöhung gegenübergestellt werden. Das Verhältnis $\Delta (\Delta u)/\Delta p$ betrug hier in der Straßenachse zeitweilig 0,9, d. h., der Belastungszuwachs wurde zu 90 % vom Porenwasser getragen. Nach den Erfahrungen der BAST sollte dieser Verhältnswert i. A. 0,7 bis 0,8 nicht überschreiten, da sonst Gelände- oder Grundbrüche nicht auszuschließen sind. Im Bereich des Rampenkopfes traten große Verformungen mit Ris-

sen im Damm und Bodenverschiebungen an Mulden und Gräben auf. Die Verformungsgeschwindigkeiten nahmen nach der Lastaufbringung jedoch wieder ab, so dass kein Gelände- bzw. Grundbruch eintrat. Eine höhere Vorbelastungsschüttung wäre jedoch nicht möglich gewesen.

Durch die Horizontalverformungsmessungen wurde beobachtet, ob und in welchem Maß der Querschnitt des Larreiter Tiefs durch die Vorbelastungsschüttungen eingeengt wurde. Außerdem konnten die Messergebnisse zur Beurteilung der Standsicherheit mit herangezogen werden, indem die Verformungsgeschwindigkeit nach den Schüttungen

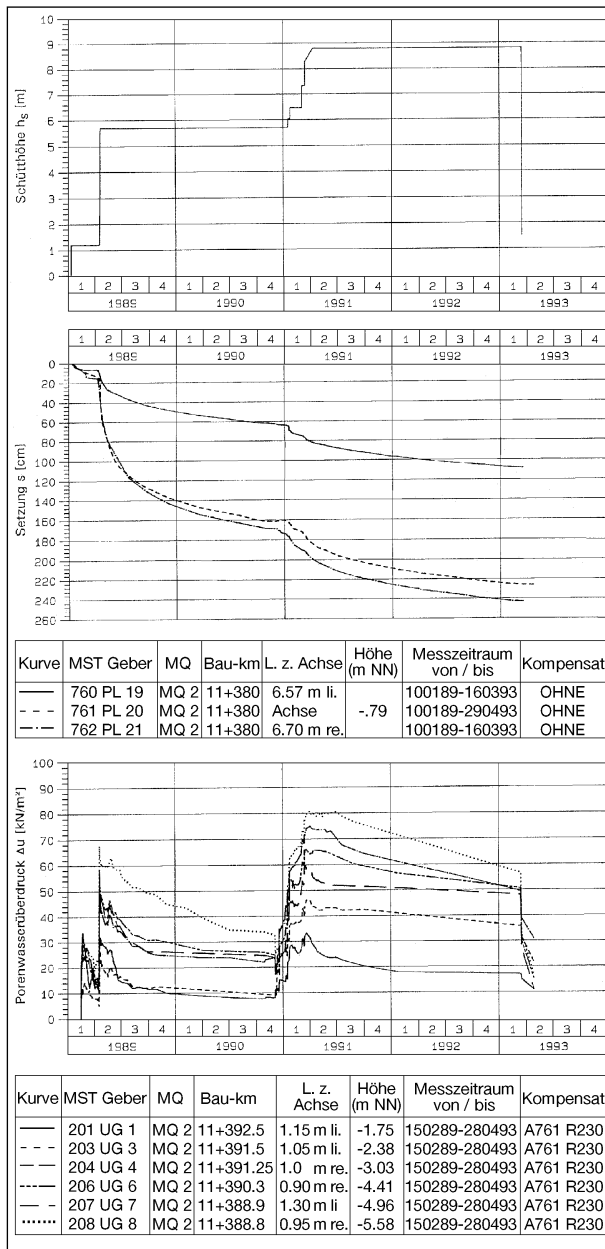


Bild 13: Messergebnisse an der südlichen Brückenrampe (Versuchsstrecke)

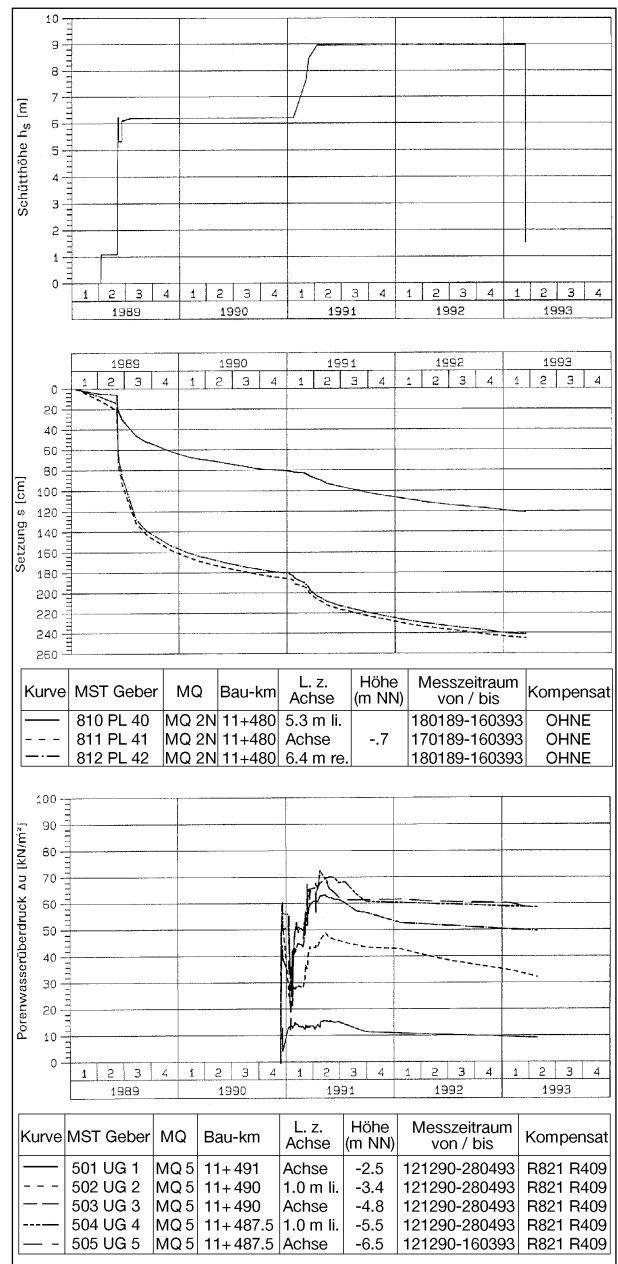


Bild 14: Messergebnisse an der nördlichen Brückenrampe (Vergleichsstrecke)

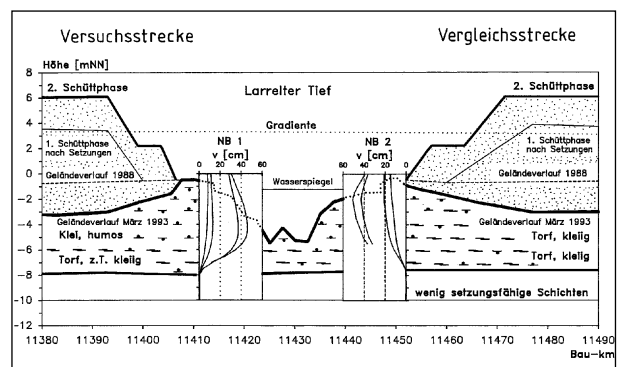


Bild 15: Horizontale Bodenverformungen infolge der Vorbelastungsschüttungen

bestimmt wurde. Die gemessenen horizontalen Bodenverformungen für signifikante Bauphasen sind im Bild 15 dargestellt.

Nach dem Aufbringen der Vorbelastung in der 1. Schüttphase (April bzw. Juni 1989) betragen die maximalen Horizontalverformungen am Messpunkt kopf etwa 9 cm (Versuchsstrecke) bzw. 15 cm (Vergleichsstrecke). Am Ende der 1. Liegezeit im Dezember 1990 stellten sich Horizontalverformungen von 13 cm bzw. 22 cm ein und der Kurvenverlauf über die Tiefe nimmt eine zunehmend „bauchige“ Form an. Während der 2. Schüttphase nahmen die Verformungen beim Aufbringen der Vorschüttung und bei der Erhöhung der Vorbelastung auf 38 cm bzw. 42 cm stark zu. Die Krümmung des Messrohres an der Nordseite des Larrelter Tiefs ist dabei so groß geworden, dass es mit der Inklinometersonde nicht mehr zu durchfahren war. Deshalb musste der Bezugspunkt gewechselt werden (von Fußpunkt auf Kopfpunkt). Die Maximalwerte der Verformungen liegen nun 5 m bzw. 2 m unter Ansatzpunkt. Der Boden in Schichtmitte wird quasi „angepresst“. Die letzten Messungen im März 1993 ergaben Horizontalverformungen von 46 cm an der Südseite und von 51 cm an der Nordseite des Larrelter Tiefs. Der zeitliche Verlauf der maximalen Horizontalverformungen ist in Bild 16 dargestellt.

Während der beiden Schüttvorgänge nehmen die Verformungen stark zu. Besonders in der 2. Schüttphase kann man die unterschiedlichen Verformungsgeschwindigkeiten gut erkennen. Nach der Lastaufbringung klingen die Verformungen rasch ab.

Die gemessenen Horizontalverformungen belegen, dass der Untergrund nicht nur konsolidiert, son-

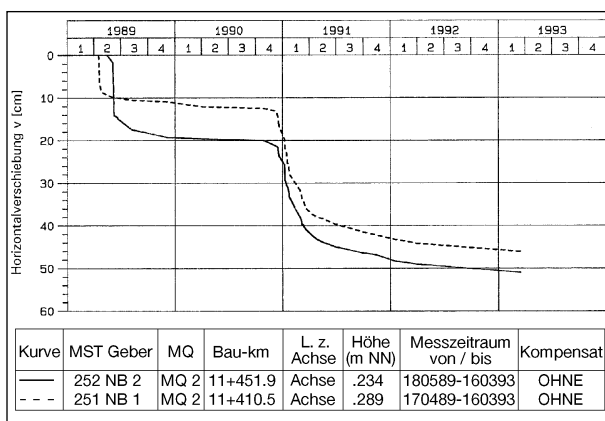


Bild 16: Zeitlicher Verlauf der maximalen Horizontalverformungen (NB 1 = Versuchsstrecke, NB 2 = Vergleichsstrecke)

dern auch seitlich verdrängt wurde. Die größten Verdrängungen werden dabei am Rampenkopf zum Larrelter Tief hin stattgefunden haben. Die seitlichen Verdrängungen zur Stadtseite hin werden wesentlich geringer gewesen sein, da hier kein so tiefer Einschnitt, wie ihn das Larrelter Tief darstellt, existiert. Noch geringere, seitliche Verdrängungen sind in Richtung der vorhandenen Stadtstraße zu erwarten, da hier der Untergrund bereits konsolidiert ist. Im Verhältnis zu den vertikalen Verformungen von etwa 2,5 m sind die Horizontalverformungen von etwa 0,5 m am Rampenkopf jedoch so gering, dass der Verdrängungsanteil vernachlässigt wird. Im Folgenden wird deshalb davon ausgegangen, dass die vertikalen Verformungen allein durch Sofort-, Primär- und Sekundärsetzungen bedingt sind.

5.1.3 Berechnung des Zeit-Setzungsverlaufes

Aus den Ergebnissen der Setzungsmessungen unter konstanter Belastung, d. h. nach Aufbringen der Vorbelastung, kann der weitere Setzungsverlauf prognostiziert werden. Dafür hat sich das „Hyperbelverfahren“, das auf CHRISTOW [7] zurückgeht, bewährt, wie HEINISCH [8] nachgewiesen hat. Das Verfahren geht davon aus, dass die Zeit-Setzungskurven unter konstanter Belastung einen hyperbolischen Verlauf haben. In den Bildern 13 und 14 sind die gemessenen Zeit (t)-Setzungen (s)-Kurven der Achspegel an der südlichen und nördlichen Brückenrampe dargestellt. Durch Transformation der Messwerte in ein t-t/s-Diagramm kann der Setzungsverlauf linearisiert und einer Regressionsanalyse zugänglich gemacht werden. Dadurch können die Setzungen in der Form

$$s(t) = \frac{t}{A_0 + A_1 \cdot t} \tag{1}$$

dargestellt und für beliebige Zeitpunkte berechnet werden. A_0 und A_1 sind die Regressionskoeffizienten. A_1 beschreibt die Steigung der Regressionsgeraden im t-t/s-Diagramm und A_0 den Schnittpunkt mit der Ordinatenachse. Gleichung (1) hat für $t = \infty$ eine Asymptote und liefert somit den theoretischen Endwert s_E für die Setzung. Es ist

$$s(t = \infty) = \frac{1}{A_1} \tag{2}$$

Die oben beschriebene Auswertung ist für den Achspegel bei Bau-km 11 + 380 (Versuchsstrecke) in Bild 17 beispielhaft dargestellt. Die entsprechenden Auswertungen der Pegel links und rechts der

Achse sowie an der Vergleichsstrecke (Bau-km 11 + 480) sind in Unterlage [E] wiedergegeben.

Im oberen Teil des Bildes 17 ist das t-t/s-Diagramm mit den transformierten Messwerten (• und +) sowie mit den Regressionsgeraden der 1. und 2. Schüttphase dargestellt. Die Korrelation der Regressionsgeraden mit den Messwerten kann mit $r > 0,99$ als sehr gut bezeichnet werden. Im unteren Teil des Bildes 17 sind der gemessene Setzungsverlauf (durchgezogene Linie mit Punkten) und die daraus berechnete Setzungskurve nach der 2. Schüttphase (durchgezogene Linie) im halblogarithmischen Maßstab dargestellt. Die berechnete Setzungskurve nach der 1. Schüttphase (gestrichelte Linie) ist zum Vergleich mit angegeben. Der Berechnung liegt zugrunde, dass die Setzungswerte der berechneten Kurve eingetreten wären, wenn die Vorbelastung in voller Höhe liegen geblieben wäre und keine Entlastung durch den Abtrag und den Einbau von EPS-Hartschaum vorgenommen worden wäre. Die Auswirkungen der Entlastung auf die Größe der Setzungen wird im Abschnitt 5.2.3 behandelt.

Aus den berechneten Setzungskurven kann der Setzungszuwachs nach der Verkehrsfreigabe am 14.09.1995 bestimmt werden. In Tabelle 3 ist der Setzungszuwachs für Zeiträume von 2, 5, 10, 25 und 50 Jahren nach Verkehrsfreigabe für die o. g. Pegel angegeben. Dabei ist die Entlastung durch den Abtrag und durch den Einbau von EPS-Hartschaumstoff nicht berücksichtigt.

Für die Pegel in der Achse und rechts der Achse ergibt sich ein Setzungszuwachs zwischen 9,6 cm und 10,9 cm. Er ist bezogen auf den Querschnitt und an beiden Rampen damit überall fast gleich groß. Mit unterschiedlichem Setzungsverhalten muss im Bereich zur vorhandenen Straße hin gerechnet werden. Während an der Südrampe (Versuchsstrecke) der prognostizierte Setzungszuwachs mit 5,7 cm nur die Hälfte der o. g. Werte beträgt, ist an der Nordrampe (Vergleichsstrecke) mit einem Zuwachs von 18,3 cm zu rechnen. Eine Ursache für dieses unterschiedliche Setzungsverhalten kann darin liegen, dass der linke Bereich der Nordrampe wegen der Zufahrt für die Baufahrzeuge erst ganz am Ende der 2. Schüttphase in kurzer Zeit geschüttet wurde.

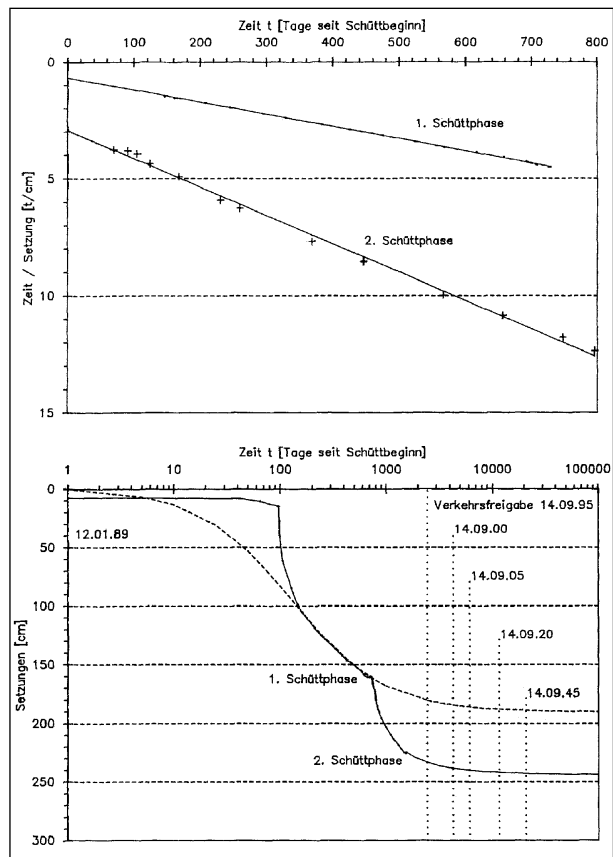


Bild 17: Setzungsprognose Achspegel bei Bau-km 11 + 380

südliche Rampe: Bau-km 11 + 380 (Versuchsstrecke)		Setzungszuwachs [cm] ab 14.09.1995 (Verkehrsfreigabe)		
	links der Achse	Achse	rechts der Achse	
2 Jahre danach	1,6	2,8	3,0	
5 Jahre danach	2,8	4,9	5,3	
10 Jahre danach	3,8	6,6	7,1	
25 Jahre danach	4,8	8,4	8,9	
50 Jahre danach	5,2	9,2	9,8	
theoretischer Endwert	5,7	10,2	10,9	
nördliche Rampe: Bau-km 11 + 480 (Vergleichsstrecke)		Setzungszuwachs [cm] ab 14.09.1995 (Verkehrsfreigabe)		
	links der Achse	Achse	rechts der Achse	
2 Jahre danach	4,4	2,7	2,7	
5 Jahre danach	8,1	4,8	4,7	
10 Jahre danach	11,2	6,5	6,3	
25 Jahre danach	14,6	8,3	8,0	
50 Jahre danach	16,2	9,1	8,7	
theoretischer Endwert	18,3	10,1	9,6	

Tab. 3: Rechnerischer Setzungszuwachs nach Verkehrsfreigabe im Bereich der Versuchs- und der Vergleichsstrecke (ohne Berücksichtigung einer Entlastung durch den Abtrag und den Einbau von EPS)

5.2 Änderungen der Baugrundverhältnisse infolge Überschüttung

5.2.1 Baugrund nach der Vorbelastung durch die 1. Schüttstufe

Wie die Porenwasserdruck- und Setzungsmessungen zeigen, erfolgt durch das Aufbringen der Vorbelastung eine Konsolidation der wenig tragfähigen Schichten des Baugrundes. Resultat dieses Vorganges ist eine Verbesserung der undrained Kohäsion. Um diese Erhöhung der undrained Kohäsion zu erfassen, wurden Flügelsondierungen im Dezember 1990 vor dem Aufbringen der 2. Schüttphase durchgeführt.

Die Ergebnisse dieser Flügelsondierungen FS 10 A, 11 A, 12 A, 14 A und 15 A sowie FS 8 B bis 11 B sind in Unterlage [D] enthalten und beispielhaft im Bild 18 dargestellt. Zum Vergleich mit den Anfangsscherfestigkeiten vor dem Aufbringen der Vorbelastung (1. Schüttphase) sind die Ergebnisse der jeweils am nächsten gelegenen Flügelsondierungen vom Februar 1989 ebenfalls aufgetragen. Aus den Darstellungen wird deutlich, dass die Anfangsscherfestigkeiten insgesamt zugenommen haben. Die Zunahme im Bereich der Torfschichten ist stärker als im Bereich Kleischichten.

Um ein anschauliches Bild von der Zunahme der Anfangsscherfestigkeiten zu bieten, sind die ge-

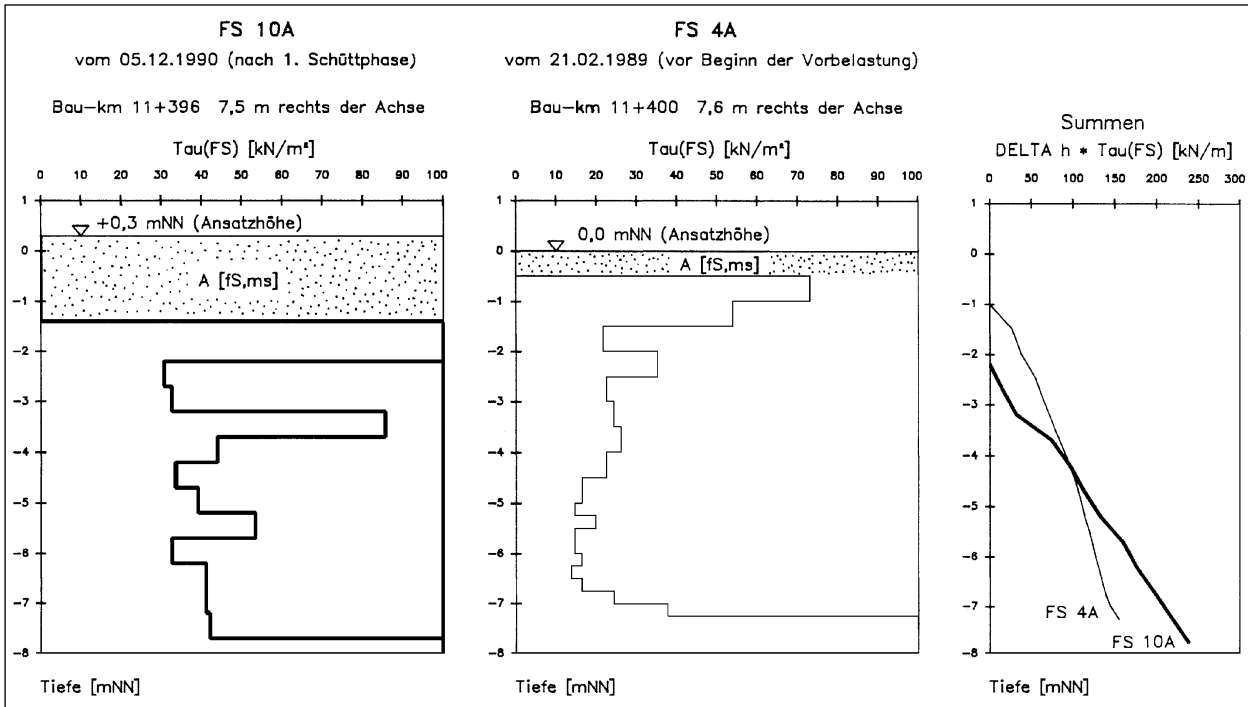


Bild 18: Beispielhafter Vergleich der Scherfestigkeiten des Baugrundes vor Beginn der Vorbelastung und nach der 1. Schüttstufe

Messstelle und Vorbelastungshöhe	Setzungen [m]	Flügel- sondierung Nr.	undrained Kohäsion c_u			
			vor		nach	
			der Vorbelastung im			
			Klei	Torf	Klei	Torf
			[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
Böschung vorh. Straßendamm bzw. Böschungsfuß		6 A/12 A	60,1	42,3	42,7	37,7
Böschungsfuß		5 B/8 B 1 B/9 B	33,8 35,1	22,8 28,1	34,6 41,2	34,1 39,3
Böschung $h_s \sim 2,5$ m	$\sim 0,6$ m $\sim 0,6$ m	5 B/10 B 6 B/11 B	33,8 61,6	22,8 25,4	55,2 53,7	45,1 45,6
Böschung, $h_s \sim 3,0$ m	$\sim 1,1$ m $\sim 1,1$ m	4 A/10 A 5 A/11 A	30,6 35,3	19,2 23,5	45,3 41,9	41,6 8,7
Dammschulter, $h_s \sim 5,0$ m	$\sim 1,6$ m	7 A/14 A	33,2	22,3	55,1	53,5
Dammkrone, $h_s \sim 5,7$ m	$\sim 1,6$ m	8 A/15 A	37,7	21,7	55,7	50,0

Tab. 4: Vergleich der Ergebnisse der Flügelsondierungen vom Februar 1989 und vom Dezember 1990

messenen Flügelsondierwerte τ_{FS} mit der Schichtdicke, für die sie gelten, multipliziert und dieses Produkt über die Tiefe summiert worden. Die Steigung dieser Summationslinie stellt die durchschnittliche Anfangsscherfestigkeit der holozänen Weichschichten dar, wobei die schon anfänglich hohen c_u -Werte der oberen Kleischichten in dieser Auswertung nicht berücksichtigt sind. Die Steigungen der Summationslinien sind bei allen Flügelsondierungen vom Dezember 1990 deutlich größer als bei den Flügelsondierungen vom Februar 1989. Eine Ausnahme bilden die Flügelsondierungen FS 6 A und FS 12 A, die im Lastausstrahlungsbereich des vorhandenen Straßendamms und am Böschungsfuß der 1. Vorbelastungsschüttung liegen. Aus der Parallellage der Summationslinien der Flügelsondierungen FS 6 A und FS 12 A ist zu erkennen, dass hier keine Zunahme der Anfangsscherfestigkeit mehr stattgefunden hat.

Die mittleren Anfangsscherfestigkeiten des Kleis und des Torfs vor und nach der Vorbelastung sind mit Bezug zur Höhe der Vorbelastung und zu den Setzungen in Tabelle 4 zusammengestellt.

Das Maß der Vergrößerung der undrännierten Kohäsion c_u ist danach vor allem von der Höhe der Vorbelastung abhängig, d. h. von der Bodenspannung, unter der die Konsolidation stattgefunden hat. Im Lastausstrahlungsbereich der Vorbelastung beträgt die Zunahme der c_u -Werte im Torf etwa 11 kN/m² bzw. rd. 44 % bezogen auf die Ausgangswerte. Der oberflächennahe Klei wird von der Lastausstrahlung kaum erfasst, so dass hier auch keine Zunahme der undrännierten Kohäsion erfolgen kann. In den Böschungen mit Vorbelastungshöhen zwischen 2,5 m und 3,0 m nimmt die undrännierte Kohäsion des Kleis um etwa 9 kN/m² bzw. um rd. 21 % zu und die des Torfs um etwa 20 kN/m² bzw. um fast 90 %. Die größten Zunahmen sind im Bereich der vollen Vorbelastungshöhe (5,7 m) festzu-

stellen, nämlich etwa 20 kN/m² bzw. 56 % im Klei und etwa 29 kN/m² bzw. 130 % im Torf.

5.2.2 Baugrund nach dem Abtrag der Über-schüttung bzw. vor dem EPS-Einbau (März 1995)

Die detaillierten Ergebnisse der Schlitz-, Flügel- und Drucksondierungen vom März 1995 im Bereich der Versuchsstrecke sind im Projektabschlussbericht und beispielhaft im Bild 19 dargestellt. Aus den Schlitzsondierungen können die Höhenlage der Geländeoberfläche und die Mächtigkeit des Holozäns nach der 2. Phase der Vorbelastung direkt abgelesen werden. Die ermittelten Schichtdicken des Holozäns und des Geschiebelehms an den insgesamt sieben Untersuchungsstellen sind in Tabelle 5 zusammengestellt. Diese Daten sind – zusammen mit den Ergebnissen der Setzungsmessungen – in die Darstellung des Geländeverlaufs nach Eintritt der Setzungen mit eingeflossen, wie es in den Bildern 4 und 5 im Längsschnitt

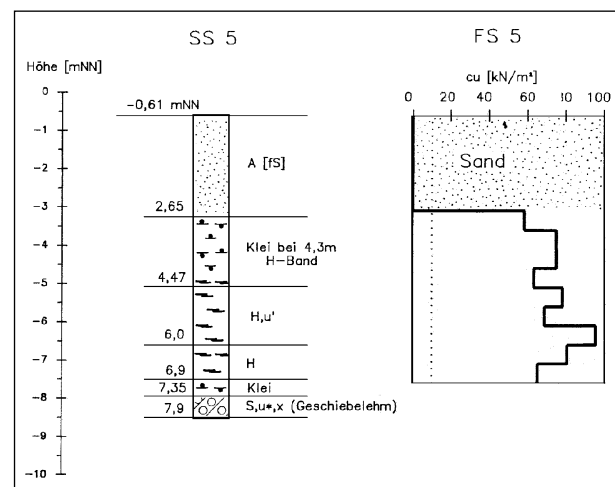


Bild 19: Beispielhafte Darstellung der Ergebnisse der Schlitz- und Flügelsondierungen (Messstelle SS/FS 5)

	Untersuchungsstellen									
	links der Achse		Achse						rechts d. Achse	
	DS 1	DS 2	SS 3	DS 3	SS 4	DS 4	SS 5	DS 5	DS 6	DS 7
Ansatzhöhe [mNN]	-0,61	-0,64	-0,67		-0,60		-0,61		-0,56	-0,60
Auffüllung (fS, ms) [m]	-	1,15	-	-	1,80	1,65	2,65		-	2,75
humoser Klei [m]	3,85	3,75	2,77	-	2,20	2,30	1,82	2,25	4,40	1,50
Torf z.T. kleiig [m]	2,95	2,45	4,23	-	3,50	3,30	2,88	2,30	2,75	3,20
Holozän insgesamt [m]	6,80	6,20	7,00	6,70	5,70	5,60	4,70	4,55	7,15	4,70
Holozänbasis [mNN]	-7,41	-7,99	-7,67	-7,37	-8,10	-7,85	-7,96	-7,81	-7,71	-8,05
Vorbelastungshöhe [m]	~ 3,5	~ 7,0	~ 4,5		~ 8,0		~ 8,8		~ 5,7	~ 7,6
Setzung [m]	~ 0,6	~ 1,3	~ 1,0		~ 2,0		~ 2,4		~ 1,4	~ 2,5

Tab. 5: Schichtdicken des Holozäns im Bereich der Versuchsstrecke im März 1995

durch die Achse und im Querschnitt bei Bau-km 11 + 376 angegeben ist.

Die verbliebene Mächtigkeit der holozänen Weichschichten weist im Bereich der Versuchsstrecke große Unterschiede auf. Diese Unterschiede sind vor allem durch den vorhandenen Straßendamm auf der Westseite und den Schlafdeich auf der Südseite der Versuchsstrecke bedingt, für deren Belastung der Untergrund schon vor Beginn der Baumaßnahmen konsolidiert war. Ein weiterer Grund für diese Unterschiede liegt in den unterschiedlichen Vorbelastungshöhen im Bereich der Versuchsstrecke. Sie sind zusammen mit den Setzungen ebenfalls in Tabelle 5 angegeben.

Die Holozänbasis liegt nach diesen Sondierergebnissen zwischen - 7,4 mNN und - 8,1 mNN. Das entspricht der Höhenlage, die schon bei den Voruntersuchungen festgestellt wurden. Die größte Mächtigkeit des Holozäns mit rd. 7,0 m befindet sich am südlichen und südwestlichen Teil der Versuchsstrecke (Untersuchungsstellen 1, 3 und 6). Darin enthalten sind die Kleiauffüllungen für den Schlafdeich, die für den EPS-Einbau teilweise abgetragen worden sind, wie es in Bild 4 dargestellt ist. Parallel zum vorhandenen Straßendamm nimmt die Dicke der holozänen Weichschichten auf 6,2 m bei Untersuchungsstelle 2 ab. In der Mitte der Versuchsstrecke (Untersuchungsstelle 4) am ehemaligen Böschungsfuß des Schlafdeichs beträgt die Dicke des Holozäns noch rd. 5,60 m. Am geringsten ist sie mit rd. 4,7 m am nördlichen und nordöstlichen Teil der Versuchsstrecke (Untersuchungsstellen 5 und 7) unmittelbar hinter dem Widerlager. In diesem Teil der Versuchsstrecke, in dem erstmals eine Vorbelastung stattgefunden hat, sind die Weichschichten mit rd. 2,5 m am stärksten zusammengedrückt worden. Am südlichen und westlichen Teil der Versuchsstrecke, an dem der Untergrund durch die vorhandene Auflast bereits seit vielen Jahrzehnten konsolidiert war, beträgt die weitere Zusammendrückung infolge der Vorbelas-

tungsschüttungen nur zwischen rd. 0,6 m und rd. 1,4 m. Hier dauern die Kriechverformungen schon seit Jahrzehnten an, während sie im erstmals konsolidierten Bereich hinter dem Widerlager erst mit dem Ende der Konsolidierung theoretisch angesetzt werden können. Die angestrebte Kompensation der unterschiedlichen Einwirkdauern der Kriechverformungen mit den unterschiedlichen Zusammendrückungen im Bereich der Versuchsstrecke – unter Berücksichtigung der Entlastung durch den EPS-Einbau – ist zahlenmäßig nicht zuverlässig bestimmbar.

Die Differenzierung der Dicken der Klei- und Torfschichten führte auf Grund ihrer örtlich wechselnden Lagerung und der Ungenauigkeit der Sondierverfahren zu stark streuenden Angaben. Eine genaue Aufteilung der Setzungsanteile der Klei- und Torfschichten an den Gesamtsetzungen war deshalb nicht möglich. In grober Näherung sind die Setzungen je zur Hälfte in den humosen Kleischichten und den kleiigen Torfschichten entstanden. Da die Schichten etwa gleich dick sind, bedeutet diese Feststellung, dass die mittleren Steifemoduln der Klei- und Torfschichten in gleicher Größenordnung liegen. Für die Verhältnisse an der Untersuchungsstelle 5 ergab sich der mittlere Steifemodul E_{sm} der holozänen Weichschichten zu etwa $0,5 \text{ MN/m}^2$. Dieser Wert entspricht dem Rechenwert des Steifemoduls von Torf für Auflastspannungen zwischen 80 kN/m^2 und 160 kN/m^2 .

Die im März 1995 durchgeführten Flügelsondierungen FS 1 bis FS 7 ergaben die in Tabelle 6 angegebenen mittleren Werte der undrained Kohäsion c_u . Die deutliche Abhängigkeit der Zunahme der undrained Kohäsion von der Höhe der Vorbelastung, wie es nach der 1. Schüttphase festgestellt wurde (vgl. Abschnitt 5.2.1), ist bei diesen Untersuchungen nicht vorhanden.

Die undrained Kohäsion hat infolge der Erhöhung der Vorbelastung in der 2. Schüttphase weiter zu-

		Untersuchungsstellen						
		links der Achse		Achse			rechts der Achse	
		1	2	3	4	5	6	7
humoser Klei	FS	69,0	81,8	78,3	70,5	70,2	67,0	67,7
c_u [kN/m ²]	DS	45,1	88,2	64,3	58,5	70,9	61,7	65,8
Torf z.T. kleiig	FS	55,6	85,1	62,4	42,2	82,0	63,4	73,5
c_u [kN/m ²]	DS	40,4	53,7	79,5	59,5	54,3	47,1	43,6
Vorbelastungshöhe	[m]	~ 3,5	~ 7,0	~ 4,5	~ 8,0	~ 8,8	~ 5,7	~ 7,6
Setzung	[m]	~ 0,6	~ 1,3	~ 1,0	~ 2,0	~ 2,4	~ 1,4	~ 2,5

Tab. 6: Undrained Kohäsion c_u und Setzung nach der Vorbelastung

genommen. Nach den Ergebnissen der Flügelsondierungen liegen die c_u -Werte des humosen Kleis zwischen 67 kN/m^2 und 82 kN/m^2 (Mittelwert 72 kN/m^2) und die des Torfs zwischen 42 kN/m^2 und 85 kN/m^2 (Mittelwert 65 kN/m^2). Bezogen auf die c_u -Werte vor der Vorbelastung (siehe Tabelle 4) bedeutet dies eine Verdoppelung der Anfangsscherfestigkeit der Kleischichten und fast eine Verdreifachung der Anfangsscherfestigkeit der Torfschichten.

Auch die Drucksondierungen DS 1 bis DS 7 wurden im Hinblick auf die undrained Kohäsion ausgewertet. Die ermittelten c_u -Werte sind ebenfalls in Tabelle 6 angegeben. Danach beträgt die undrained Kohäsion der Kleischichten zwischen 45 kN/m^2 und 88 kN/m^2 (Mittelwert 66 kN/m^2) und die der Torfschichten zwischen 40 kN/m^2 und 80 kN/m^2 (Mittelwert 54 kN/m^2). Auch bei diesen Werten ist keine Abhängigkeit von der Höhe der Vorbelastung erkennbar. Die aus den Drucksondierungen ermittelten c_u -Werte sind etwas kleiner, als sie bei den Flügelsondierungen gemessen wurden. Gegenüber den aus den Drucksondierungen DS 28 bis DS 30 ermittelten Werten (vgl. Bild 9) ergab sich etwa eine Verdoppelung der Anfangsscherfestigkeit der Klei- und Torfschichten.

5.2.3 Beurteilung der Baugrundverbesserung infolge Vorbelastung und Überschüttung

Zur Beurteilung der Baugrundverbesserung durch die Vorbelastung, die in zwei Schüttphasen aufgebracht wurde und insgesamt etwa 3,5 Jahre lang gelegen hat, können vor allem die Ergebnisse der Flügelsondierungen herangezogen werden. Für die Straße selbst ist entscheidend, welche Setzungen und Setzungsdifferenzen in Längs- und Querrichtung nach der Verkehrsfreigabe auftreten werden. Diese können anhand der Setzungsmessungen an der Vorbelastung prognostiziert werden.

Die Baugrundverhältnisse zwischen Schlafdeich und dem südlichen Widerlager der Brücke über das Larrelter Tief sind im Zustand vor den Baumaßnahmen durch die hinsichtlich Höhe und Einwirkdauer unterschiedliche „Vorkonsolidation“ im Schlafdeichbereich und im Bereich des vorhandenen Straßendamms geprägt. Nördlich der Brücke ergibt sich die unterschiedliche „Vorkonsolidation“ durch den vorhandenen Straßendamm. Diese Unterschiede sind insbesondere durch die Ergebnisse der Flügelsondierungen vom Dezember 1989 zahlenmäßig belegt. In den Bereichen der „Vorkonsoli-

dation“ sind größere Anfangsscherfestigkeiten als in den Bereichen mit erstmaliger Vorbelastung gemessen worden. Nach den Ergebnissen der Flügelsondierungen vom März 1995 sind nun die unterschiedlichen Konsolidationsverhältnisse im Bereich der Versuchsstrecke nicht mehr vorhanden. Daraus kann der Schluss gezogen werden, dass die unterschiedliche Tragfähigkeit des Baugrunds durch die Vorbelastung vergleichmäßig wurde.

Die Kriechsetzungen im Bereich der Versuchs- und Vergleichsstrecke sind langfristig mit 10 cm bis 11 cm anzusetzen, wenn keine Entlastung des Untergrunds vorgenommen wird, vgl. Abschnitt 5.1.3. Nennenswerte Setzungsdifferenzen im Straßenquerschnitt sind nicht zu erwarten. Durch den Abtrag von ca. 30% der Überschüttung auf beiden Seiten des Larrelter Tiefs werden die Kriechsetzungen dementsprechend auf 7 cm bis 8 cm reduziert. Die zusätzliche Entlastung durch den anschließenden EPS-Einbau auf der Südseite des Larrelter Tiefs wird diese Werte nochmals halbieren. Dies sind Verformungswerte, die im Zuge notwendiger Deckenerneuerungen ausgeglichen werden können, ohne dass erneut Setzungen ausgelöst werden.

6 Baustoff EPS-Hartschaum

6.1 Allgemeines

EPS ist ein thermoplastischer, geschlossenzelliger Schaumkunststoff mit sehr geringer Rohdichte, dessen mechanische Eigenschaften weitgehend von der Schaumstoffrohichte beeinflusst werden. Neben der Rohdichte ist die Kenntnis der Druckfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und des Dauerbelastungsverhaltens von EPS-Hartschaum von besonderem Interesse. Zusätzlich zu diesen mechanischen Eigenschaften beeinflussen Schwindverhalten, Brandverhalten, chemisches und biologisches Verhalten, thermische Längenänderung und Wasseraufnahme den Einsatz als Dammbaustoff.

Über die meisten dieser Eigenschaften liegen bereits umfangreiche Untersuchungen vor [9, 10, 11, 12, 13, 14]. Im Zusammenhang mit dem erstmaligen Einsatz von EPS-Hartschaum in Deutschland und mit der Erarbeitung des Merkblattes [2] wurden von der BASF Aktiengesellschaft, Ludwigshafen, ergänzende Untersuchungen zum Verhalten unter Schwellbelastung durchgeführt.

6.2 Untersuchungen zum Formänderungsverhalten

6.2.1 Kriechverhalten unter statischer Belastung

EPS-Hartschaum ist ein Werkstoff mit viskoelastischem Stoffverhalten, d. h., Formänderungen unter konstanter Belastung sind eine Funktion der Zeit. Dieses Kriechverhalten ist baupraktisch aber nur von Bedeutung, wenn die Belastung eine bestimmte Größe überschreitet. Diese Größe ist von der Rohdichte des EPS-Hartschaums abhängig. In Bild 20 sind die Druckspannungsstauchungskurven von EPS-Hartschaum unterschiedlicher Rohdichten dargestellt.

Bei den dargestellten Kurven handelt es sich um Mittelwerte. Bis zu einer Stauchung von gut 1,5 % besteht ein linearer Zusammenhang zwischen Spannung und Verformung. In der Versuchsstrecke wurde EPS-Hartschaum mit einer Rohdichte von 20 kg/m³ eingesetzt. Der Elastizitätsmodul dieses Materials beträgt im linearen Bereich etwa 5 MN/m². Bei größeren Spannungen nimmt die Stauchung überproportional zu. Für die Qualitätskontrolle wird die Druckspannung bei 10 % Stauchung bestimmt. Dieser Wert liegt im Bereich einer irreversiblen Stauchung.

Zur Beschreibung des Verformungsverhaltens von EPS-Hartschaum unter Dauerbelastung sind im

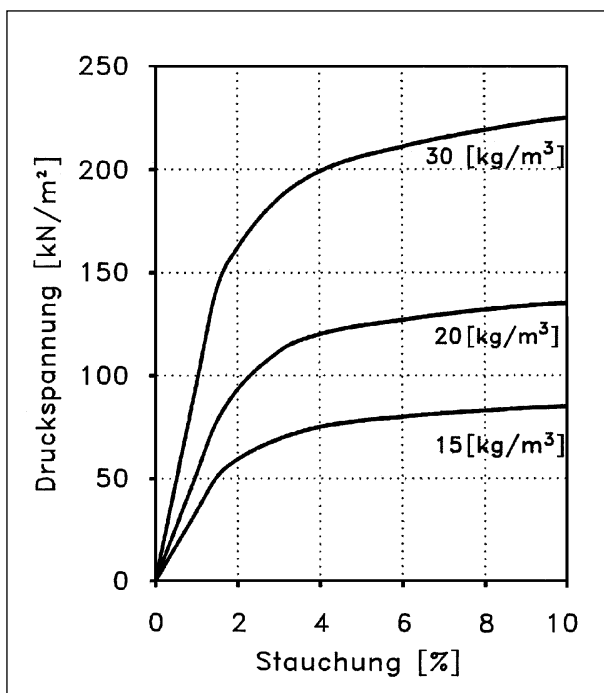


Bild 20: Druckspannungsstauchungskurven von EPS-Hartschaum unterschiedlicher Rohdichten

Merkblatt [2] die Druckbelastungs-Anfangsstauchung und die Druckbelastungs-Gesamtstauchung für EPS-Rohdichten von 15, 20 und 30 kg/m³ in zwei Diagrammen angegeben. Diese sind für EPS-Hartschaum mit 20 kg/m³ Rohdichte (PS 20) in Bild 21 zusammengefasst.

Das Kriechmaß ergibt sich aus der Differenz zwischen Gesamt- und Anfangsstauchung. Die ständige Belastung aus der durchschnittlich 1,4 m dicken Überdeckung der EPS-Schicht einschließlich des Oberbaues (siehe Abschnitt 7) beträgt bei der Versuchsstrecke in Emden etwa 27,1 kN/m². Unter dieser Dauerbelastung kann im Bild 21 die Gesamtstauchung mit 0,92 % und die Anfangsstauchung mit 0,54 % abgelesen werden. Das Kriechmaß ε_k beträgt somit

$$\varepsilon_k = 0,92 - 0,54 \text{ [\%]} = 0,38 \text{ [\%]}.$$

Der eingebaute 2,5 m dicke EPS-Körper wird sich im Laufe von etwa 50 Jahren also um $2,5 \cdot 0,0038 = 0,95$ cm zusammendrücken. Dieses Maß ist für den Straßenbau bedeutungslos, weil es im Zuge der notwendigen Deckenerneuerungen ausgeglichen werden kann.

Das viskoelastische Verhalten von EPS-Hartschaum bewirkt eine Zunahme der Verformungen

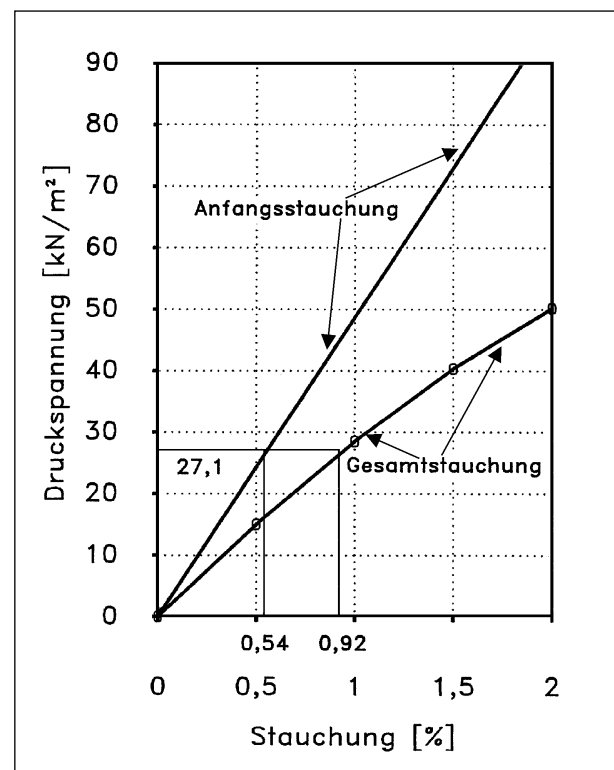


Bild 21: Gesamt- und Anfangsstauchung von EPS-Hartschaum PS 20 in Abhängigkeit von der Druckspannung

unter Dauerlast. Diese Kriechverformungen sind umso größer, je größer die Dauerlast ist. Für die Belange des Straßenbaus wird das Kriechen von EPS-Hartschaum in einem Zeitraum von 50 Jahren als Beurteilungsmaßstab herangezogen. Dauerbelastungsversuche über einen so langen Zeitraum erfordern einen hohen zeitlichen und finanziellen Aufwand. Deshalb versucht man, das Kriechverhalten für praktische Anwendung anhand von Kurzzeitversuchen in Verbindung mit geeigneten Berechnungsverfahren zahlenmäßig zu erfassen. Die 30-jährigen Erfahrungen der BASF aus Dauerbelastungsversuchen an thermoplastischen Werkstoffen zeigen, dass die „FINDLEY-Gleichung“ das Kriechverhalten in geeigneter Weise beschreibt. Sie lautet:

$$\varepsilon(\sigma, t) = \varepsilon_0(\sigma) + m(\sigma) \cdot t^{n(\sigma)} \quad (3)$$

mit

$\varepsilon(\sigma, t)$: Gesamtstauchung zur Zeit t ,

$\varepsilon_0(\sigma)$: Anfangsstauchung bei Lastaufbringung ($t = 0$),

$m(\sigma)$, $n(\sigma)$: aus der Kriechkurve ermittelte Regressionskoeffizienten.

Alle o. g. Werte sind von der Größe der Druckspannung abhängig.

Im CEN, TC 88 wird z. Zt. die Norm EN 1606 [15] erarbeitet, die sich mit der Bestimmung des Kriechverhaltens von Wärmedämmstoffen befasst. Sie legt die beschriebene Vorgehensweise zur Bestimmung des Kriechverhaltens fest. Die Extrapolation ist bis zum 30fachen der Prüfzeit erlaubt. Damit kann nach einer Prüfzeit von 1,7 Jahren das Kriechen für einen Zeitraum von 50 Jahren vorausgesagt werden. Durch analytische Auswertung der Versuche können damit die Stauchungen für beliebige Auflastspannungen σ in Abhängigkeit von der Belastungsdauer berechnet werden. Diese Berechnungen gelten nur für den linearen Teil der Druckspannungsstauchungskurven. Eine Extrapolation der Spannungen sollte nicht vorgenommen werden.

In Bild 22 ist die zeitliche Entwicklung der Stauchungen für verschiedene EPS-Rohdichten und Auflastspannungen dargestellt. Diese Darstellung erlaubt bei einer bestimmten Belastung die Festlegung der Mindestrohddichte des EPS-Hartschaums bei vorgegebener Stauchung.

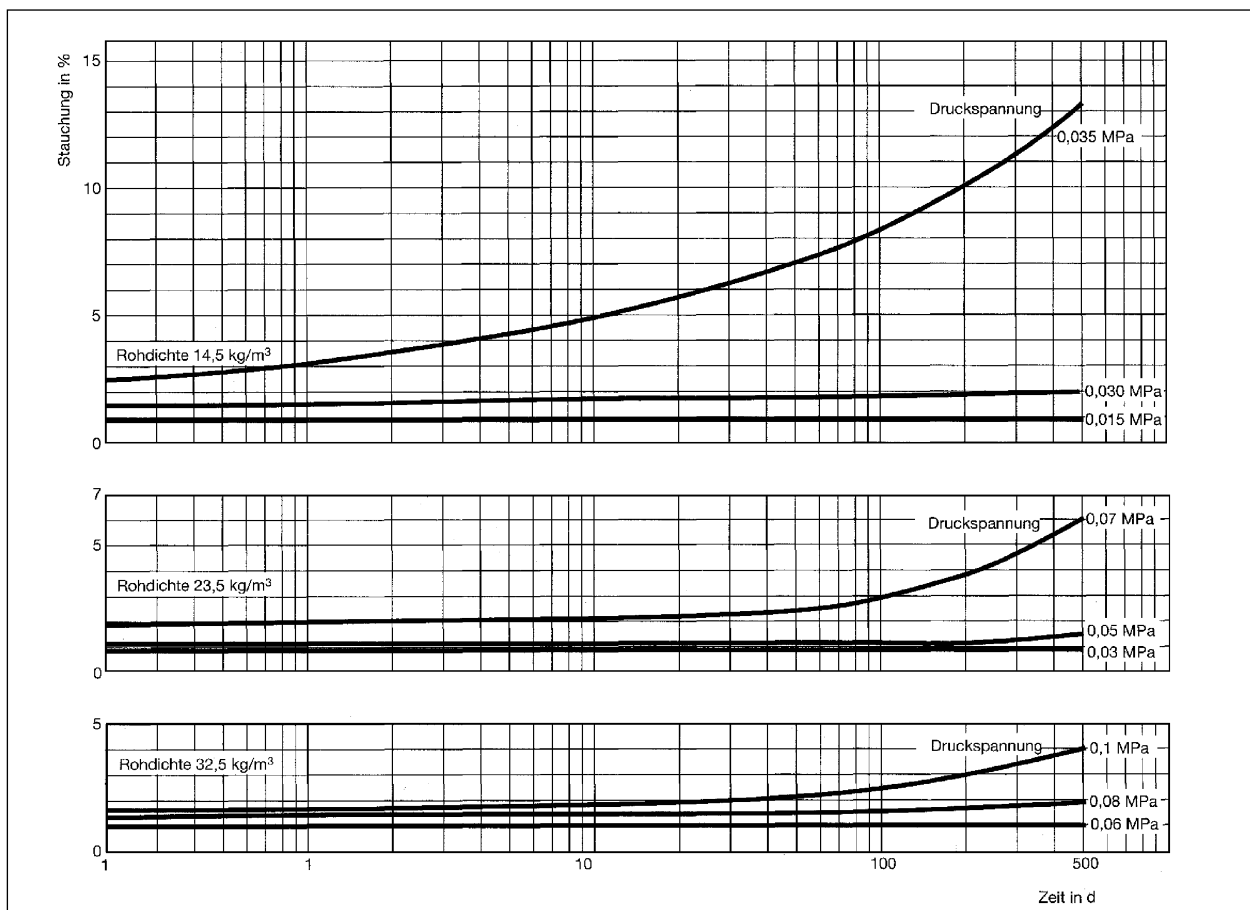


Bild 22: Zeitabhängigkeit der Stauchungen für verschiedene EPS-Rohdichten und Auflastspannungen

Die im Merkblatt [2] und in Bild 21 angegebenen Gesamtstauchungen basieren auf den hier beschriebenen Versuchen und Auswertungen.

6.2.2 Kriechverhalten unter dynamischer Belastung

Bei EPS-Anwendungen im Straßenbau ist neben dem Verformungsverhalten unter statischer Belastung auch das Verhalten unter dynamischer Druckschwellbelastung zu untersuchen. Entsprechende Versuche an EPS-Hartschaum PS 20 sind von DUSKOV [16] mit dem Ziel durchgeführt worden, den Elastizitätsmodul und die Poissonzahl zu bestimmen. Dabei wurde festgestellt, dass die elastischen und plastischen Verformungen mit der Anzahl der Schwellbelastungen zunehmen, wie es in Bild 23 dargestellt ist.

Auf Grund der vorgegebenen Zielsetzung dieser Versuche sind mit $\sigma_s = 15 \text{ kN/m}^2$ bis 35 kN/m^2 als statischer Belastung und mit $\sigma_c = 30 \text{ kN/m}^2$ bis 35 kN/m^2 als Schwellbelastung sehr große Belastungen benutzt worden. Sie treten in dieser Größe unter realen Verkehrsbeanspruchungen nicht auf.

Auf Anregung der BASt und des Arbeitskreises 5.12.1 „Leichtbaustoffe“ der FGSV sind von der

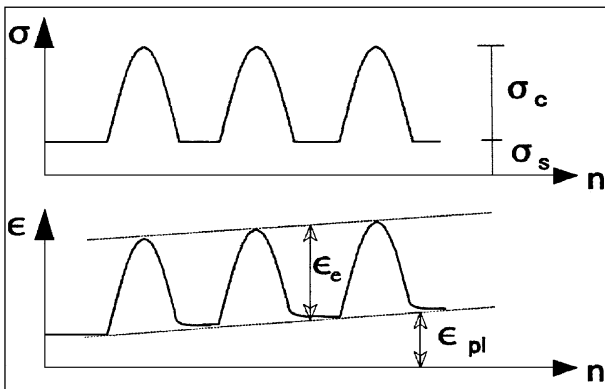


Bild 23: Entwicklung der plastischen Verformungen im dreiaxialen Schwellbelastungsversuch (aus [16])

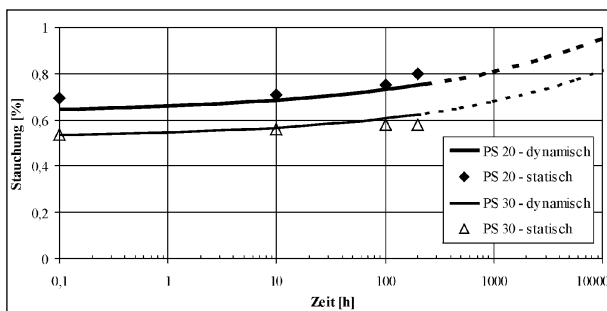


Bild 24: Stauchungskurven für EPS-Hartschaum PS 20 und PS 30 bei Schwellbelastung

BASF, Ludwigshafen, entsprechend modifizierte Schwellbelastungsversuche an EPS-Hartschaum PS 20 und PS 30 durchgeführt worden, um das Kriechverhalten unter realen Verkehrsbelastungen zu bestimmen. Der Ergebnisbericht der BASF datiert vom 19.4.1995 [F]. Unter Berücksichtigung der versuchstechnischen Möglichkeiten und zum Vergleich mit den Ergebnissen aus statischen Dauerbelastungsversuchen wurden die Versuche mit einer Oberspannung von 40 kN/m^2 (PS 30) und 30 kN/m^2 (PS 20) gefahren. Die Grundspannung σ_s betrug einheitlich 12 kN/m^2 . Das entspricht etwa der Belastung der mindestens erforderlichen Dicke der EPS-Überbauung von 60 cm . Der Schwelllastanteil σ_c von 18 kN/m^2 bzw. 28 kN/m^2 stellt die obere Grenze der möglichen Beanspruchung infolge Verkehr an der EPS-Oberfläche bei einer 60 cm dicken Überbauung dar.

Die Abmessungen der Probekörper betragen $300 \times 300 \times 100 \text{ mm}$. Die dynamischen Belastungsversuche wurden mit einer Frequenz von 5 Hz und bis zu $4,3$ Millionen Lastwechseln durchgeführt. Die dabei für EPS-Hartschaum PS 20 und PS 30 ermittelten Stauchungskurven sind in Abhängigkeit von der Zeit, die die Anzahl der Lastwechsel widerspiegelt, in Bild 24 dargestellt. Zum Vergleich sind die Gesamtstauchungen unter statischer Belastung nach 200 Stunden, wie sie aus Bild 22 abgelesen werden können, in Bild 24 mit angegeben.

Die Versuche haben gezeigt, dass unter dynamischer Belastung, wie sie durch Verkehr verursacht wird, die gleichen Stauchungen auftreten, wie sie durch eine gleich große statische Belastung hervorgerufen werden. Dieses Ergebnis bedeutet, dass zur Bestimmung des Kriechmaßes von EPS-Hartschaum unter dynamischer Belastung im linearen Bereich die Zeitstauchungskurven aus den statischen Belastungsversuchen benutzt werden können.

6.2.3 Schwindverhalten

Neben dem viskoelastischen Formänderungsverhalten unter Belastung unterliegt EPS-Hartschaum auch einem lastunabhängigen Schwinden. Es wird durch das Ausdiffundieren von Pentan – ein in der Natur vorkommender und entstehender Kohlenwasserstoff – bewirkt. Pentan wird im Herstellungsprozess als Treibmittel zum Aufblähen des Polystyrol-Granulats benötigt.

Die Größe des Schwindens ist vor allem vom Treibmittelgehalt des aufgeblähten Polystyrol-Granulats

abhängig. Die technische Entwicklung geht hin zu geringeren Treibmittelmengen beim Herstellungsprozess, so dass die im Nachfolgenden genannten Schwindmaße zukünftig kleiner werden.

Das Schwindmaß ist abhängig von

- den Lagerungsbedingungen der aufgeblähten Partikel (Zwischenprodukt) und
- der Lagerungszeit und den Lagerungsbedingungen zwischen Blockherstellung und Zugschnitt sowie der zugeschnittenen Blöcke.

Bei den Lagerungsbedingungen spielen die Luftbewegung und die Umgebungstemperatur eine wesentliche Rolle.

Der zeitabhängige Schwindvorgang kann in drei Phasen unterteilt werden [17]:

Phase 1: Schwindphase in den ersten 24 Stunden nach der Blockherstellung, bei der in der produktionsbedingten Lagerungs- und Abkühlphase ein Großteil des Treibmittels bereits ausdiffundiert.

Phase 2: Nachschwindphase, nachdem die Blöcke in Form geschnitten – „besäimt“ – worden sind, während der Zwischenlagerung beim Hersteller (i. A. 14 Tage) oder ggf. auf der Baustelle.

Phase 3: Restnachschildphase nach dem Einbau der Blöcke in das Bauwerk.

Die Größe des Restnachschildens [mm/m] von EPS-Hartschaumplatten nach [G] ist in Bild 25 dargestellt.

Die Hälfte der durch Schwinden verursachten Verkürzung des EPS-Materials findet in den ersten 14 Tagen nach der Herstellung statt. Der Endwert wird nach etwa 150 Tagen erreicht und beträgt je nach EPS-Rohdichte und den Lagerungsbedingungen zwischen 0,36 % und 0,48 %. Für die Gebrauchs-

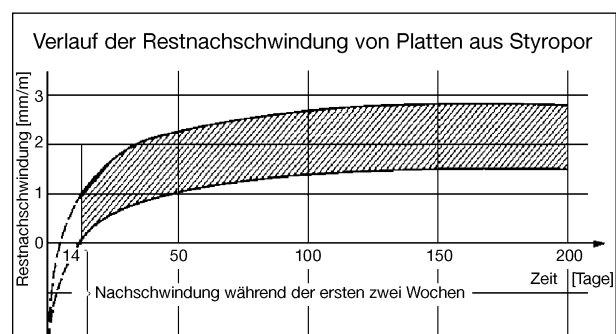


Bild 25: Restnachschildung von EPS-Hartschaumplatten PS 20 in Abhängigkeit von der Lagerungszeit

fähigkeit ist aber nur das Restnachschilden nach der Zwischenlagerung von Bedeutung. Die Größe kann durch die Dauer der Zwischenlagerung beeinflusst werden und beträgt nach 14-tägiger Lagerung weniger als 0,2 % (siehe Bild 25).

Das zulässige Maß des Restnachschildens hängt von der tolerierbaren Stoßfugenbreite zwischen den einzelnen Blöcken und den tolerierbaren Oberflächensetzungen ab. Bei einer Blocklänge von 4,0 m beträgt das Restnachschildmaß maximal $0,002 \cdot 400 = 0,8$ cm.

Die genannten Zahlenwerte (Bild 25) basieren auf Untersuchungen an EPS-Hartschaumplatten, die nur wenige Zentimeter dick sind. Bei den EPS-Blöcken ist es wegen der etwa 10fachen Dicke fraglich, ob und in welchem Zeitraum die Diffusion des Pentans überhaupt vom Blockinnersten zur Außenseite stattfinden kann, zumal die Blöcke im Dammbau mit Boden überschüttet werden.

Untersuchungen zu dieser Fragestellung sind bisher nicht durchgeführt worden. Wenn die Diffusion infolge der Blockgeometrie und der Bodenüberdeckung behindert ist, kann auch kein Schwinden stattfinden. Die genannten Schwindmaße können somit als obere mögliche Grenze angesehen werden.

6.2.4 Temperaturabhängige Verformungen

Bedingt durch die geringe Wärmeleitfähigkeit von EPS-Hartschaum dringen Temperaturänderungen nur sehr langsam in die Blöcke ein. Längenänderungen der EPS-Blöcke sind also nur bei lang anhaltenden Temperaturänderungen zu erwarten.

Der thermische Längenänderungskoeffizient α_t von EPS beträgt $5 \cdot 10^{-5}$ bis $7 \cdot 10^{-5}$ [1/K]. Das entspricht 0,05 mm bis 0,07 mm je Meter Länge und Grad Kelvin Temperaturänderung. Bei einer Temperaturänderung um 17 K tritt also eine reversible Längenänderung von $1 \text{ mm/m} = 0,1 \%$ ein.

Die bei behinderter Ausdehnung infolge Temperaturanstieg auftretenden Spannungen sind im Dammbau vernachlässigbar klein, da auf den vom Boden umgebenen EPS-Körpern nur geringe Temperaturänderungen einwirken.

6.3 Sonstige Eigenschaften

6.3.1 Wasseraufnahme

Langjährige Erfahrungen haben gezeigt, dass sich der Wassergehalt von EPS bei ständiger Unterwas-

serlagerung bei etwa 10-Vol.-% einpendelt. Für Setzungsermittlungen und Standsicherheitsuntersuchungen soll deshalb unter Berücksichtigung der Wasseraufnahme mit einer Wichte von 1 kN/m^2 gerechnet werden [2]. Beim Nachweis der Auftriebssicherheit darf die Wichte nur mit dem der Rohdichte entsprechenden Wert angesetzt werden.

Wassergehaltsbestimmungen an EPS-Blöcken, die rd. 30 Jahre in einem Damm eingebaut waren (Norwegen), haben Wassergehalte von maximal 3-Vol.-% ergeben. Der o. g. Ansatz liegt somit für Anwendungen im Erdbau sehr auf der „sicheren Seite“. Eine Wichte von $0,5 \text{ kN/m}^2$ für PS 20 würde die realen Verhältnisse eher wiedergeben.

Die mechanischen Eigenschaften von EPS-Hartschaumstoff werden durch die Wasseraufnahme nicht beeinflusst.

6.3.2 Chemisches Verhalten

EPS-Hartschaum ist beständig gegenüber Alkalien, Seifen, verdünnten Säuren und Salzen. Organische Lösemittel, wie sie z. B. in Kraftstoffen enthalten sind, greifen EPS an und führen bei längerer Einwirkung zu einem Schrumpfen oder Anlösen des Schaumstoffs.

Der Schutz des EPS gegen solche äußeren Einflüsse ist durch einen entsprechenden Aufbau oberhalb der EPS-Blöcke zu gewährleisten. Im Bereich der Böschungen kann dazu eine Abdeckung mit Dichtungsmaterialien erforderlich werden, um geringe Mengen auslaufenden Kraftstoffes vom EPS fernzuhalten. Bei größeren Mengen auslaufenden Kraftstoffes, wie z. B. bei einem Tankwagenunfall, muss schon aus Gründen des Umweltschutzes ein Bodenaustausch vorgenommen werden, so dass Schutzmaßnahmen für das EPS unzweckmäßig sind.

6.3.3 Biologisches Verhalten

EPS ist nicht grundwassergefährdend, hat in situ keine umweltschädigenden Auswirkungen und ist wiederverwend- und wiederverwertbar. Es fault nicht, schimmelt nicht und verrottet nicht und wird von Bodenbakterien nicht angegriffen. Im Vergleich zu konventionellen Dammbaustoffen bevorzugen Tiere den Aufenthalt in EPS gemäß den langjährigen Erfahrungen im Ausland nicht. Die Dicke der Überdeckung der Böschungen muss auf die vorgesehene Bepflanzung und ihre Ausbildung des Wurzelwerkes abgestimmt werden.

6.3.4 Brandverhalten

EPS wird mit und ohne Brandschutzausrüstung geliefert. Mit Brandschutzausrüstung wird es nach DIN 4102 Teil 1 als B1 „schwer entflammbar“ und ohne Brandschutzausrüstung als B3 „leicht entflammbar“ klassifiziert. Grundsätzlich sollten Rauchen und offenes Feuer beim Arbeiten mit EPS verboten werden, bis es vollflächig abgedeckt ist.

6.4 Wiederverwertung

Schaumstoffe aus expandiertem Polystyrol lassen sich nach ihrer ursprünglichen Verwendung vielfältig weiter- und wiederverwenden. Vor einer Depositionierung oder Verbrennung bieten sich als Recycling z. B. die Wiederverwertung bei der Schaumstoffherstellung, der Einsatz zur Bodenauflockerung in der Landwirtschaft oder das Aufschmelzen und Granulieren zum kompakten Polystyrol für Spritzgussprodukte an.

7 EPS-Einbau und Fertigstellung des Dammes

Der zeitliche Ablauf der Maßnahmen im Zusammenhang mit dem EPS-Einbau und der Fertigstellung der Straße bis zur Verkehrsfreigabe am 14. September 1995 ist in Bild 26 zusammengestellt.

Die verwendeten EPS-Blöcke unterlagen einer Fremdüberwachung in Anlehnung an [2]. Die Rohdichte der EPS-Blöcke wurde zu $20,2 \text{ kg/m}^3$ ermittelt. Die erforderliche Druckfestigkeit von mindestens 110 bis 160 kPa und Biegezugfestigkeit von mindestens 220 kPa wurden von allen untersuchten Proben erreicht. Die maximal zulässige Wasseraufnahme von 7-Vol.-% nach 7 Tagen wurde mit 1,7-Vol.-% deutlich unterschritten (Unterlage [J]).

Die Auflagerebene der EPS-Blöcke wurde bei $-0,6 \text{ mNN}$ gewählt, um eine maximale Entlastung des Untergrundes zu erreichen. Diese Höhe entspricht etwa der Höhe des ursprünglichen Geländes. Damit kapillar angesaugtes Grundwasser und Niederschläge abfließen können, wurde um das EPS-Auflager eine Ringdrainage verlegt. Mit dieser Maßnahme wurde sichergestellt, dass die Auflagerebene während des EPS-Einbaus trocken ist. Nach dem Einbau der Ringdrainage wurde die Auflagerebene verdichtet und auf $\pm 1 \text{ cm}$ auf 4 m geglättet.

Anschließend begann der EPS-Einbau. Die Blöcke von 4 m Länge, 1 m Breite und 0,5 m Höhe wurden per Lkw auf der vorhandenen Stadtstraße direkt zur Einbaustelle gebracht, abgeladen und verlegt. Sie wogen etwa 40 kg und waren mit zwei Personen leicht zu handhaben. In der ersten Lage wurde auf der Seite der vorhandenen Stadtstraße begonnen, damit das Auflager so wenig wie möglich betreten werden musste (Bild 27).

Die einzelnen Reihen einer Lage wurden um jeweils 2 m versetzt. Dafür wurden halbe Blöcke geliefert. Der EPS-Körper besteht aus insgesamt 5 Lagen, d. h., er ist 2,5 m hoch. Am Übergang zum Schlafdeich wurden die Lagen um jeweils 3 m zum Widerlager verkürzt, damit ein allmählicher Übergang vom EPS-Körper zum herkömmlichen Straßendamm entstand (siehe Bild 4). In Querrichtung wurden die Blöcke um jeweils eine halbe Blockbreite auf beiden Seiten eingerückt. Die Breite der 1. EPS-Lage beträgt 13 m, die oberste, 5. Lage ist also 9 m breit (siehe Bild 5). Diese Anordnung der Blöcke gewährleistet, dass in Längs- und Querrichtung keine durchgehenden Fugen vorhanden sind.

Am Widerlager wurden die Blöcke mit einem Draht zugeschnitten. Ein elektrischer Fuchsschwanz erwies sich als unbrauchbar, weil das Sägeblatt ver-

klebte. Damit in den Spalt zwischen Widerlager und EPS kein Boden einrieseln kann und um Bodenentzug aus der Sandüberdeckung zu verhindern, wurde er nach Einbau der 3. und 5. Lage mit fließfähigem Beton geringer Festigkeit verfüllt.

Beim Einbau der 2., 3. und 4. Lage schneite es mehrfach kräftig. Der Aufwand für das Abräumen des Schnees war beträchtlich, da nicht nur die EPS-Fläche, sondern auch der Raum für die seitliche Verfüllung und der Verfüllboden schneefrei gemacht werden mussten. Trotzdem war es der ausführenden Baufirma gelungen, innerhalb von 2



Bild 27: Einbau der 1. EPS-Lage südlich der Brücke über das Larreiter Tief

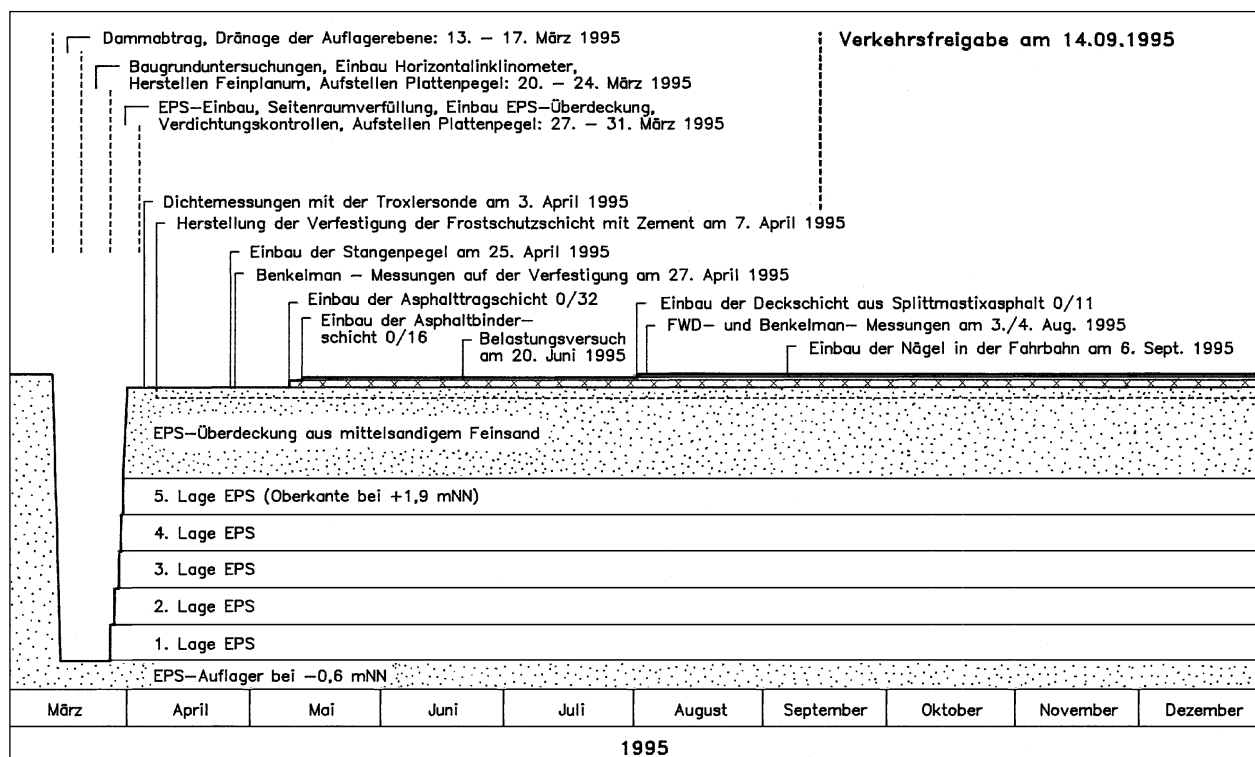


Bild 26: Zeitlicher Ablauf des EPS-Einbaues und des Straßenbaues

Tagen die 2. bis 4. Lage einzubauen. Die einzelnen EPS-Lagen wurden sofort nach dem Verlegen seitlich angefüllt und der Boden verdichtet. Dieses Vorgehen stellte sicher, dass die EPS-Blöcke auch bei starkem Wind nicht aufflogen. Das Tagewerk wurde so zuverlässig gesichert. Zwischen den EPS-Lagen wurden zweiseitige Krallendübel verlegt, um die Blöcke beim Einbau in ihrer Lage zu sichern. Insbesondere bei der untersten Lage war es notwendig, das Verfüllen und Verdichten auf beiden Seiten gleichzeitig durchzuführen, da sich sonst die ganze Lage verschieben konnte.

Trotz widriger Witterungsverhältnisse mit Regen, Schneefällen und böigem Wind wurden die fünf EPS-Lagen mit einem Gesamtvolumen von etwa 1.000 m³ – das entspricht 500 Blöcken – innerhalb von 4 Tagen verlegt und seitlich eingeschüttet. Der anschließend in der EPS-Überdeckung eingebaute mittelsandige Feinsand kann unter der wasserundurchlässigen Straßendecke im Laufe der Zeit austrocknen. Er rieselt dann in die Fugen der obersten EPS-Lage ein und kann so eine Auflockerung der EPS-Überdeckung bewirken. Um diesen Vorgang

auszuschließen, wurde die oberste EPS-Lage mit einem Vlies abgedeckt.

Die Dicke der EPS-Überdeckung einschließlich Oberbau beträgt in der Achse der neuen Richtungsfahrbahn 1,4 m. Diese Überdeckungshöhe entspricht der Bauweise B des Merkblattes [2] mit einer Planumshöhe von 0,6 m über dem EPS (Dicke des frostsicheren Oberbaues 0,8 m). Bei dieser Planumshöhe wurde auf eine lastverteilende Betonplatte auf dem EPS verzichtet. Der Oberbau für Bauklasse III wurde gemäß RStO 86/89, Tafel 1, Zeile 2 hergestellt mit:

- 4 cm Deckschicht aus Splittmastixasphalt 0/11 mm,
- 44 cm Asphaltbinderschicht 0/16 mm,
- 410 cm Asphalttragschicht 0/32 mm und
- 415 cm Verfestigung der Frostschutzschicht mit Zement.

Somit betrug die Dicke der EPS-Überdeckung mit dem mittelsandigen Feinsand bis zur Oberfläche der Verfestigung etwa 1,2 m. Die Überdeckung wurde

Lage	Schichtdicke über EPS [m]	dyn. Verformungsmodul E _{vd}		Trockendichte ρ _d [t/m ³]	Verdichtungsgrad D _{pr} [%]	Verdichtungsgerät
		Mittelwert [MN/m ²]	Standardabw. [MN/m ²]			
▽ 3,15 m NN	1,25	33,9	5,8	1,679 1,724 1,722	99,5 102,1 102,0	dyn. Walze (mittelschwer)
	0,9	29,3	6,9			stat. Walze (mittelschwer)
	0,4	30,4	—	1,704 1,669 1,682	100,9 98,9 99,6	Rüttelplatte
Lage ▽ 1,9 m NN	0,5	27,9	8,8			Rüttelplatte
Lage ▽ 1,4 m NN	0,5	29,1	4,5	1,692	100,2	Rüttelplatte
Lage ▽ 0,9 m NN	0,25	17,4	—	1,684	99,8	Rüttelplatte
Lage ▽ 0,4 m NN	0,5	28,6	7,8			Rüttelplatte
Lage ▽ -0,1 m NN	0,5	26,9	3,6	1,628 1,685	96,4 99,8	Rüttelplatte
Lage ▽ -0,6 m NN	0,25	19,1	8,9			
Lage ▽ -0,6 m NN	0,5	31,4	9,0	1,656 1,647	98,1 97,6	Stampfer
Lage ▽ -0,6 m NN	0,25	23,3	8,3			Stampfer
EPS-Auflager						Rüttelplatte

Bild 28: Zusammenstellung der Ergebnisse der Verdichtungskontrolle

lagenweise mit einem Bagger aufgebracht. Die 1. Lage von 0,5 m Dicke wurde mit Plattenrüttlern verdichtet. Bei den folgenden Lagen wurde auch ein Walzenzug mit Vibrationsverdichtung eingesetzt.

Zur Verdichtungskontrolle der seitlichen Böschungen und der EPS-Überdeckung wurden Dichtemessungen (Zylinderentnahmen) und dynamische Plattendruckversuche durchgeführt.

Die Ergebnisse sind in Bild 28 schematisch zusammengefasst. An den seitlichen Böschungen ergaben sich bei Schichtdicken von 25 cm über dem EPS-Hartschaum dynamische Verformungsmodul zwischen 17,4 MN/m² und 23,3 MN/m² (Mittelwerte). Bei dieser Schichtdicke hat die geringe Steifigkeit des EPS-Hartschaumstoffs Einfluss auf die dynamischen Verformungsmodul gehabt. Bei Schichtdicken von 50 cm (lose geschüttet) über EPS lagen die Mittelwerte der dynamischen Verformungsmodul zwischen 26,9 MN/m² und 31,4 MN/m². Die Verdichtungsgrade betragen im Mittel 98,7 % der Proctordichte und sind als anforderungsgemäß zu beurteilen (Qualitätszahl Q > 0,88).

Die Verdichtungskontrollen der einzelnen Lagen der EPS-Überdeckung ergaben mittlere dynamische Verformungsmodul zwischen 29,3 MN/m² und 33,9 MN/m². Die Verdichtungsgrade schwanken zwischen 99 % und 102 % der einfachen Proctordichte.

Ergänzend wurden an sechs Untersuchungsstellen Plattendruckversuche nach DIN 18134 sowie Dichtebestimmungen mit der Troxler-sonde in 10, 20

und 30 cm Tiefe unter dem Planum durchgeführt. Die Ergebnisse sind im Bild 29 dargestellt. Die ebenfalls aufgelisteten Verdichtungsgrade betragen im Mittel 100,6 % der Proctordichte. Auch diese Ergebnisse sind als anforderungsgemäß zu beurteilen.

Aus Vergleichsuntersuchungen wurde als Arbeitsanweisungen für die Verdichtung mit einem Plattenrüttler (Dyapac, Typ LG 450) abgeleitet, dass die seitlichen Böschungen in Lagen von 25 cm einzubauen und zu verdichten sind. Sofern der dynamische Plattendruckversuch zur Kontrolle der Verdichtung der Lagen über dem EPS verwendet wird, muss die Schichtdicke über dem EPS etwa 50 cm betragen. Bei einer ausreichenden Verdichtung des mittelsandigen Feinsandes muss der dynamische Verformungsmodul dann etwa 30 MN/m² betragen.

8 Untersuchungen nach dem EPS-Einbau sowie nach der Verkehrsfreigabe

8.1 Zeit-Setzungsverhalten der Befestigung

8.1.1 Messungen

Im EPS-Bereich wurden die Verformungen der Auflagerebene, an der EPS-Oberfläche und an der Fahrbahnoberfläche in den drei Messquerschnitten MQ 1N bis MQ 3N (siehe Bilder 30 und 31) gemes-

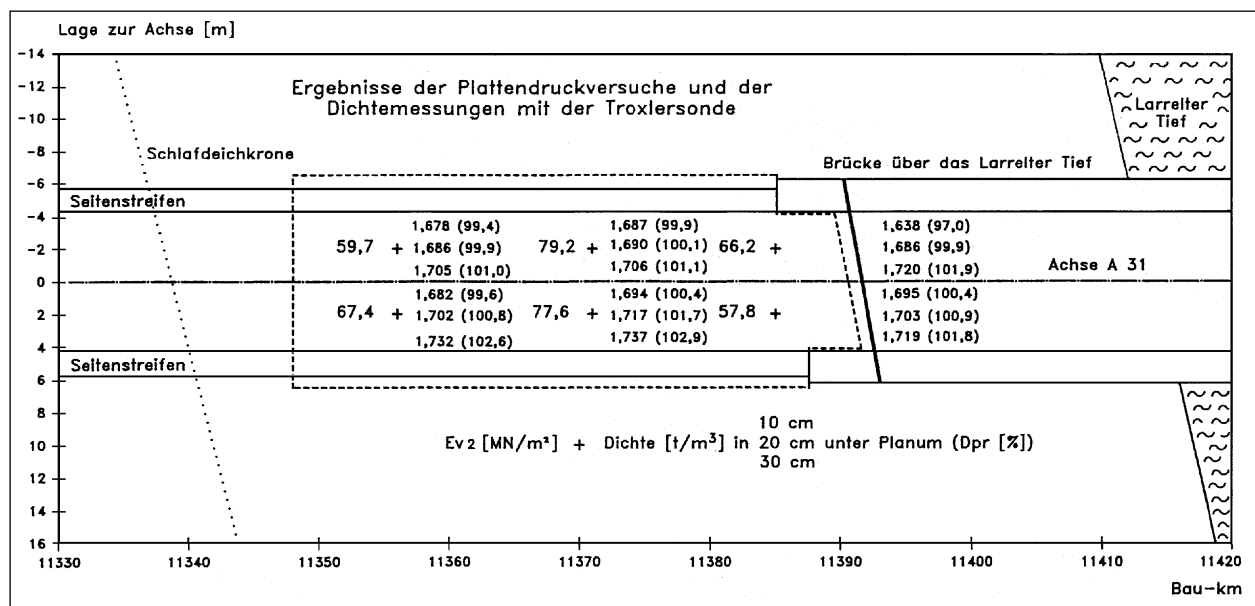


Bild 29: Ergebnisse der Plattendruckversuche auf dem Planum (H = 3,15 mNN) und der Dichtebestimmungen in 10, 20 und 30 cm unterhalb des Planums

sen. An der Vergleichsstrecke auf der gegenüberliegenden Brückenseite wurden nur die Verformungen an der Fahrbahnoberfläche erfasst. Die Verformungsmessungen in der Auflagerebene wurden durch Plattenpegel neben dem EPS-Körper und durch spezielle Stangenpegel, die nach Fertigstellung der Zementverfestigung durch den EPS-Körper gedrückt wurden, vorgenommen. Auf der EPS-Oberfläche wurden Plattenpegel aufgestellt, und in die Fahrbahnoberfläche wurden Messnägeln eingeschlagen. Die Messnägeln konnten – bedingt durch den Bauablauf – erst fünf Monate nach dem EPS-Einbau installiert werden.

8.1.2 Darstellung und Beurteilung der Messergebnisse

Durch die Anordnung der Messeinrichtungen in den drei Messebenen war es möglich, die Verformungen des Baugrundes, des EPS-Körpers und der EPS-Überdeckung zu differenzieren. Der zeitliche Verformungsverlauf in den drei Messebenen ist in Bild 32 dargestellt. Die Verformungen an der EPS-Oberfläche haben unmittelbar nach Einbau der EPS-Überdeckung ihren größten Zuwachs. Bereits eine Woche nach dieser Lastaufbringung nimmt die Verformungsgeschwindigkeit deutlich

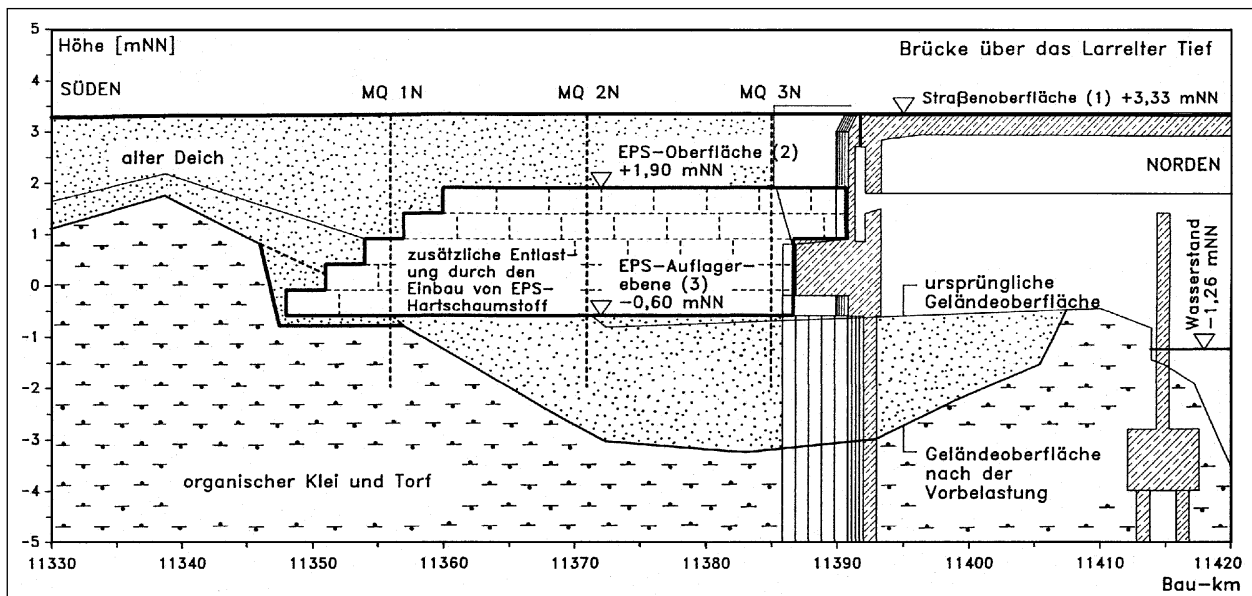


Bild 30: Lage der Messquerschnitte

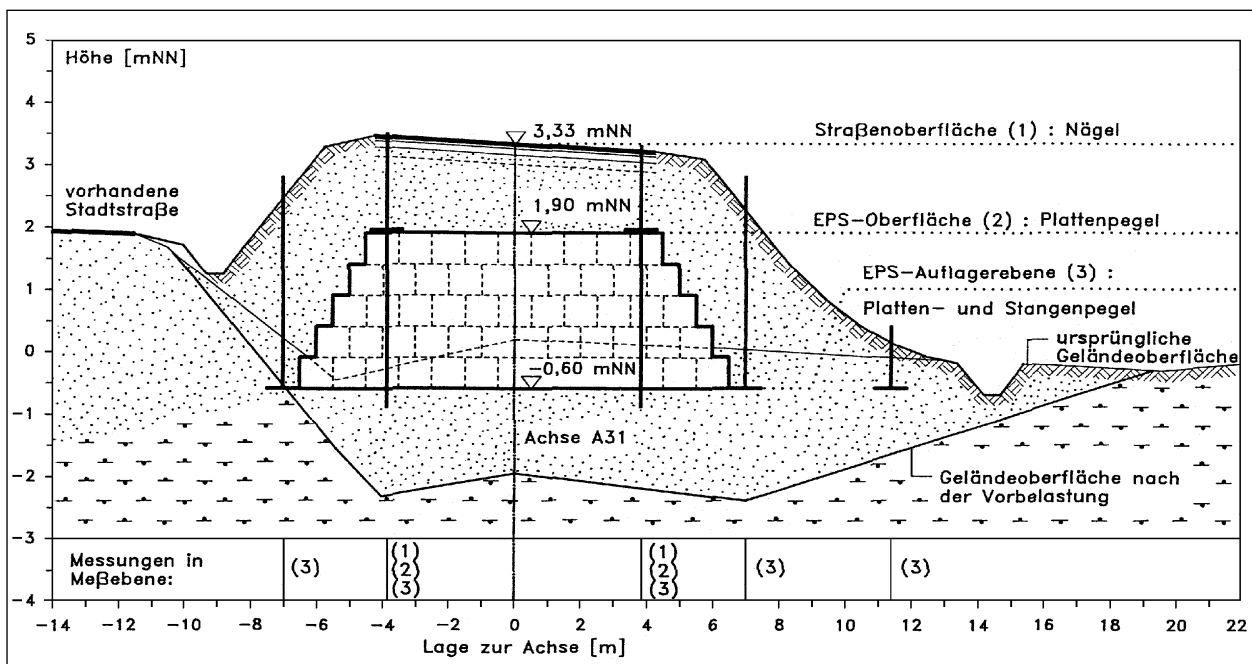


Bild 31: Messinstrumentierung (am Beispiel des Messquerschnittes MQ 2N, Messebenen siehe Bild 29)

ab. Um die Ursachen für diese Verformungen zu analysieren, müssen sie differenziert nach der Bauzeit (29.03. bis 06.09.1995) und nach der Verkehrsfreigabe (14.09.1995) betrachtet werden. Diese Betrachtungsweise ist auch deshalb zweckmäßig, weil nur Verformungen nach Verkehrsfreigabe Einfluss auf den Gebrauchswert der Straße haben.

Bis September 1995 wurden auf der EPS-Oberfläche im Mittel Verformungen von 5,05 cm gemessen (Einzelwerte zwischen 3,7 cm und 7,8 cm). Etwa 71 % dieser Verformungen traten bereits innerhalb einer Woche nach dem EPS-Einbau ein. Die Anfangsstauchung des EPS-Hartschaumes (Rohdichte 20 kg/m³, Dicke 1,5 m (MQ 1N) bzw. 2,5 m) infolge der Belastung aus der Überdeckung und dem Straßenoberbau beträgt rechnerisch 1,4 cm. Die mittlere Setzung der Stangenpegel (Auflagerebene) zwischen der Installation Ende April 1995 und der Verkehrsfreigabe betrug 0,37 cm. Da die Stangenpegel erst nach der Lastaufbringung eingedrückt werden konnten, sind die Setzungen der Auflagerebene nicht vollständig erfasst worden. An Plattenpegeln neben der EPS-Auflagerebene wurden in der Zeit zwischen EPS-Einbau und Verkehrsfreigabe mittlere Setzungen von 2,0 cm gemessen. Im Bereich dieser Pegel ist die Belastung aber wegen der unterschiedlichen Böschungsneigungen von EPS-Kern (1:1) und Straßendamm (1:1,5) etwa doppelt so groß wie über dem EPS. Die tatsächlichen Setzungen der

Auflagerebene dürften demnach in der Größenordnung von 1,0 cm liegen.

Die Plattenpegel auf der EPS-Oberfläche hätten planmäßig bei + 0,9 mNN bzw. + 1,9 mNN stehen sollen. Tatsächlich standen sie aber 1,6 cm bis 3,9 cm über diesen Höhen. Im Mittel ergibt sich etwa eine Überschreitung von 2,7 cm über dem Sollmaß. Als Grund für die Überschreitung sind die Unebenheiten des Auflagers (± 1 cm auf 4 m Länge) und die Maßhaltigkeit der EPS-Blöcke anzusehen. Die zugelassene Herstellungstoleranz der Blöcke beträgt $\pm 0,5$ % der Länge, Breite und Höhe. Daher ist anzunehmen, dass sie nicht an allen Stellen vollflächig auflagen. Durch die Belastung mit der Überdeckung wurden die Blöcke aneinander und ans Auflager gepresst. Der zeitliche Zusammenhang zwischen Lastaufbringung und Verformungsverlauf bestätigt diese Ursache.

Die mittleren Verformungen in der Bauzeit von 5,05 cm an der EPS-Oberfläche setzen sich also zusammen aus:

- 1,4 cm Anfangsstauchung des EPS-Körpers,
- ~1,0 cm Setzungen des Untergrundes,
- 2,7 cm „Verformungen“ infolge Anpressens der EPS-Blöcke aneinander und an das Auflager.

Die Verformungen in der Bauzeit sind für die Qualität und den Gebrauchswert der fertigen Straße

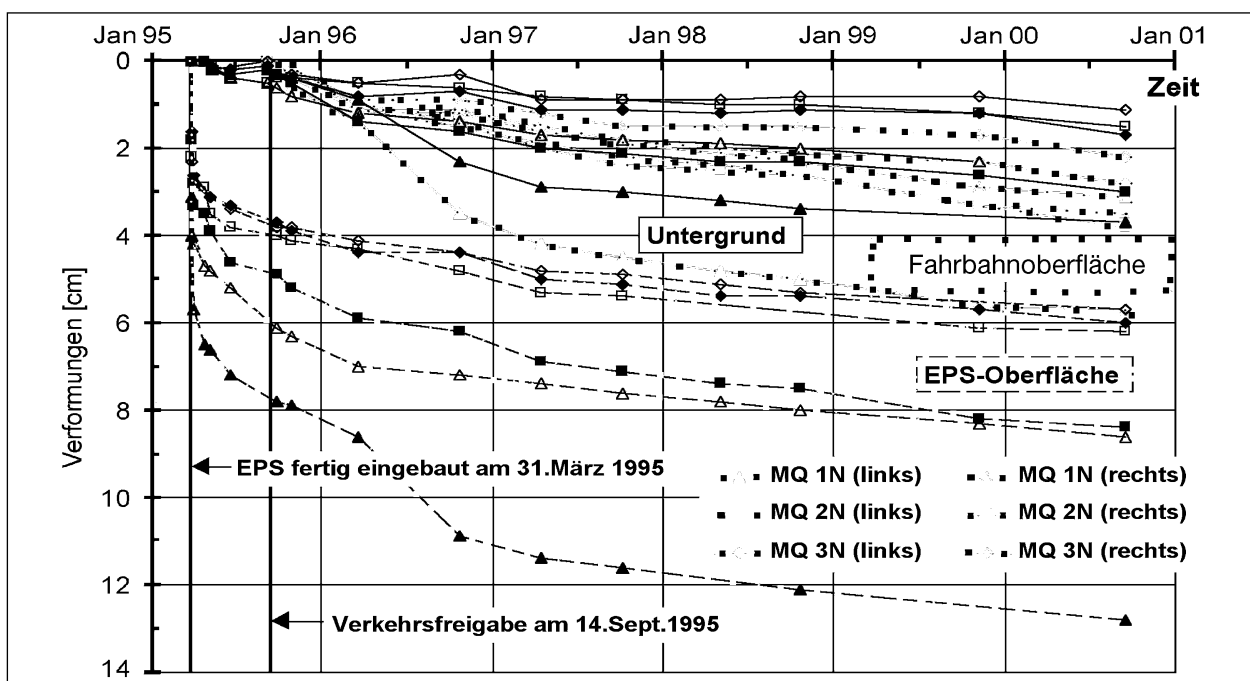


Bild 32: Zeitlicher Verformungsverlauf in den drei Messebenen und den drei Messquerschnitten (Versuchsstrecke)

nicht von Bedeutung, da sie in den Schichten oberhalb des EPS ausgeglichen werden. Die Kenntnis über Verformungen infolge Anpressens der Blöcke ist aber für EPS-Anwendungen wichtig, bei denen der EPS-Körper wesentlich dicker als bei dieser Anwendung ist. Aus dieser Erfahrung wird abgeleitet, dass nach etwa sechs EPS-Lagen eine belastende und lastverteilende Betonplatte angeordnet werden sollte, wenn darüber weitere EPS-Lagen verlegt werden.

Die Verformungen, die seit der Verkehrsfreigabe bis zum 20.09.2000 eingetreten sind, können Bild 33 entnommen werden. Sie sind in allen drei Messebenen links der Achse größer als rechts der Achse. Ursache hierfür sind die Bautätigkeiten zur Sanierung der vorhandenen Stadtstraße unmittelbar am Böschungsfuß der neuen Richtungsfahrbahn (Abtrag der Straßenbefestigung in einer Dicke von 2,0 bis 2,5 m, Auftrag der Vorbelastung, Bau der 2. Brücke).

Die Verformungen in den drei Messebenen zwischen Verkehrsfreigabe und dem 20.09.2000 sind in Bild 34 dargestellt. Zwischen Bau-km 11 + 345 und 11 + 360 links der Achse mit Verformungen von maximal 5,5 cm befindet sich die Einfahrt für den Lkw-Sandtransport für die Vorbelastung der Stadtstraße und zur Baustelle für die 2. Brücke. Diese Verformungen wurden somit überlagert mit

Verformungen aus dem Baustellenverkehr. Die mittleren Verformungen und die Verformungsanteile (in [cm] und in (%)) der Überdeckung einschließlich Oberbau, des EPS-Körpers und des Untergrundes sind in Tabelle 7 angegeben. Danach sind 13 % der an der Fahrbahnoberfläche gemessenen Verformungen dem Oberbau und der EPS-

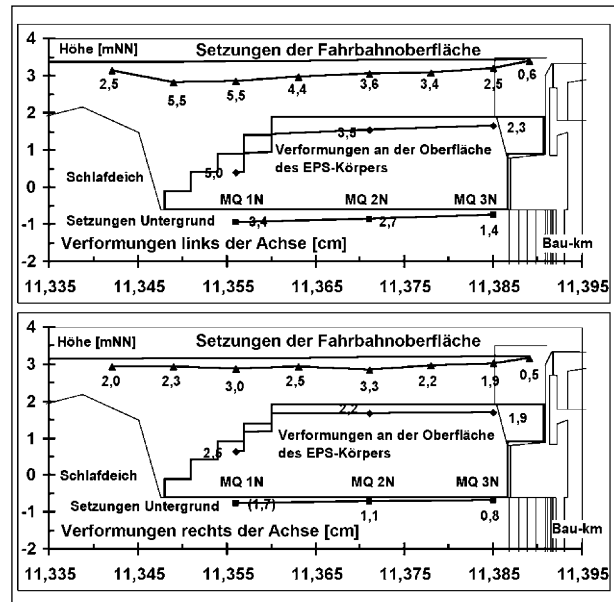


Bild 34: Verformungen in den drei Messebenen zwischen Sept. 1995 (Verkehrsfreigabe) und Sept. 2000 (Versuchsstrecke)

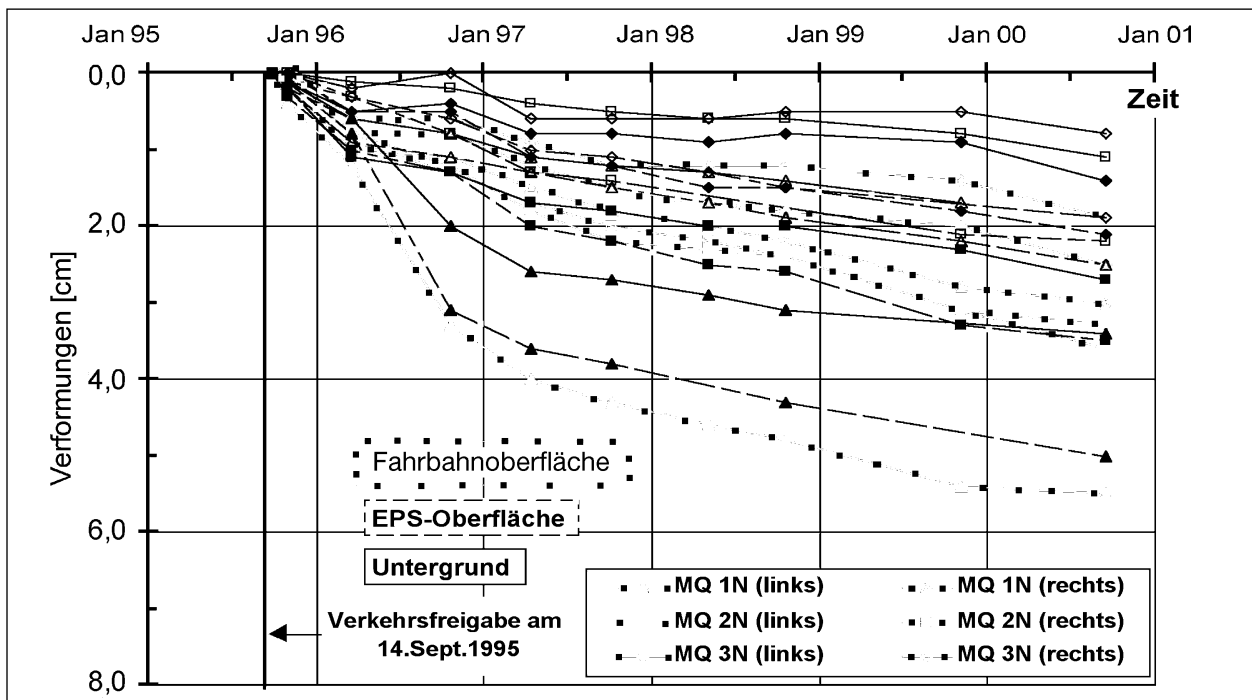


Bild 33: Zeitlicher Verformungsverlauf in den Messebenen und Messquerschnitten nach Verkehrsfreigabe (geänderter Maßstab, Versuchsstrecke)

Überdeckung zuzuordnen, die durch die Nachverdichtung dieser Schichten erklärt werden können. Der Verformungsanteil aus dem EPS-Körper beträgt 27 % links der Achse und 40 % rechts der Achse. Diese Stauchung des EPS-Körpers ist überwiegend bedingt durch das viskoelastische Materialverhalten von EPS-Hartschaumstoff (Kriechen), d. h., dieser Anteil an den Verformungen

Messebene	„Schicht“	links der Achse		rechts der Achse	
		Verformungen	Verformungsanteile	Verformungen	Verformungsanteile
		[cm]	[cm] (%)	[cm]	[cm] (%)
Fahrbahnoberfläche	EPS-Überdeckung	4,15	0,52 (13)	2,53	0,33 (13)
EPS-Oberfläche	EPS-Körper	3,63	1,13 (27)	2,2	1,0 (40)
Auflagerebene	Untergrund	2,5	2,5 (60)	1,2	1,2 (47)

Tab. 7: Mittlere Verformungen und Verformungsanteile zwischen Sept. 1995 und Sept. 2000 an der Versuchsstrecke

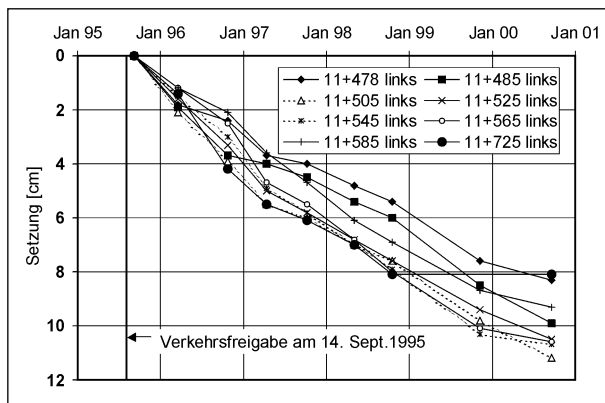


Bild 35: Verformungen an der Fahrbahnoberfläche zwischen Sept. 1995 (Verkehrsfreigabe) und Sept. 2000 (Vergleichsstrecke)

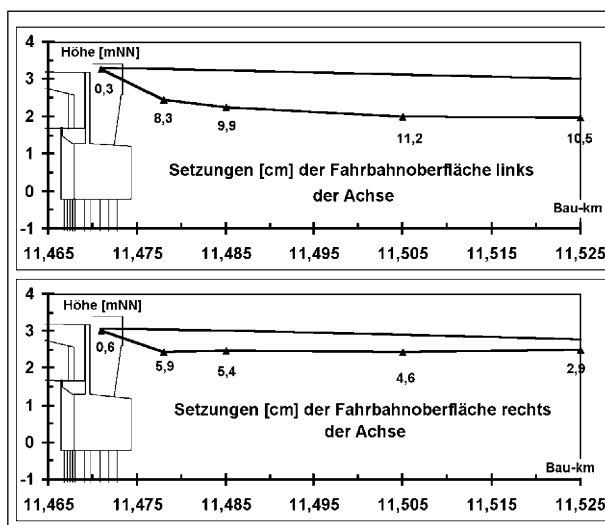


Bild 36: Setzungen der Fahrbahnoberfläche nördlich des Larrelter Tiefs (ohne EPS-Kern) zwischen Sept. 1995 und 2000

wird mit der Zeit immer kleiner. Der Absolutwert der Stauchung ist links der Achse größer als rechts der Achse. Einerseits war die ständige Belastung rechts der Achse wegen des Quergefälles der Straße etwas geringer, andererseits wurde ein Teil dieser Verformung offensichtlich durch die Belastung aus der Baustellenzufahrt ausgelöst. Der größte Verformungsanteil mit 60 % bzw. 47 % resultierte aus den Setzungen des Untergrundes.

Am Übergang vom tiefgegründeten Brückenbauwerk zum Damm verläuft die Setzungskurve verhältnismäßig flach. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die beiden oberen EPS-Lagen auf der Pfahlkopfplatte des Widerlagers aufliegen.

Zur Beurteilung der zusätzlichen Entlastung durch den EPS-Einbau und zum Vergleich mit dem Überschüttverfahren sind in den Bildern 35 und 36 die Setzungen an der Fahrbahnoberfläche an der nördlichen Rampe der Brücke über das Larrelter Tief dargestellt (Vergleichsstrecke ohne EPS). Insgesamt wurden wesentlich größere Setzungen als an der Fahrbahnoberfläche der Versuchsstrecke festgestellt (Bild 33). Auf Grund des fast linearen Verlaufes der Verformungen, der erst ab Ende 1999 etwas abflacht, ist auch zukünftig mit größeren Setzungen zu rechnen.

Wie in Bild 36 zu erkennen ist, waren auch hier die Setzungen bedingt durch die Bautätigkeit und die Vorbelastung der Stadtstraße links der Achse größer als rechts der Achse. Sie betragen zwischen 8,3 cm und 11,2 cm links der Achse (Mittelwert 10,0 cm) und zwischen 2,9 cm und 5,9 cm rechts der Achse (Mittelwert 4,7 cm). Die Setzungsdifferenz zwischen Brücke und Damm war hier so groß, dass 1999 zum Ausgleich Asphaltschichten aufgebracht werden mussten.

Die Verformungen an der Fahrbahnoberfläche im EPS-Bereich südlich des Larrelter Tiefs (Versuchsstrecke) betragen fünf Jahre nach Verkehrsfreigabe etwa 42 % bzw. 54 % der Verformungen an der nördlichen Brückenrampe (Vergleichsstrecke). Wegen der geringeren Langzeitsetzungen im EPS-Bereich ist der Gebrauchswert der Straße hier höher zu bewerten.

Fünf Jahre nach Verkehrsfreigabe hat sich zwischen Schlafdeich und Brücke über das Larrelter Tief die Setzungsmulde in der erwarteten Größe und Form eingestellt. Dies gilt für die Setzungen an der nördlichen Brückenrampe nur bedingt. Insbesondere konnte nachgewiesen werden, dass

die zusätzliche Entlastung des Untergrundes durch den Einbau von EPS-Hartschaumstoff im Rampenkern dessen Langzeitsetzungen deutlich verringert.

Bei den weiteren jährlichen Messungen an der Südseite des Larreter Tiefs bis April 2003 konnten keine nennenswerten Setzungen mehr festgestellt werden.

8.2 Statischer Belastungsversuch auf der Binderschicht

Am 20. Juni 1995 wurde auf der Binderschicht des Asphaltüberbaus ein Belastungsversuch mit einem Schwerfahrzeug der Bundeswehr unmittelbar hinter dem südlichen Widerlager durchgeführt. Ziel des Versuchs war es, die Verformung an der Straßenoberfläche und den Horizontaldruck auf die Kammerwand des Brückenwiderlagers unter einer möglichst großen Belastung zu bestimmen, um damit Einflüsse der EPS-Lagen auf das Verformungsverhalten der Befestigung und die Beanspruchung der Kammerwand erkennen zu können.

Als Belastungsfahrzeug wurde vom Nachschubregiment 1 in Delmenhorst ein beladener Panzertransporter zur Verfügung gestellt. Die Zugmaschine hatte bei einer Länge von etwa 8,8 m 4 Achsen im Abstand von 1,3 m. Der Auflieger hatte eine Länge von 13,1 m und 2 Tandemachsen. Der Achsabstand betrug 1,5 m, der Abstand zwischen den Tandemachsen 2,5 m. Der Auflieger lag zwischen den beiden hinteren Achsen der Zugmaschine auf. Das Belastungsfahrzeug hatte eine Breite von 3,15 m. Die Reifenbreite betrug 40 cm, als Aufstandslänge wurden etwa 20 cm gemessen. Die Aufstandsflächen der Reifen und die uns genannten Achslasten sind in Bild 37 dargestellt. Über die 8 Achsen wurde eine Belastung von insgesamt 87,6 t auf die Straße gebracht.

Die Belastung an der Straßenoberfläche infolge des Schwertransporters beträgt bei der Grundfläche von etwa $15 \times 3 = 45 \text{ m}^2$ rd. 20 kN/m^2 . Unter Berücksichtigung eines Lastausstrahlungswinkels von 45° beträgt die Lastfläche in Höhe der obersten EPS-Lage (rd. 1,3 m unter der Binderschicht) etwa 100 m^2 , entsprechend einer Lastspannung von knapp 10 kN/m^2 . Die Belastung der EPS-Blöcke infolge der Überdeckung aus Sand, Zementverfestigung und Asphaltsschichten beträgt demgegenüber etwa 25 kN/m^2 . Die Beanspruchung des EPS wurde durch das Belastungsfahr-

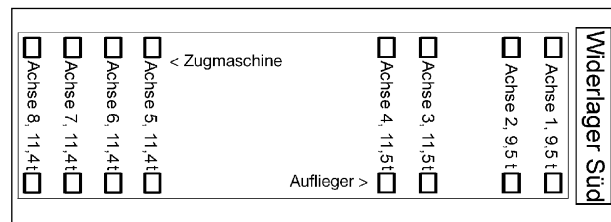


Bild 37: Achsgewichte und -anordnung des Belastungsfahrzeuges

zeug also um etwa 40 Prozent gegenüber dem „unbelasteten“ Zustand erhöht.

Zur Messung des Horizontaldruckes auf die Kammerwand des Brückenwiderlagers wurden in den Spalt zwischen den EPS-Blöcken und der Kammerwand in den oberen beiden EPS-Lagen Druckmessaufnehmer eingebaut. Weder beim Auffahren des Belastungsfahrzeugs noch in der anschließenden etwa $4\frac{1}{2}$ Stunden andauernden Beobachtungszeit wurde eine Druckerhöhung gemessen.

Zur Verformungsmessung an der Fahrbahnoberfläche wurden vor dem Auffahren des Belastungsfahrzeugs neben jeder Achse Nägel in die Binderschicht eingeschlagen. Die Höhe der Nägel in Achse 1 (unmittelbar hinter der südlichen Kammerwand) wurde mit Feinmessuhren erfasst, die an den Stativen zur Setzungsmessung beim Plattendruckversuch angebracht waren. Die Gestelle für die Feinmessuhren standen zum Teil auf der Brücke und zum Teil auf dem Widerlager. Alle anderen Nägel wurden mit zwei Nivelliergeräten höhenmäßig eingemessen. Die Nivelliergeräte standen über den Flügeln des Widerlagers.

Die Gestelle der Feinmessuhren haben sich beim Auffahren des Belastungsfahrzeugs von der Brücke auf die EPS-Versuchsstrecke bewegt, so dass in Achse 1 die Verformungen nicht exakt bestimmt werden konnten. Auch ein Temperatureinfluss infolge Sonneneinstrahlung auf die Gestelle war nach den Messergebnissen nicht auszuschließen. Die Feinmessuhren wurden vor der Entlastung neu eingestellt. Bei der Entlastung wurden an den Feinmessuhren elastische Rückverformungen von 15/100 bis 20/100 mm gemessen.

Die optische Auflösung des Nivelliergerätes auf der rechten Seite des Belastungsfahrzeugs war nicht ausreichend, um die geringen Verformungen genau messen zu können. Der zeitliche Verlauf der Verformungen auf der linken Seite des Belastungsfahrzeugs ist in Bild 38 dargestellt. Bei der Bewertung der Messergebnisse ist zu berücksichtigen, dass die 1/100 mm bei der Ablesung geschätzt sind.

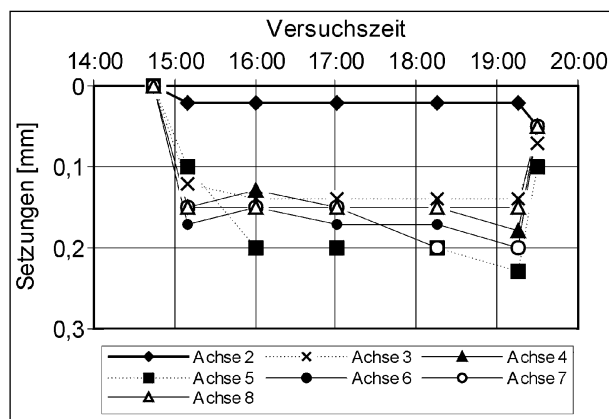


Bild 38: Setzungen an der Fahrbahnoberfläche infolge Belastungsfahrzeug

Beim Auffahren des Belastungsfahrzeuges auf die EPS-Versuchsstrecke traten Verformungen auf der Binderschicht von 10/100 bis 17/100 ein. Während der etwa 4-stündigen Belastung sind die Verformungen geringfügig auf 14/100 bis 23/100 mm angestiegen. Bei diesem Anstieg ist zu berücksichtigen, dass sich das Fahrzeug bei Lufttemperaturen von teilweise 37 °C und Asphalttemperaturen bis 35 °C in die Binderschicht „eingedrückt“ hat. Entsprechende Mulden waren nach dem Versuch an den Reifenstandorten festzustellen. Nach der Entlastung wurden bleibende Verformungen von 5/100 bis 10/100 mm gemessen. Daraus ergibt sich eine elastische Rückverformung von durchschnittlich 11/100 mm. Die bleibenden Verformungen auf der rechten Fahrzeugseite lagen zwischen 4/100 und 10/100 mm und entsprachen damit in der Größenordnung denen der linken Fahrzeugseite.

Die elastischen und bleibenden Verformungen auf der Binderschicht entsprechen den Einsenkungen mit dem Benkelman-Balken für vergleichbare Bauweisen ohne EPS bei statischer Belastung. Die Messung des Horizontaldruckes hat bestätigt, dass sich EPS querdehnungsfrei verformt. Ein besonders zu berücksichtigender Einfluss des EPS-Körpers auf das Last-Verformungsverhalten der Gesamtbefestigung ist damit unter statischer Belastung nicht verifizierbar.

8.3 Tragfähigkeitsmessungen durch den FWD-Versuch auf der Deckschicht

8.3.1 Allgemeines und Verkehrsbelastung

Zielsetzung der Untersuchung war die Beurteilung des Tragverhaltens der Bauweise mit EPS, also die

Beantwortung der Frage, ob sich das Tragverhalten der Straßenbefestigung mit EPS im Unterbau signifikant von dem der Straßenbefestigung mit ausschließlich enggestuftem Sand im Unterbau unterscheidet. Hierzu wurden nach der Verkehrsfreigabe im September 1995 Tragfähigkeitsmessungen mit dem Falling-Weight-Deflectometer (FWD) durchgeführt.

Zwischen dem 21. und 23. April 1998 wurde vom Straßenbauamt Aurich auf der neuen Richtungsfahrbahn der BAB A 31 zwischen der L 2 und der K 241 die Verkehrsbelastung anhand des DTV^(SV) erneut ermittelt. Aus den Zählungen ergab sich im Erfassungszeitraum im Mittel ein DTV^(SV) von 1.166 Fz/24h für die Fahrtrichtung R0 (Fahrtrichtung Leer, siehe Bild 40) und von 1.035 Fz/24h für die Fahrtrichtung R5 (Fahrtrichtung Emden Hafen). Auf den Querschnitt bezogen ergab sich somit ein DTV^(SV) von 2.201 Fz/24h.

Unter der Annahme, dass der Schwerverkehr im Fahrbahnquerschnitt seit 1985 von 635 Fz/24h – dieser Wert lag der Dimensionierung des Oberbaues zugrunde – auf 2.201 Fz/24h im Jahr 1998 (DTV^(SV) 98) linear zugenommen hat, ergibt sich eine lineare Zuwachsrate von 19 % pro Jahr. Die Zuwachsrate des Schwerverkehrs liegt deutlich über derjenigen, die mit linear 3 % pro Jahr nach den RStO 86/89 [18] bei der Dimensionierung von Bundesautobahnen anzusetzen ist. Für die Verkehrsübergabe im Jahre 1995 ergibt sich rückgerechnet somit ein DTV^(SV) 95 von 1.840 Fz/24h.

Die Dimensionierung des Oberbaues erfolgte 1985 auf Basis einer im selben Jahr durchgeführten Verkehrszählung. Die Verkehrsübergabe fand aber erst im September 1995 statt.

Die Verkehrsbelastungszahl VB für die Dimensionierung des Oberbaues wird nach den RStO 86/89 mit nachfolgender Gleichung berechnet.

$$VB = DTV^{(SV)} \cdot f_{SV} \cdot f_p \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \quad (4)$$

mit:

DTV^(SV) Durchschnittliche tägliche Verkehrsstärke der Fahrzeugarten des Schwerverkehrs (Fz/24h) bei der Verkehrsübergabe

f_{SV} Mehrbeanspruchungsfaktor infolge der erhöhten Achslasten im Rahmen der EU-Harmonisierung, f_{SV} = 1,5

f_p Faktor für die Änderung des DTV^(SV); Bundesautobahnen, f_p = (1 + 0,03·N), N = An-

zahl der Jahre bis zum Berechnungszeitpunkt. Hierfür ist die Hälfte des Nutzungszeitraumes (in der Regel 10 Jahre) anzusetzen.

f_1 Fahrstreifenfaktor

f_2 Fahrstreifenbreitenfaktor

f_3 Steigungsfaktor

Im vorliegenden Fall werden für die Bestimmung der maßgeblichen Verkehrsbelastungszahl der für den Zeitpunkt der Verkehrsübergabe rückgerechnete $DTV^{(SV)}$ 95 und der zum Zeitpunkt der Verkehrszählung vorhandene $DTV^{(SV)}$ 98 zugrunde gelegt.

Die Zunahme des $DTV^{(SV)}$ innerhalb des Nutzungszeitraumes von 20 Jahren nach den RStO-86/89 setzt sich somit aus zwei Bereichen zusammen:

1. Der Zunahme zwischen dem Zeitpunkt der Verkehrsübergabe im Jahre 1995 und der erneuten Verkehrszählung im Jahre 1998.
2. Der Zunahme bis zum Ende des Nutzungszeitraumes, die, entgegen der bisherigen Entwicklung, mit linear $p = 3 \%$ pro Jahr RStO 86/89-konform angesetzt wird.

Der für die Bestimmung der Verkehrsbelastungszahl maßgebende $DTV^{(SV)}$ im Nutzungszeitraum ist dann identisch mit dem $DTV^{(SV)}$ im Schwerpunkt der Fläche, die sich aus der in beiden Bereichen unterschiedlichen Zunahme des über den Nutzungszeitraum aufgetragenen $DTV^{(SV)}$ ergibt. Er berechnet sich zu $DTV^{(SV)} = 2.677$.

Da somit der maßgebende $DTV^{(SV)}$ in der Hälfte des Nutzungszeitraumes (10 Jahre) bekannt ist, fällt der die Zunahme des $DTV^{(SV)}$ beschreibende Faktor f_p aus der Berechnung der Verkehrsbelastungszahl VB heraus. Sie ergibt sich dann zu

$$VB = DTV^{(SV)} \cdot f_{SV} \cdot f_1 \cdot f_2 \cdot f_3 \quad (5)$$

$$VB = 2.677 \cdot 1,5 \cdot 0,45 \cdot 1,0 \cdot 1,02 = 1.843$$

Die Verkehrsbelastungszahl liegt somit knapp in der Bauklasse I, deren untere Grenze den Wert $VB = 1.800$ aufweist. Hinsichtlich der Dimensionierung nach den RStO 86/89 – auf den Nutzungszeitraum von 20 Jahren bezogen – ist die Strecke mit der ausgeführten Bauklasse III somit um knapp zwei Bauklassen unterdimensioniert.

8.3.2 Erläuterungen zum Messverfahren „Deflexionsmessungen mit dem FWD“

Die Deflexionsmessungen wurden mit dem Falling Weight Deflectometer (FWD) des Typs „Phönix PRI 1509“ (Bild 39) der BASt durchgeführt.

Die Belastungseinheit umfasst die Komponenten Lastplatte ($\varnothing 30 \text{ cm}$), Hydraulikzylinder und Masse-segmente. Die Höhe des für eine Messaufgabe erforderlichen Kraftimpulses kann über die stufenlos wählbare Fallhöhe (max. 50 cm) und die Anzahl der aufgelegten Masse-segmente bis zu einem Maximum von ca. 150 kN variiert werden. Die Breite des Kraftimpulses wird im Wesentlichen durch die Federzahl und Dämpfungskonstante des Hartgummipuffers beeinflusst. Die Impulsbreite liegt für die Mehrzahl der Messaufgaben zwischen 15 ms und 25 ms. Das entspricht dem zeitlichen Belastungsverlauf eines mit einer Geschwindigkeit zwischen 50 km/h und 75 km/h rollenden Rades.

Die Deflexionen an der Straßenoberfläche werden mit einem Geophon im Lastzentrum (Mitte der Lastplatte) und 8 weiteren Geophonen, die in verschiedenen Abständen von diesem angeordnet sind, gemessen. Der Maximalabstand beträgt dabei 2,4 m. An jedem Messpunkt erfolgt automatisch die Messung der Lufttemperatur und der Temperatur der Straßenoberfläche. Für Messungen der Temperatur der Straßenbefestigung in 5 cm Tiefe ist ein dritter Temperaturfühler mit dem Messsystem gekoppelt.

Der Messablauf ist vollautomatisch und wird nach Positionierung des FWD über dem jeweiligen Messpunkt vom Zugfahrzeug aus mittels Laptop gestartet. Dazu werden alle notwendigen Eingaben wie Fallhöhe und die Anzahl der Kraftimpulse vorgenommen. Diese Einstellungen bleiben, soweit die Messaufgabe keine Änderungen notwendig macht, erhalten, so dass am nächsten Messpunkt der Messablauf mit nur einem Tastendruck erneut gestartet werden kann. Für Entfernungsmessungen ist ein entsprechendes Messsystem integriert. Die an jedem Messpunkt anfallenden Messgrößen



Bild 39: FWD-Messsystem

wie zeitlicher Kraftverlauf, Maximalkraft, Impulsdauer, Deflexionen an allen Geophonpunkten, Temperaturen und Stationierung werden für die weitere Auswertung gespeichert und als Messprotokoll ausgedruckt.

8.3.3 Messpunkte und Zeitpunkte der Messungen

Die Deflexionsmessungen mit dem FWD wurden in der Fahrtrichtung R0 südlich (Feld 1.0 = Versuchsstrecke mit EPS) und nördlich des Larreiter Tiefs (Feld 2.0 = Vergleichsstrecke ohne EPS) in der äußeren Radspur und zwischen den Radspuren halbjährlich durchgeführt (Darstellung der Fahrtrichtungen siehe Bild 40). Der Messpunktstand betrug im Bereich des EPS-Hartschaumstoffes im

Datum der Messung	Messreihe (MR)		im Bericht verwendete Messreihen Nr.
	Feld 1.0 und 2.0	Feld 1.5 und 2.5	
03.08.1995	0	-	0
19.03.1996	1	-	1
24.10.1996	2	-	2
16.04.1997	3	-	3
08.10.1997	4	1	4
05.05.1998	5	2	5
19.11.1998	6	3	6
09.06.1999	7	4	7
10.11.1999	8	5	8

Tab. 8: Zeitpunkte der Tragfähigkeitsmessungen mit dem FWD

Damm 5 m, ansonsten 10 m. Im Jahr 1997 wurden südlich und nördlich des Larreiter Tiefs zusätzlich die beiden Felder 1.5 und 2.5 eingerichtet, die den beiden Feldern 1.0 und 2.0 gespiegelt gegenüberliegen. Somit wurden ab 1997 Tragfähigkeitsmessungen in beiden Fahrtrichtungen durchgeführt.

Die Zeitpunkte der Tragfähigkeitsmessungen sind in Tabelle 8 aufgeführt. In der äußeren rechten Spalte stehen die im Weiteren verwendeten Nummern der Messreihen.

8.3.4 Ergebnisse der Deflexionsmessungen mit dem FWD

8.3.4.1 Vorbemerkungen

Bevor die Tragfähigkeit der einzelnen Felder miteinander verglichen werden kann, sind zunächst die gemessenen Deflexionen linear auf die Regelradlast von $F = 50 \text{ kN}$ zu beziehen. Weiterhin ist der Einfluss der Asphalttemperatur auf die Deflexionen und somit die Form der Deflexionsmulde zu eliminieren, d. h., alle Deflexionsmulden sind in einem weiteren Schritt auf eine Standard-Oberbautemperatur zu normieren. Im „Merkblatt über Einsenkungsmessungen mit dem Benkelman-Balken“ [19] ist eine Standard-Oberbautemperatur von $T_m = 20 \text{ °C}$ festgelegt. Demnach werden alle Deflexionsmulden, die bei verschiedenen Temperaturen des Asphaltoberbaues T gemessen wurden, auf

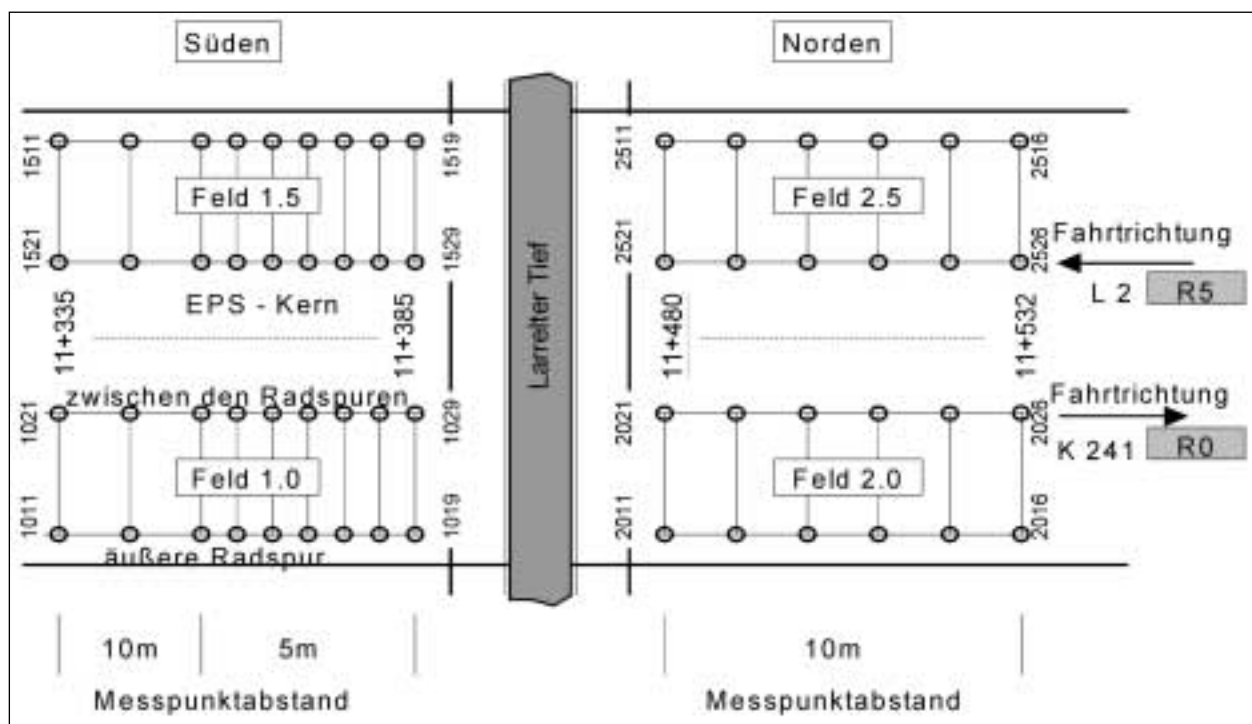


Bild 40: Lage der Messpunkte (Süden = Versuchsstrecke; Norden = Vergleichsstrecke)

diese Standard-Oberbautemperatur umgerechnet. Der Einfluss der Asphalttemperatur auf die Größe der Deflexionen nimmt mit zunehmendem Abstand vom Lastzentrum ab. Die mittlere Temperatur des Asphaltoberbaues wird dabei mit der in 5 cm Tiefe gemessenen Asphalttemperatur gleichgesetzt.

8.3.4.2 Bezug der Deflexionen auf die Standard-Oberbautemperatur

Zunächst wurden die gemessenen Deflexionen linear auf die Regelradlast von $F = 50$ kN bezogen. Für die beiden Felder 1.0 und 2.0 erfolgte dann in einem weiteren Schritt die Umrechnung der Deflexionen in Abhängigkeit von den in 5 cm Tiefe gemessenen Asphalttemperaturen der Messreihen. Die Messwerte der Messreihen MR 6 und MR 8 fanden auf Grund nicht plausibler Zusammenhänge zwischen Deflexionen und der deutlich unter 5 °C liegenden Asphalttemperatur hierbei keine Berücksichtigung.

Entsprechend dem sich abzeichnenden Zusammenhang zwischen den Merkmalen Asphalttemperatur und Deflexion erfolgte die Regressionsanalyse mit einem potenziellen bzw. einem linearen Ansatz. Aus den Regressionsanalysen ergaben sich dann die Umrechnungsgleichungen, mit denen die bei verschiedenen Asphalttemperaturen gemessenen Deflexionen auf die Standard-Oberbautemperatur von 20 °C bezogen werden können.

Bei dem exponentiellen Regressionsansatz ergibt sich die Umrechnungsgleichung über

$$d_T = a \cdot T^b \quad (6)$$

und

$$d_{20} = a \cdot 20^b \quad (7)$$

zu

$$d_{20} = d_T \cdot \left(\frac{20}{T}\right)^b \quad (8)$$

Bei dem linearen Regressionsansatz ergibt sich die Umrechnungsgleichung über

$$d_T = k \cdot T + m \quad (9)$$

und

$$d_{20} = k \cdot 20 + m \quad (10)$$

zu

$$d_{20} = d_T - k(T - 20). \quad (11)$$

In den Gleichungen bedeuten:

d_T	Deflexion bei der Asphalttemperatur T
d_{20}	Deflexion bei einer Asphalttemperatur von $T = 20$ °C
T	Asphalttemperatur in °C, hier in 5 cm Tiefe gemessen
a und b	Koeffizienten der exponentiellen Regressionsgleichung
k und m	Koeffizienten der linearen Regressionsgleichung

Die für die Felder 1.0 (Versuchsstrecke) und 2.0 (Vergleichsstrecke) abgeleiteten Zusammenhänge zwischen der Deflexion und der Asphalttemperatur wurden auf die jeweils gegenüberliegenden Felder 1.5 und 2.5 übertragen.

In Bereichen mit Sand im gesamten Unterbau ist ein Einfluss der Asphalttemperatur maximal bis zum Geophon 3 (600 mm vom Lastzentrum entfernt) feststellbar. Dagegen ist erkennbar, dass im Bereich der Versuchsstrecke mit EPS-Hartschaumstoff im Unterbau der Einfluss der Asphalttemperatur auf die Größe der Deflexionen bis zum letzten Geophon 9 (2.400 mm vom Lastzentrum entfernt) reicht.

8.3.4.3 Diskussion der Deflexionen im Lastzentrum

Aus dem Verlauf der Deflexionen im Lastzentrum über die Messstrecke, die beispielhaft für die Messreihe MR 4 in Bild 41 dargestellt ist, wird ersichtlich, dass der Bereich der südlichen Anschlussrampe an das Larrelter Tief, in dem EPS-Hartschaumstoff im Unterbau angeordnet ist, deutlich die größeren Deflexionen aufweist. Dies zeigt eine vergleichsweise geringere Tragfähigkeit dieses Bereiches an. Mit Ausnahme der äußeren Radspur der Fahrtrichtung R0 (Feld 1.0, Versuchsfeld) liegen die Deflexionen in und zwischen der Radspur etwa in derselben Größenordnung. Im Feld 1.0 zeigten sich in der äußeren Radspur schon zum Zeitpunkt der Nullmessung (MR 0) im Jahr 1995 die größten Deflexionen. Zurückgeführt werden kann das auf die von der Unterseite der Asphaltsschicht ausgegangene Längsrisssbildung in der Radspur etwa zwischen den Bau-km 11 + 360 und 11 + 375. Schon im Bauzustand ist hier ein Längsrisss in der Bodenverfestigung mit Zement festgestellt worden. Im Jahr 1996, also ein Jahr nach der Verkehrsübergabe, wurde der Längsrisss an der Straßenoberfläche sichtbar.

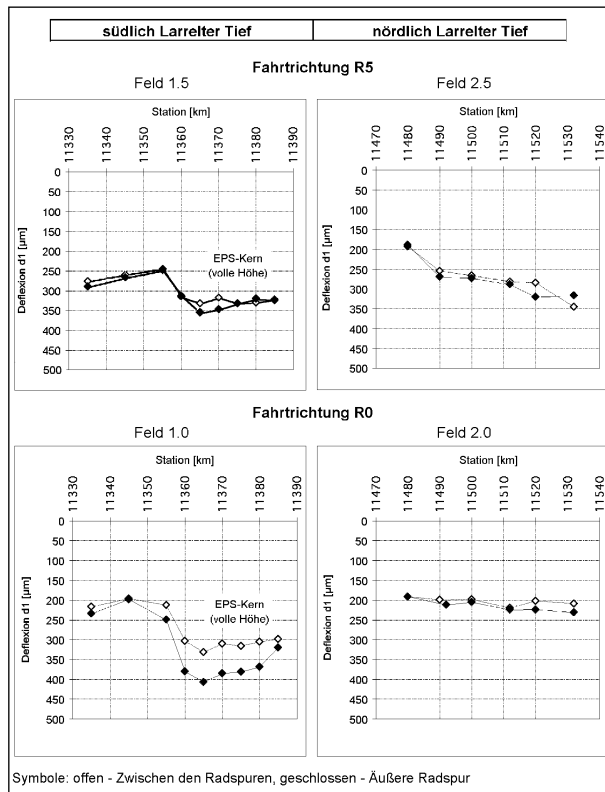


Bild 41: Verlauf der Deflexionen im Lastzentrum in Abhängigkeit der Stationierung zum Zeitpunkt der Messreihe 4

Im Bereich zwischen Bau-km 11 + 355 und 11 + 365, in dem der EPS-Körper in Fahrtrichtung R5 abgetrept endet, verliert sich der Einfluss des EPS-Hartschaumstoffes im Unterbau auf die Deflexionen rasch.

Die Verläufe der Deflexion im Lastzentrum im Feld 2.0 (Vergleichsstrecke) lassen auf eine sowohl in der äußeren Radspur als auch zwischen den Radspuren gleichmäßige Tragfähigkeit in diesem Feld schließen. Dass bei gleicher Bauweise im Feld 2.5 vergleichsweise größere Deflexionen festgestellt wurden, lag in dem in das Feld hineinlaufenden Längsriss durch die gebundenen Schichten bis etwa Bau-km 11 + 520 begründet [H]. In Bereichen, in denen der Unterbau der beiden Rampen ausschließlich aus Sand besteht, lagen – mit Ausnahme von Teilen des Rissbereichs – die Deflexionen auf beiden Seiten des Larreiter Tiefs auf vergleichbarem Niveau.

8.3.4.4 Zeitlicher Verlauf der Deflexionen im Lastzentrum

Der zeitliche Verlauf der Deflexionen im Lastzentrum in den vier Jahren nach der Verkehrsübergabe 1995 weist in allen vier Feldern eine leichte Abnahme der Werte auf, was auf eine Nachverdichtung der Schichten der Fahrbahnbefestigung hindeutet.

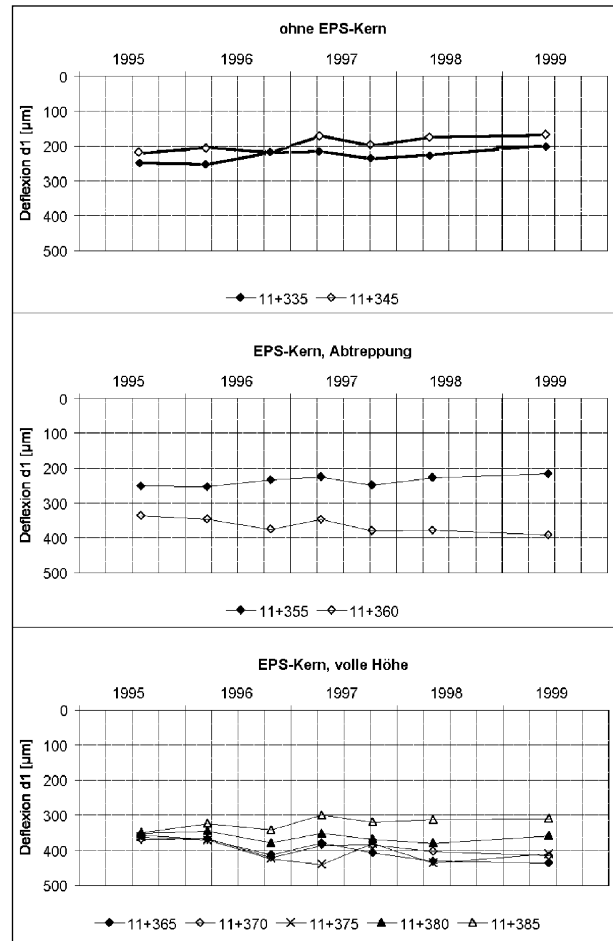


Bild 42: Zeitlicher Verlauf der Deflexionen im Lastzentrum in der äußeren Radspur des Feldes 1.0 (Versuchsfeld)

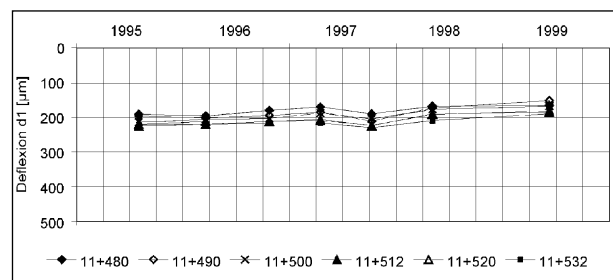


Bild 43: Zeitlicher Verlauf der Deflexionen im Lastzentrum in der äußeren Radspur des Feldes 2.0 (Vergleichsfeld)

Dies ist beispielhaft anhand der Felder 1.0 und 2.0 für die äußere Radspur in Bild 42 und Bild 43 dargestellt. Ausgenommen hiervon ist der Bereich der äußeren Radspur im Feld 1.0 zwischen Bau-km 11 + 360 und 11 + 375, in dem die Deflexionen auf Grund der Längsrissbildung in den gebundenen Schichten eine zunehmende Tendenz aufweisen.

Die im Feld 2.0 dicht zusammenliegenden Verläufe weisen auf eine relativ gleichmäßige Tragfähigkeit in der äußeren Radspur hin. Das gilt auch für den Bereich zwischen den Radspuren.

8.3.4.5 Diskussion der Deflexionsmulden

Die auf die Regelradlast von 50 kN normierten und auf die Standard-Oberbautemperatur von 20 °C bezogenen Deflexionen wurden mit einem aus der Plattentheorie abgeleiteten mathematischen Ansatz approximiert [20]:

$$d_i = \frac{a_0 + a_1 \cdot \text{abstand}_i}{1 + a_2 \cdot \text{abstand}_i^2} \quad (12)$$

mit:

d_i Deflexion im betrachteten Punkt i [mm]
 abstand_i Abstand des betrachteten Punktes i vom Lastzentrum [mm]

a_0, a_1, a_2 Parameter der Gleichung

Aus der Approximation wurden die entsprechenden Deflexionsmulden erhalten. Die im Bereich mit EPS-Hartschaumstoff im Unterbau aufgenommenen Deflexionsmulden verliefen deutlich unterhalb derjenigen, die außerhalb dieses Bereichs aufgenommen wurden. Das gilt in den Feldern 1.0 und 1.5 (Versuchsstrecke) sowohl für die äußere Radspur als auch zwischen den Radspuren. Beispielhaft ist das anhand der Einhüllenden aller Deflexionsmulden zum Zeitpunkt der Messreihe MR7 (Juni 1999) in Bild 44 dargestellt.

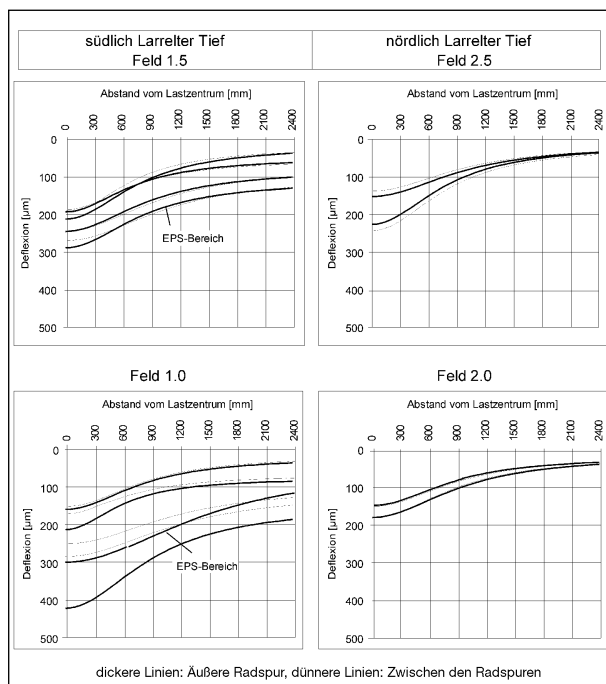


Bild 44: Einhüllende der Deflexionsmulden zum Zeitpunkt der MR7

Die Deflexionsmulden im Bereich mit EPS-Hartschaumstoff im Unterbau verlaufen über ihre gesamte Länge der Felder 1.0 und 1.5 tiefer als die Deflexionsmulden der Vergleichsstrecke. Diese „Parallelverschiebung“ zeigt an, dass hier die Tragfähigkeit der gesamten Befestigung geringer ist. Aus dem hinteren Verlauf der Deflexionsmulden – etwa ab 900 mm vom Lastzentrum entfernt – kann auf Grund der großen Deflexionen auf einen relativ „weichen“ Unterbau/Untergrund geschlossen werden.

Im Feld 1.0 gibt es einen deutlichen Unterschied zwischen den in der äußeren Radspur und den zwischen den Radspuren aufgenommenen Deflexionsmulden. Dies ist auf die schon angeführte Längsrisssbildung in der äußeren Radspur in diesem Feld zurückzuführen, aus der größere Deflexionen und somit „tiefere“ Deflexionsmulden resultieren. Ansonsten verlaufen die Einhüllenden beider Bereiche in den Feldern ziemlich deckungsgleich, was auf eine gleichmäßige Tragfähigkeit hindeutet. Dass im Feld 2.5 die Einhüllenden im vorderen Bereich der Deflexionsmulde etwas breiter verlaufen als im Feld 2.0, liegt an den in dieses Feld hineinlaufenden Längsrisssen.

Mit der geringeren Tragfähigkeit der Straßenbefestigung im EPS-Bereich geht eine höhere Beanspruchung ihrer Schichten bei Belastung durch den Schwerverkehr einher, d. h., es werden in ihnen vergleichsweise größere Spannungen hervorgerufen. Auf Grund der höheren Beanspruchungssituation im EPS-Bereich muss von einem höheren „Substanzverbrauch“ im Laufe der Nutzungszeit und infolgedessen von einem kürzeren Nutzungszeitraum gegenüber dem Bereich ohne Leichtbaustoffe ausgegangen werden.

8.3.4.6 Beurteilung der Tragfähigkeit anhand der Deflexionsmuldenauswertung

Die Beurteilung der Tragfähigkeit erfolgt mit der Methode nach JENDIA [21]. Die notwendigen Größen hierfür sind der Krümmungsradius R_0 und die Deflexion d_1 im Lastzentrum der Deflexionsmulde, die in die aus der Halbraumtheorie abgeleitete Tragfähigkeitszahl

$$T_z = \left(\frac{R_0}{d_1} \right)^{0,5} \quad (13)$$

einfließen, sowie der Untergrund/Unterbau-Indikator

$$UI = d_{(900 \text{ mm})} - d_{(1.500 \text{ mm})} \quad (14),$$

der als Differenz zwischen den 900 mm und 1.500 mm vom Lastzentrum entfernt gemessenen Deflexionen definiert ist. Der Krümmungsradius R_0 im Lastzentrum beschreibt das Verformungsverhalten der gebundenen Schichten einer flexiblen Straßenbefestigung. Beeinflusst wird er u. a. vom Verbund zwischen den Schichten und vom Tragverhalten der direkt darunter liegenden Schichten. Die Deflexion d_1 im Lastzentrum beschreibt überwiegend das Tragverhalten der ungebundenen Schichten und des Untergrundes/Unterbaues. Die Tragfähigkeitszahl T_z , in die beide vorgenannten Größen einfließen, ist demnach ein Maß für das Tragverhalten der gebundenen und ungebundenen Schichten der untersuchten Straßenbefestigung. Je größer diese ist, umso tragfähiger ist die Straßenbefestigung. Der Untergrund/Unterbau-Indikator UI schließlich erlaubt eine Aussage über die Tragfähigkeit des Untergrundes bzw. Unterbaues. Je kleiner er ist, umso höher ist deren Tragfähigkeit.

In [21] werden anhand der dort untersuchten Strecken für die Tragfähigkeitszahl T_z und den Untergrund/Unterbau-Indikator UI Orientierungswerte vorgeschlagen, die das so genannte UI - T_z -Diagramm in vier Bereiche unterteilen und so eine Beurteilung der Tragfähigkeit von flexiblen Straßenbefestigungen ermöglichen. Die Bereichsgrenzen sind durch die Orientierungswerte für die Tragfähigkeitszahl $T_z = 0,75$ und den Untergrund/Unterbau-Indikator $UI = 70 \mu\text{m}$ festgelegt.

Die vier Bereiche werden in [21] wie folgt definiert (siehe auch Bild 45):

Bereich I ($T_z > 0,75$, $UI < 70 \mu\text{m}$): Die oberen gebundenen Schichten sind relativ steif. Die direkt unter den gebundenen Schichten liegenden Schichten sind tragfähig. Der Untergrund/Unterbau weist relativ hohe Tragfähigkeiten auf. Damit ist die Tragfähigkeit der gesamten Straßenbefestigung gewährleistet.

Bereich II ($T_z > 0,75$, $UI > 70 \mu\text{m}$): Die oberen gebundenen Schichten sind relativ steif. Die direkt unter den gebundenen Schichten liegenden Schichten sind tragfähig. Der Untergrund/Unterbau weist relativ geringe Tragfähigkeiten auf. Damit ist die Tragfähigkeit der Straßenbefestigung trotz hoher Tragfähigkeitszahl wegen der geringen Tragfähigkeit des Untergrundes/Unterbaues nicht dauerhaft gewährleistet.

Bereich III ($T_z < 0,75$, $UI < 70 \mu\text{m}$): Die oberen gebundenen Schichten sind relativ nachgiebig. Die Tragfähigkeit der direkt unter den gebundenen Schichten liegenden Schichten hat keinen großen Einfluss. Der Untergrund/Unterbau weist relativ hohe Tragfähigkeiten auf. Dies bedeutet, dass die Tragfähigkeit der Straßenbefestigung nur durch eine Erhaltungsmaßnahme, z. B. Verstärkung der oberen gebundenen Schichten, dauerhaft gewährleistet werden kann.

Bereich IV ($T_z < 0,75$, $UI > 70 \mu\text{m}$): Die oberen gebundenen Schichten sind relativ nachgiebig. Die direkt unter den gebundenen Schichten liegenden Schichten sind wenig tragfähig. Der Untergrund/Unterbau weist relativ geringe Tragfähigkeiten auf. Damit ist die Tragfähigkeit der gesamten Straßenbefestigung als mangelhaft zu beurteilen.

Die aus Deflexionsmulden bestimmten Größen Untergrund/Unterbau-Indikator UI und Tragfähigkeitszahl T_z werden als Wertepaare in das UI - T_z -Diagramm eingetragen. Die Lage der Wertepaare innerhalb des Diagramms und seiner Bereiche erlaubt nun eine Beurteilung der Tragfähigkeit der untersuchten Straßenbefestigung.

Eigene Untersuchungen zeigen, dass die zuvor beschriebene Methode Schwächen hinsichtlich der Beurteilung der Tragfähigkeit von Straßenbefestigungen auf „weichem“ Unterbau/Untergrund aufweist. Im vorliegenden Fall ist dies der Bereich mit EPS-Hartschaumstoff im Unterbau der südlichen Rampe. Daher wird die Bewertung mit dieser Methode nur für die Bereiche der Rampen durchgeführt, deren Unterbau ausschließlich aus Feinsand besteht. Für die zugehörigen Deflexionsmulden wurden für alle Messreihen die notwendigen Parameter UI und T_z berechnet.

Alle UI - T_z -Wertepaare liegen im Bereich I des UI - T_z -Diagrammes, d. h., die Tragfähigkeit der Straßenbefestigung in den Bereichen mit ausschließlich Sand im Unterbau ist gewährleistet. Weiterhin ist anhand der eng zusammenliegenden Punkte im JENDIA-Diagramm der Wertepaare „äußere Radspur“ und „zwischen den Radspuren“ die Gleichmäßigkeit der Tragfähigkeit zu erkennen. Eine Ausnahme hiervon stellt das Feld 2.5 dar. Die langgestreckte Form der Wertepaare in Richtung des Untergrund/Unterbau-Indikators UI zeigt größere Unterschiede der Tragfähigkeit des Unterbaues an. Verantwortlich hierfür sind die in dieses Feld hineinlaufenden Längsrisse in den gebunde-

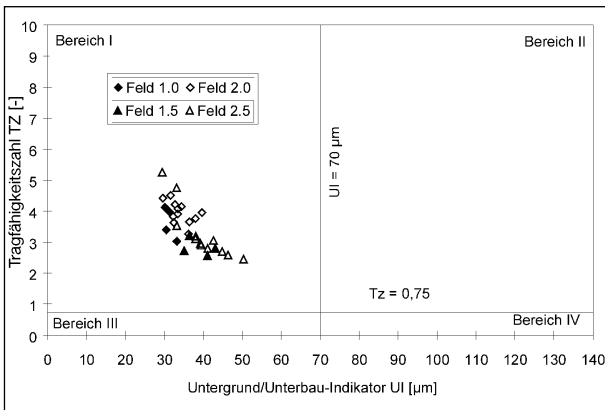


Bild 45: Tragfähigkeitskennwerte zum Zeitpunkt der MR7

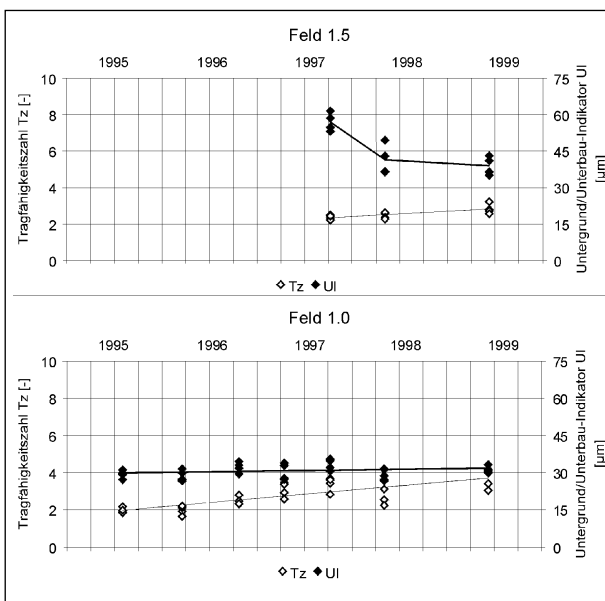


Bild 46: Zeitlicher Verlauf der Tragfähigkeitszahlen an der südlichen Rampe (nur Bereich ohne EPS im Unterbau)

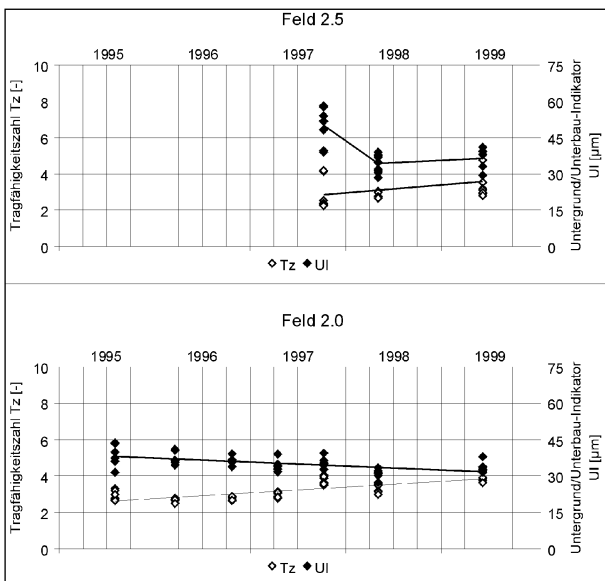


Bild 47: Zeitlicher Verlauf der Tragfähigkeitszahlen an der nördlichen Rampe

nen Schichten. Dies drückt sich in größeren Untergrund/Unterbau-Indikatoren und in deren Folge durch kleinere Tragfähigkeitszahlen T_z aus. Beispielhaft sind für alle vier Felder die Tragfähigkeitszahlen zum Zeitpunkt der Messreihe MR 7 in Bild 45 dargestellt. Die Tragfähigkeitszahlen für die äußere Radspur und den Bereich zwischen den Radspuren sind dabei zusammengefasst, da sie sich nicht wesentlich voneinander unterscheiden.

Tragfähigkeitszahlen und Untergrundindikatoren im EPS-Bereich zeigen an, dass die Tragfähigkeit der Straßenbefestigung ebenfalls gewährleistet ist. Sie ist aber messbar geringer als in Bereichen ohne EPS-Hartschaumstoff im Unterbau.

In allen Feldern, mit Ausnahme der Bereiche mit Längsrissen, wurde im Lauf der vierjährigen Beobachtungszeit eine leichte Abnahme der Deflexion im Lastzentrum festgestellt, vgl. Abschnitt 8.3.4.4. Dies kann als Hinweis auf eine Zunahme der Tragfähigkeit in diesem Zeitraum angesehen werden. Diese Zunahme der Tragfähigkeit in den ersten Jahren nach Verkehrsübergabe wird häufig beobachtet. Sie wird allgemein mit Nachverdichtungseffekten erklärt.

Die Entwicklung von Tragfähigkeitszahl und Untergrundindikator im Beobachtungszeitraum ist in Bild 46 für die Felder 1.0 und 1.5 und in Bild 47 für die Felder 2.0 und 2.5 dargestellt. In allen Feldern nehmen die Tragfähigkeitszahlen im Laufe der Zeit zu und die Untergrundindikatoren nehmen ab bzw. ändern sich nicht wesentlich.

8.3.5 Vergleich mit Straßenbefestigungen gleicher Bauweise

Im Rahmen des AP-Projektes 95 341/S4 [1] wurden 1995/1996 an 31 jeweils 500 m langen Streckenabschnitten verschiedener Bauweisen Tragfähigkeitsmessungen durchgeführt. 13 Streckenabschnitte gehörten zur Bauweise „Asphalttrag-schicht und Bodenverfestigung auf Frostschutz-schicht“. Für den Vergleich mit den Verhältnissen an der BAB A 31 kommen aber nur zwei von ihnen in Frage. Sie weisen mit insgesamt 30,6 cm bzw. 33,4 cm nicht zu stark abweichende Dicken der gebundenen Schichten auf. Die in der äußeren Radspur und zwischen den Radspuren gemessenen Deflexionsmulden sind in Bild 48 zu einem Vergleichsband zusammengefasst (grau hinterlegt).

In Bild 48 ist zu erkennen, dass die Bänder, die die in den vier Feldern gemessenen Deflexionsmulden

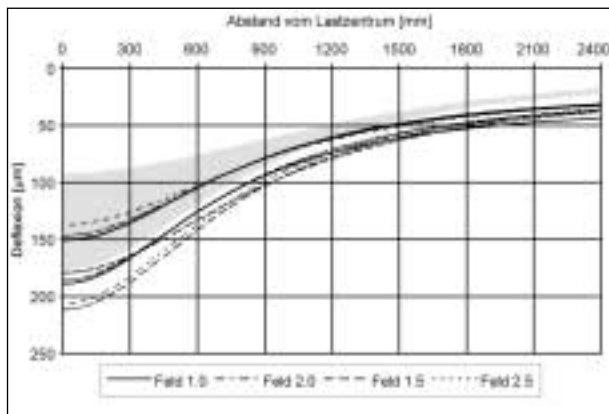


Bild 48: Vergleich mit an Streckenabschnitten gleicher Bauweise gemessenen Deflexionsmulden (außerhalb des EPS-Bereiches)

einhalten, zum überwiegenden Teil unterhalb des Vergleichsbandes verlaufen. Untersuchungen zeigten, dass die Deflexionsmuldenabschnitte weiter als etwa 900 mm vom Lastzentrum entfernt nur noch von den ungebundenen Schichten und dem Untergrund beeinflusst werden. Aus der Lage der Bänder ergibt sich eine vergleichsweise geringere Tragfähigkeit der Frostschutzschicht aus enggestuftem Feinsand gegenüber der Verwendung von abgestuftem Material. Das hat vergleichsweise größere vertikale Verformungen der gebundenen Schichten bei Achsüberrollungen zur Folge, erkennbar an den größeren Deflexionen im vorderen Bereich der Bänder. Hieraus leiten sich größere Biegezugspannungen in der zementgebundenen Verfestigung ab, die vor allem bei großen Achslasten und entsprechender Überrollungshäufigkeit zu einer Überschreitung der Zugfestigkeit und somit zur Rissbildung führen können.

9 Geh- und Radwegüberführung der BAB A 31 bei Emden

9.1 Ausgangslage

Beim Ausbau der Westumgehung Emden zur Bundesautobahn A 31 war der Bau einer Geh- und Radwegüberführung erforderlich. Die westliche Rampe dieser Überführung wird von einer Gashochdruckleitung mit einer Nennweite von 200 mm gekreuzt (Bild 49). Als Baugrund stehen 7,5 m dicke, holozäne Weichschichten an, und zwar Klei in der oberen Hälfte und Torf in der unteren Hälfte. Die Weichschichten werden von Geschiebelehm in einer Mächtigkeit von 1,5 m und pleistozänen Feinsanden unterlagert. Die minimale Anfangsscherfes-

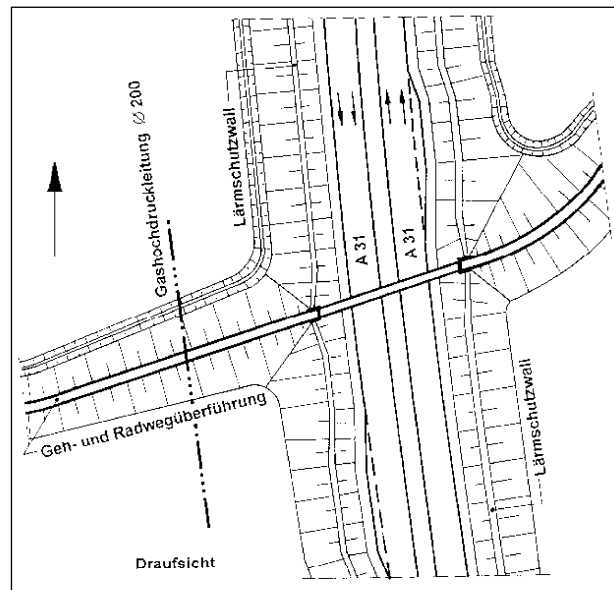


Bild 49: Lageplan der Geh- und Radwegüberführung mit kreuzender Gashochdruckleitung

tigkeit im Klei beträgt um 15 kN/m^2 und die im Torf um 30 kN/m^2 .

Die Gradiente der Überführungsrampen liegt maximal bei 7,3 mNN, entsprechend 7,5 m über Gelände. Im Kreuzungsbereich mit der Gasleitung liegt die Gradiente bei 5,2 mNN. Die befestigte Breite des Weges beträgt 2,0 m und die Breite der Seitenstreifen jeweils 1,0 m.

Als grundungstechnisch geeignetste und wirtschaftlichste Lösung zur Gründung der Rampen wurde von der BASt die Anwendung des Überschüttverfahrens mit Vertikaldräns zur Setzungsbeschleunigung und der Einbau geotextiler Bewehrungen ab 5 m Schüttkörperdicke empfohlen. Wegen der geringen Verkehrsbelastung und Bedeutung der Überführung wurde ein Abtrag nach Eintritt der Setzungen von 0,5 m als ausreichend erachtet.

Besondere Maßnahmen waren im Kreuzungsbereich mit der Gashochdruckleitung erforderlich. Die erforderliche Schüttkörperdicke von 7,8 m hätte Setzungen von etwa 1,8 m verursacht, die zu einer Überbeanspruchung der Leitung geführt hätten. Zur Sicherung der Gasleitung wurde deshalb ein aus mehreren Maßnahmen bestehendes Konzept erarbeitet und angewendet:

- Bodenaustausch im Rohrgraben bis 1,6 m unter Gelände.
- Verlegung der Gasleitung im Sandbett (minimale Dicke 0,5 m) mit einer affinen Vorverformung entsprechend dem Verlauf der rechnerischen

Setzungsmulde, Stichmaß = Hälfte der maximalen Setzungen.

- Reduzierung der Höhe des Vorbelastungsdammes auf 5 mNN (Schüttkörperdicke = 5,3 m) zur Verringerung der Setzungen im Einflussbereich der Gasleitung.
- Streckung der Setzungsmulde durch Abflachung der Neigung der Böschungen des Vorbelastungsdammes von 1:1,5 auf 1:4.

Durch diese Maßnahmen konnte die Durchbiegung der Gasleitung auf das zulässige Maß reduziert werden. Die Tiefe der Setzungsmulde wurde mit 1,2 m berechnet. Infolge dieser Maßnahmen liegt die Oberfläche des Vorbelastungsdammes nach Eintritt der Setzungen rd. 1,4 m unter der geplanten Gradiente. Zum Ausgleich dieser Höhe und zur Entlastung des Untergrundes wurde EPS-Hartschaumstoff eingebaut. Um die Kriechsetzungen

zu verringern, wurde eine Höhe des EPS-Körpers von 2,5 m gewählt, die einer Entlastung von 20 % der Vorbelastungsspannungen entspricht. Die beschriebene Situation ist in Bild 50 dargestellt.

Für den Vergleich der EPS-Bauweise mit dem Überschüttverfahren wurde die Höhe der Vorbelastung an der westlichen Rampe im Widerlagerbereich auf 7 mNN reduziert und die Entlastung durch den Einbau von 3 Lagen EPS vorgenommen. An der östlichen Rampe wurde die erforderliche Schüttkörperdicke von 9 m aufgebracht.

In der 2^{1/2}-jährigen Liegezeit stellten sich im Kreuzungsbereich mit der Gasleitung maximale Setzungen von 1,12 m ein. Der tatsächliche Verlauf der Setzungsmulde entsprach allerdings nicht dem berechneten Verlauf (siehe Querschnitt in Bild 49). Dadurch traten an der Gasleitung Biegeradien auf, die zu einer 95%igen Auslastung der zulässigen Vergleichsspannung führten. Im Hinblick auf die

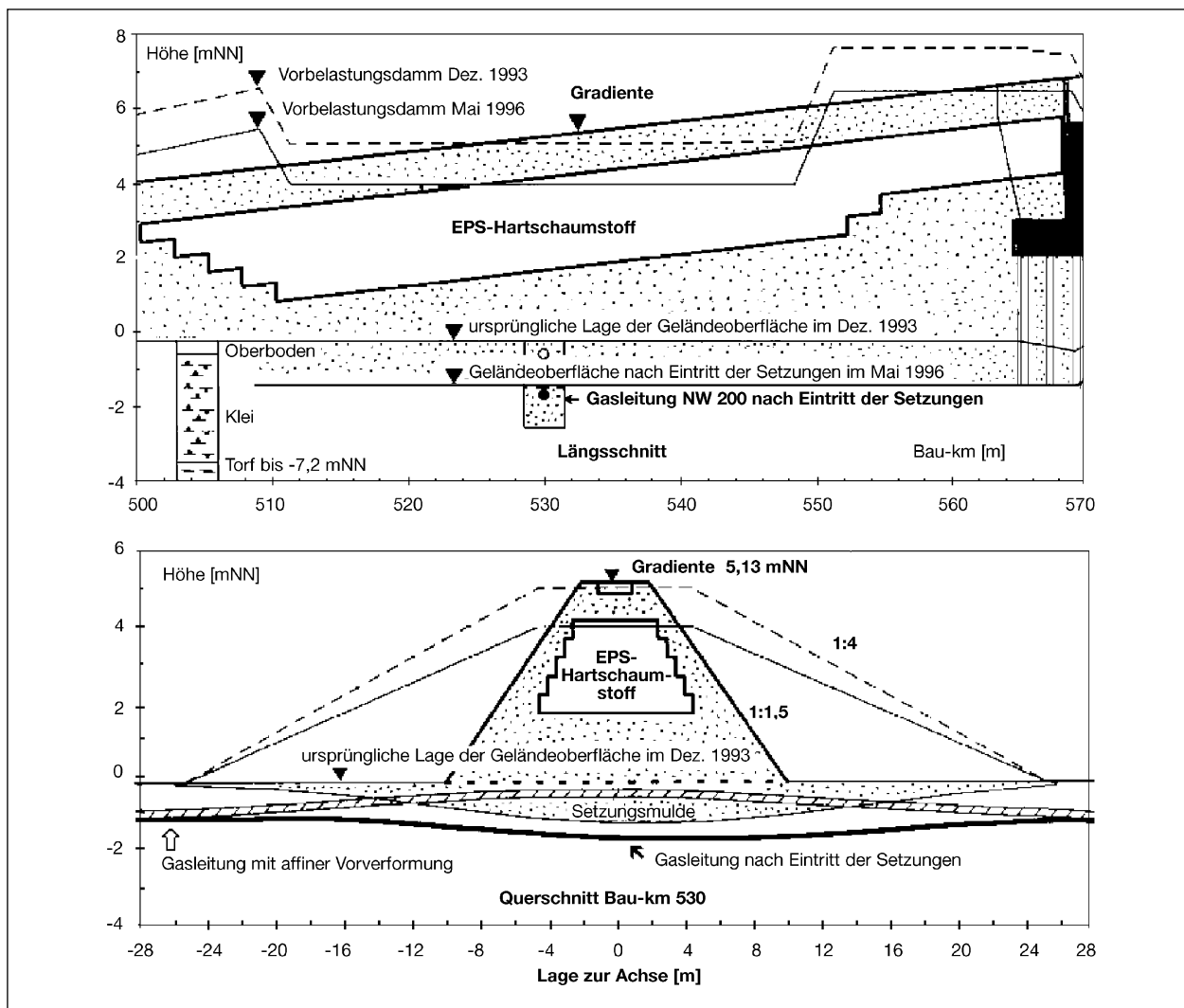


Bild 50: Längs- und Querschnitt der Geh- und Radwegüberführung im Kreuzungsbereich mit der Gashochdruckleitung

unvermeidbaren Kriechverformungen des Untergrundes wurde daher die Leitung vor dem EPS-Einbau in dem betreffenden Teilbereich erneut ausgerichtet.

9.2 Einbau und Dammherstellung

Die Überdeckung des EPS-Körpers einschließlich der Befestigung des Weges wurde zu 1,0 m gewählt. Dies entspricht Bauweise B des Merkblattes [2]. Wegen der geringen Verkehrsbelastung wurde keine lastverteilende Betonplatte angeordnet. Die Breite der obersten Lage beträgt 5 m, die der untersten Lage 9 m. Es wurde EPS mit einer Rohdichte von 20 kg/m^3 verwendet. Bild 51 zeigt die teilweise abgedeckte fünfte EPS-Lage.

Der Einbau der etwa 1.000 m^3 EPS-Hartschaumblöcke erfolgte im Juli 1996. Über eine Baustraße parallel zur Rampe wurden die Blöcke per Lkw angefahren, abgeladen und eingebaut. Die Blöcke wurden – wie im Längsschnitt in Bild 50 dargestellt – im Gefälle der Rampe von 4 % verlegt. Im Gegensatz zur Verlegung am Larrelter Tief befindet sich hier die kürzeste Lage unten. Diese Form des EPS-Körpers ist der hier notwendigen Entlastung optimal angepasst und erfordert das geringste EPS-Volumen. Allerdings ist der Aufwand für die Herstellung der Feinplanien für die darüber liegenden EPS-Lagen höher gegenüber einer Verlegung, bei der die längste Lage unten liegt.

Die einzelnen EPS-Lagen wurden abwechselnd längs und quer verlegt, wie es im Merkblatt [2] empfohlen wird. Bei Blockabmessungen von $L \times B \times H = 4 \times 1 \times 0,5 \text{ m}$ ergibt sich in Längsrichtung des Dammes bei der Querverlegung die 4fache Fugenzahl gegenüber der Längsverlegung. Die größere Fugenzahl hat hier dazu geführt, dass



Bild 51: 5. Lage EPS-Hartschaumstoff in der Geh- und Radwegüberführung

der Fugenversatz am Ende der EPS-Strecke (70 m) nur noch etwa 20 cm auf der oberen bzw. 30 cm auf der unteren Blocklage betrug. Diese Maße entsprechen etwa dem 2fachen Durchmesser der verwendeten Krallendübel und werden als ausreichend für die Lagesicherung der Blöcke beim Einbau gehalten. Der im Merkblatt [2] geforderte Fugenversatz von mindestens 0,5 m ist bei dieser Verlegeart und bei diesen Blockabmessungen nicht einhaltbar. Außerdem war das Halbieren zahlreicher Blöcke in den quer verlegten Lagen erforderlich. Dieser Zuschnitt wurde – bei entsprechendem Aufwand – mit einem Draht auf der Baustelle durchgeführt.

Die Verdichtung der seitlichen Böschungen wurde nach der Arbeitsanweisung durchgeführt, die bei der EPS-Anwendung am Larrelter Tief ermittelt worden ist. Es wurden Plattenrüttler (Duomat DVH 5010) eingesetzt. Die Verdichtungskontrollen wurden durch die BASt mit dem leichten Fallgewichtsgerät durchgeführt. Bei dynamischen Verformungsmoduln $E_{vd} < \text{etwa } 30 \text{ MN/m}^2$ mussten nachverdichtet werden.

9.3 Ergebnisse der Verformungsmessungen

Die eingebauten EPS-Blöcke wurden im Juli 1996 lediglich mit einer etwa 20 cm dicken Sandschicht abgedeckt. Die vollständige EPS-Überdeckung, die Dammprofilierung und die Befestigung des Weges wurden erst im Oktober 1996 durchgeführt. Entsprechend diesem Bauablauf erfolgte die Installation der Messeinrichtungen für die Verformungsmessungen. Im EPS-Bereich an der westlichen Rampe wurden die Verformungen in drei Messebenen (neben der 1. EPS-Lage, auf der EPS-Oberfläche und an Randsteinen der Wegbefestigung) bei Bau-km 507, 530 und 555 erfasst. Außerdem konnten bei Bau-km 500 und 540 Plattenpegel der Vorbelastung erhalten werden, die auf der ursprünglichen Geländeoberfläche stehen. An der östlichen Rampe ohne EPS wurden die Setzungen der Randsteine von April 1997 bis Mai 1998 bei Bau-km 630, 655 und 672 gemessen. An diesen Stellen entsprechen sich die jeweiligen Gradientenhöhen.

Exemplarisch für die Verformungen im EPS-Bereich sind im Bild 52 die Zeit-Setzungsverläufe der Pegel im Kreuzungsbereich mit der Gasleitung dargestellt (Querschnitt Bau-km 530). Neben der 1.

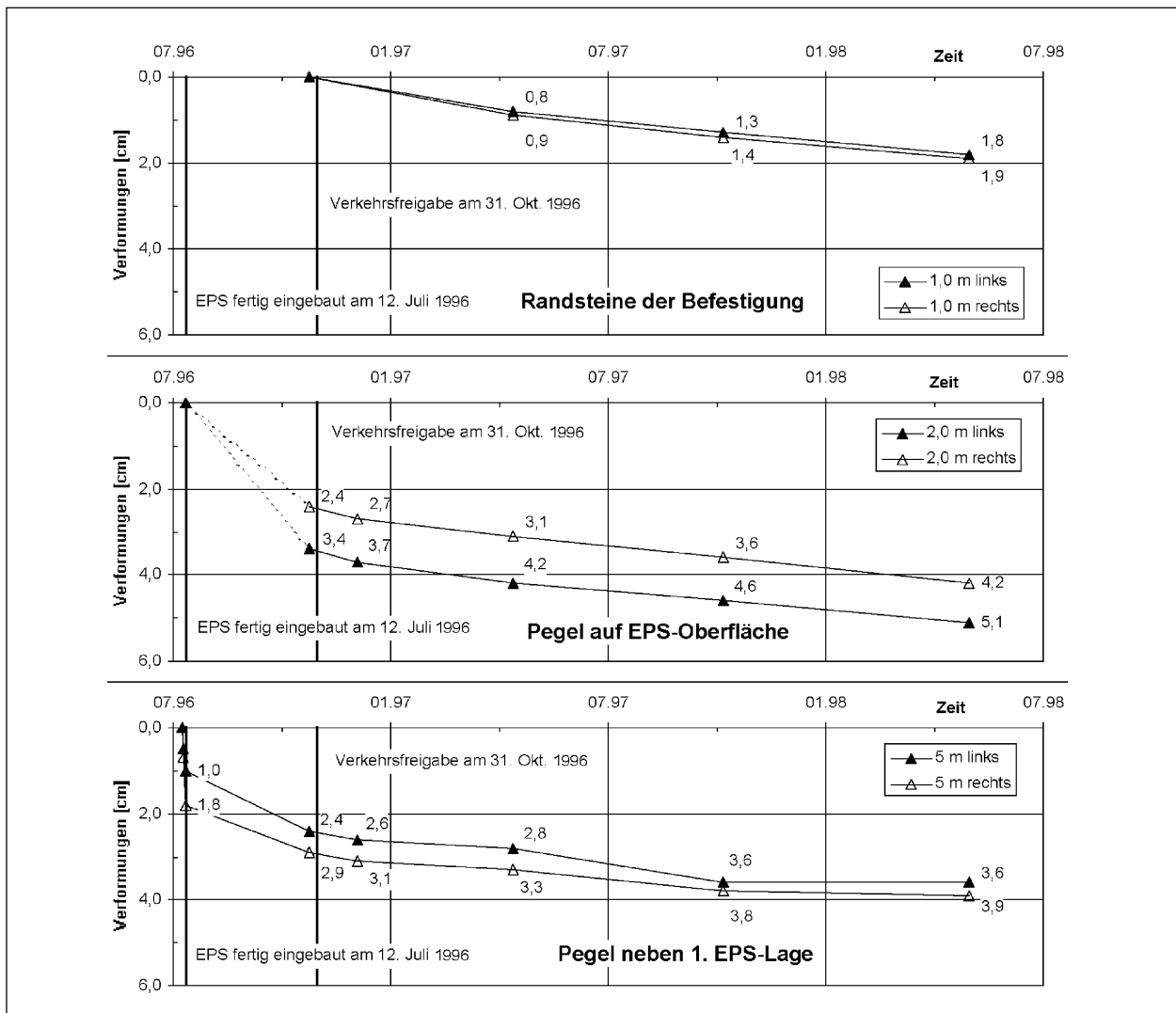


Bild 52: Zeit-Setzungsverlauf in den Messebenen im Querschnitt 530 (Kreuzung der Gasleitung)

Messebene	„Schicht“	links der Achse		rechts der Achse	
		Verformungen [cm]	Verformungsanteile [cm] (%)	Verformungen [cm]	Verformungsanteile [cm] (%)
Oberfläche Pflaster	EPS-Überdeckung	1,8	0,1 (6)	1,9	0,1 (5)
EPS-Oberfläche	EPS-Körper	1,7	0,5 (28)	1,8	0,8 (42)
Auflageebene	Untergrund	1,2	1,2 (66)	1,0	1,0 (53)

Tab. 9: Verformungen und Verformungsanteile im Querschnitt Bau-km 530 zwischen Okt. 1996 und Mai 1998

EPS-Lage sind im Zuge der Böschungsherstellung beim EPS-Einbau Setzungen von 1,0 bzw. 1,8 cm eingetreten, die bis zur Fertigstellung der Rampe Ende Oktober 1996 auf 2,4 cm bzw. 2,9 cm zugenommen haben. Der genaue Verlauf der Verformungen auf der EPS-Oberfläche konnte nicht erfasst werden, da die Folgemessung nach der Pegelaufstellung im Juli 1996 erst nach dem Aufbringen der Überdeckung und der Wegbefestigung im Oktober 1996 durchgeführt werden konnte.

Die Größe der Verformungen von 2,4 cm bzw. 3,4 cm lässt aber den Schluss zu, dass auch hier die EPS-Blöcke durch die Belastung aus der Überdeckung zunächst aneinander angepresst wurden. Infolge der Anfangsstauchung beträgt die Zusammendrückung der EPS-Blöcke lediglich 1 cm.

Die Verformungen und Verformungsanteile seit der Verkehrsfreigabe Ende Oktober 1996 bis zur letzten Messung im Mai 1998 sind in Tabelle 9 zusammengestellt. Mit 0,1 cm fand eine sehr geringe Nachverdichtung der Schichten oberhalb des EPS statt. Die Zusammendrückung des EPS-Körpers in diesem Zeitraum betrug 0,5 cm bzw. 0,8 cm und war bedingt durch das Kriechen des EPS-Hartschaumstoffs. Mit deutlich über 50 Prozent der Verformungen haben die Kriechsetzungen des Untergrundes den größten Anteil an den Verformungen.

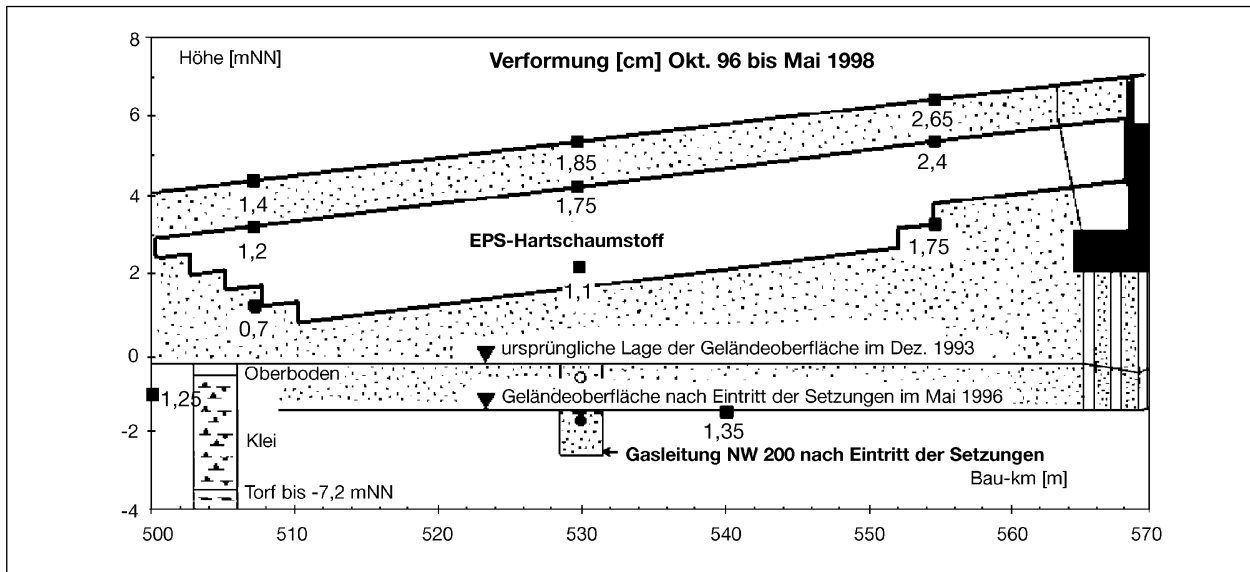


Bild 53: Übersicht über die Verformungen an der westlichen Rampe der Geh- und Radwegüberführung (Okt. 1996 bis Mai 1998)

Eine Übersicht über die Verformungen im EPS-Bereich seit der Verkehrsfreigabe im Oktober 1996 bis zur letzten Messung im Mai 1998 enthält Bild 53. Daraus ist deutlich zu erkennen, dass die Verformungen überwiegend durch die Setzungen des Untergrundes verursacht wurden. Die Setzungen sind umso größer, je höher die verbliebene Belastung des Untergrundes ist.

Der Vergleich der Setzungen an den Randsteinen im EPS-Bereich mit denen an der östlichen Rampe (ohne EPS, aber etwa gleiche Entlastung durch Abtrag der Überschüttung) war nur für die Zeit zwischen April 1997 und Mai 1998 möglich (Installation der Messpunkte). Die Randsteine an der westlichen Rampe setzten sich in diesem Zeitraum je nach Rampenhöhe durchschnittlich um 0,5 cm bis 1,3 cm. Gleichzeitig lagen die mittleren Setzung der Randsteine an der östlichen Rampe zwischen 0,6 cm und 2,3 cm.

10 Einbauerfahrungen aus den Baumaßnahmen

Die bisherigen Anwendungen der EPS-Bauweise in Deutschland haben gezeigt, dass die Verlegung der Blöcke einfach und unproblematisch ist. Eine höhengenaue und ebene Auflagerebene ist jedoch für eine exakte Verlegung unbedingte Voraussetzung. Eine detaillierte Arbeitsvorbereitung mit Verlegeplänen, die die einzelnen Blocklagen darstellen, ist sehr zu empfehlen. Damit können die Überlappung der Blöcke vorab kontrolliert, die Massen

Gerät	Bagger/Lader		
	Raupen/ Hydraulikbagger	Radlader	Radlader
Herstellerbezeichnung	Orenstein & Koppel RH 6 PMS-LC 700	Hanomag Typ 60 E	Orenstein & Koppel Typ L 6-2
Betriebsgewicht	22.000 kg	16.150 kg	4.500 kg
Motorleistung	106 kW (144 PS)	132 kW (180 PS)	35 kW (48 PS)
Fassungsvermögen der Schaufel	1,3 cbm Tieflöffel nach CECE	3,8 cbm	0,7 cbm

Tab. 10: Eingesetzte Gerätschaften zum Einbau der Schüttmaterialien

Gerät	Verdichtungsgeräte			
	Walzenzug	Rüttelplatte	Rüttelplatte	Stamper
Herstellerbezeichnung	Dynapac CA 25 D	Dynapac Typ LG 700	Dynapac Typ LG 450	Waaker BS 60 Y
Betriebsgewicht	9.800 kg	733 kg	457 kg	63 kg
Motorleistung	92 kW (125 PS)	9,7 kW	7,5 kW	2,3 kW
Abmessungen	Bandagenbreite 2.130 mm, Ø 1.525 mm	960 x 1.000 mm inkl. Anbauleisten	850 x 900 mm inkl. Anbauleisten	320 x 280 mm
Fliehkraft	79,5/160 kN	78 kN	50 kN	Schlagleistung 750 W
Frequenz	23-28 Hz	50 Hz	55 Hz	Schlagzahl bis 690 1/min
Arbeitsgeschwindigkeit	bis 6 km/h	bis 23 m/min	bis 24 m/min	Vorlauf bis 12,5 m/min

Tab. 11: Eingesetzte Gerätschaften zum Verdichten der Schüttmaterialien

ermittelt und die Zuschnittarbeiten auf der Baustelle minimiert werden. Geteilte Blöcke können und sollten damit vorab bestellt und werkseitig zugeschnitten werden.

Bei der Baumaßnahme „Larrelter Tief“ wurden die in den Tabellen 10 und 11 aufgelisteten Gerätschaften verwendet. Es hat sich als ausreichend herausgestellt, die erforderlichen Gerätschaften auf der Baustelle im Wesentlichen auf die Standardausrüstung einer Erdbaustelle zu beschränken.

Die Verlegung erfolgt von Hand auf möglichst kurzen Transportwegen. Dies kann durch Anlegen einer Baustraße zur Einbaustelle erreicht werden. Bei einer hier nicht beschriebenen Baumaßnahme sind die EPS-Blöcke auf Paletten auf einen Zwischenlagerplatz abgeladen worden. Von dort sind die Paletten mit einem Bagger zur Einbaustelle gebracht worden. Dieses Vorgehen hat den Vorteil, dass die Blöcke nur horizontal – und nicht von Hand auf die Rampe – transportiert werden müssen.

Zum Zuschneiden bzw. Kürzen der Blöcke hat sich im einfachsten Fall die Verwendung von glattem, dünnem Bindedraht als „Säge“ bewährt. Bei unregelmäßigem Grundriss des EPS-Körpers wird der Aufwand des Zuschneidens höher und die Anschaffung eines Heizdrahtbügels mit Trafo (Kosten insgesamt ca. 700 DM) sinnvoll und wirtschaftlich. Einige Blockhersteller halten diese Gerätschaften vor und stellen sie der Einbaufirma zur Verfügung.

Die einzelnen Lagen sollten sofort nach dem Verlegen seitlich eingeschüttet werden. Damit wird sichergestellt, dass die EPS-Blöcke auch bei starkem Wind nicht aufliegen. Das Tagewerk kann so zuverlässig gesichert werden. Um die 1. EPS-Lage in ihrer Lage zu sichern, sollten die seitlichen Böschungen gleichzeitig angeschüttet und vor allem gleichzeitig verdichtet werden. Wegen des geringen Eigengewichts von EPS-Hartschaumstoff verschiebt sich sonst die ganze Lage. Bei den nachfolgenden Lagen ist diese Gefahr durch die einzusetzenden Befestigungselemente nicht mehr in dem Maße gegeben; es hat sich aber bewährt, beide Seiten einzuschütten, bevor mit den Verdichtungsarbeiten begonnen wird. Bei der Überschüttung des EPS-Körpers ist zu beachten, dass das EPS nicht ungeschützt durch schwere Baustellenfahrzeuge befahren wird und die erste Lage der Überschüttung bis 0,5 m Dicke mit handgeführten Plattenrüttlern verdichtet wird.

Die Blöcke werden in den horizontalen Fugen durch punktweises Verkleben oder durch Befestigungselemente wie z. B. „Krallendübel“ gegen Verschieben während des Einbaues gesichert. Das Merkblatt [2] empfiehlt dazu 1 bis 2 Krallendübel $\varnothing = 117 \text{ mm}$ je m^2 Fläche. Die Erfahrung zeigt, dass die punktweise Verklebung der Blöcke problematisch ist. Die Klebewirkung tritt nicht sofort ein, so dass die Blöcke erst nach der Reaktion des Klebstoffes in der Lage gesichert sind. Außerdem kann die Klebewirkung durch Unebenheiten auf den Blockflächen reduziert werden. Im Ausland

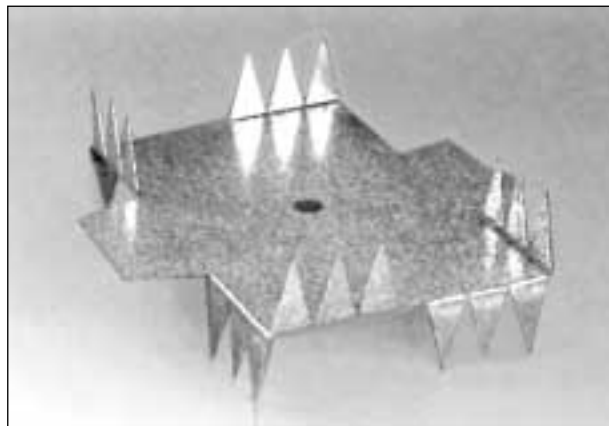


Bild 54: Dübel zur Lagesicherung von EPS-Blöcken

werden für die Lagesicherung gestanzte Rechteckdübel verwendet, die sehr dünn sind und wegen der längeren Zähne bei EPS-Anwendungen besser geeignet sind als Krallendübel (siehe Bild 54). Diese Krallendübel werden von einigen Blockherstellern für EPS-Anwendungen im Straßenbau mit angeboten.

Auf Grund der Maßhaltigkeit des EPS-Auflagers ($\pm 1 \text{ cm}$ auf 4 m Länge) und der zugelassenen Herstellungstoleranz der EPS-Blöcke von $\pm 0,5 \%$ der Länge, Breite und Höhe liegen die Blöcke nicht vollflächig auf dem Auflager und aufeinander. Bei den hier beschriebenen Anwendungen lagen die EPS-Blöcke um etwa 1 % der Einbauhöhe über der planmäßigen Sollhöhe. Beim Aufbringen der EPS-Überdeckung wurden die Blöcke aufeinander und ans Auflager gepresst. Dies führte zu entsprechenden „Setzungen“ der EPS-Oberfläche. Diese Setzungen sind für die Gebrauchsfähigkeit der Straße nicht von Bedeutung. Für Anwendungen mit mehr als etwa 6 EPS-Lagen wird deshalb aber empfohlen, eine belastende und lastverteilende Betonplatte einzubauen. Damit wird für die nachfolgenden Lagen ein ebenes und höhengenaues Auflager geschaffen.

Der geringste Aufwand für die Herstellung des Feinplanums ergibt sich, wenn die längste und breiteste EPS-Lage unten verlegt wird, weil das Feinplanum in einem Arbeitsgang hergestellt werden kann. An der Geh- und Radwegüberführung ist wegen der optimalen Anpassung der Entlastung und zur Erfahrungssammlung die kürzeste Lage unten verlegt worden.

Weiterhin wird empfohlen, bei überwiegender Längenausdehnung des EPS-Körpers die Blöcke nur in Längsrichtung zu verlegen. Die Querverlegung erfordert unnötige Zuschnittsarbeiten, da mehr

Datum	Abladen und Verlegen	Personaleinsatz			Geräteinsatz	
		Dauer [Std.]	Sonstige Arbeiten	Dauer [Std.]	Gerät	Dauer [Std.]
27.03.95	8 Mann x 3 Std. (1. und 2. Lage)	24,0	Planum nachgearbeitet, 5 Mann x 2,5 Std. Blöcke am Widerlager zuschneiden, 8 Mann x 1 Std. Seitenraum verfüllt und verdichtet, 8 Mann x 4 Std.	12,5 8,0 32,0	Lader L 6-2 Rüttelplatten Stampfer	8,0
28.03.95	7 Mann x 5 Std. (2. und 3. Lage)	35,0	Schnee abgeräumt, 7 Mann x 1 Std. Seitenraum verfüllt und verdichtet, 7 Mann x 4,5 Std. 2 m ³ Beton in Spalt zwischen Widerlager und EPS eingebaut, 2 Mann x 2 Std.	7,0 31,5 4,0	Lader 60E Lader L 6-2 Rüttelplatten Stampfer	1,5 5,0
29.03.95	9 Mann x 5 Std. (3. und 4. Lage)	45,0	Schnee abgeräumt, 9 Mann x 1 Std. 0,5 m ³ Beton eingebaut (s. o.), insgesamt Sand-Zement-Gemisch auf Pfahlkopfplatte zum Höhenausgleich eingebaut, insgesamt Seitenraum verfüllt und verdichtet, insgesamt	9,0 2,0 4,0 22,0	Bagger RH 6 Lader 60E Lader L 6-2 Walzenzug Rüttelplatten	10,0 2,0 4,5
30.03.95	9 Mann x 3,5 Std. (4. und 5. Lage)	31,5	Vlies verlegt und überschüttet, 4 Mann x 2 Std. EPS auf Lagerplatz abgelegt, 4 Mann x 1 Std. 5 m ³ Beton am Widerlager eingebaut, 3 Mann x 2 Std.	8,0 4,0 6,0	Bagger RH 6 Lader 60E Lader L 6-2 Walzenzug Rüttelplatten	
31.03.95			Überdeckung eingebaut und verdichtet, 7 Mann x 2 Std.	14,0	Bagger RH 6 Lader 60E Lader L 6-2 Walzenzug Rüttelplatten	
Summen		135,5	ohne Schneeräumung mit Schneeräumung	144,0 160,0		

Tab. 12: Personal- und Geräteinsatz zur Erstellung des EPS-Dammkörpers im Zuge der BAB A 31 bei Emden

Blöcke halbiert werden müssen. Außerdem ergibt sich die 4fache Fugenzahl, mit der Folge, dass nach ca. 100 m vertikale Fugen übereinander liegen.

Der auf der Baustelle erforderliche Personaleinsatz wurde durch Bautagebücher protokolliert. In der Tabelle 12 ist der Aufwand der in Verbindung mit dem EPS-Einbau am Larrelter Tief stehenden Arbeiten zusammenfassend dokumentiert.

Der Materialpreis für die EPS-Blöcke ist dichteabhängig und liegt zur Zeit für eine Rohdichte von 20 kg/m³ bei ca. 70-80 DM/m³ frei Baustelle. Für die Verlegung sind 10-15 DM/m² zuzurechnen. Darin ist enthalten, dass ein Lkw mit Anhänger (ca. 94 m²) von 5 Arbeitern entladen und die Blöcke ohne Zwischenlagerung direkt verlegt werden können. Der Aufwand für die reine Verlegung dieser Menge beträgt etwa 1,5 Stunden. Hinzu kommt der Aufwand für Zuschneiden und Anpassen der Blöcke in Randzonen (sofern nicht beim Hersteller entsprechende Blöcke bestellt werden) sowie der Aufwand für das Vorbereiten der Auflagerflächen und das seitliche Einschütten des EPS-Körpers.

11 Ausschreibungstext für EPS-Hartschaumstoff-Anwendungen

11.1 Vorbemerkungen zum EPS-Einbau

Im Bereich des EPS-Körpers ist der Boden auf eine Tiefe von x mNN auszuheben. Gegebenenfalls sind bei hohem Grundwasserstand die Einrichtung und der Betrieb einer Wasserhaltungsanlage bis zum Erreichen der Auftriebssicherheit in die Aushubposition einzurechnen. Auf diesem Erdplanum ist eine ebene Fläche herzustellen (Feinplanum). Eventuell ist in Abhängigkeit von den anstehenden Bodenarten eine Ausgleichs- und Dränageschicht in Form einer ca. 20 cm dicken Sandschicht einzubauen, ebenflächig abzuziehen und zu verdichten. Abweichungen von der Ebenflächigkeit sind nur bis 1 cm auf 4 m zulässig.

Auf dieser ebenen Fläche sind die Blöcke aus schwer entflammbarem EPS-Hartschaum (übliche Abmessung: L/B/H = 4,0/1,0/0,5 m, andere Abmessungen sind möglich) vollflächig zu verlegen. Dabei ist darauf zu achten, dass keine durchgehenden senkrechten Fugen entstehen. Die Blockrichtung kann mit jeder Lage wechseln. Für die Ver-

legung ist in Abstimmung mit dem Auftraggeber ein Verlegeplan zu erstellen. Soweit erforderlich, sind die Blöcke mittels geeigneter Geräte (z. B. einem dünnen Draht) zuzuschneiden. Untereinander sind die Blöcke mit geeigneten Krallendübel mit beidseitigen Krallen zu verbinden (zwei Dübel je Block).

Bei der Verwendung von EPS ist das „Merkblatt für die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen“, Ausgabe 1995, FGSV zu beachten. Das Merkblatt gibt weitere bautechnische Hinweise und regelt die Qualitätssicherung. Vor Beginn der Bauarbeiten hat der Auftragnehmer die Ergebnisse der Eignungsprüfung vorzulegen. Der Auftragnehmer stellt dem Auftraggeber unentgeltlich die erforderliche Anzahl an Probekörpern für die Kontrollprüfungen zur Verfügung.

Die EPS-Lagen sind nur begrenzt mit Fahrzeugen befahrbar. Das Überschütten der obersten Lage in 30 cm Stärke hat deshalb „vor Kopf“ zu erfolgen. Für das Verdichten dieser Schicht sind Rüttelplatten einzusetzen.

Bei geringer Überdeckung des EPS-Körpers (Abstand zum Planum weniger als ca. 0,8 m) ist als lastverteilende Schicht eine Betonplatte direkt auf dem EPS herzustellen, um eine ausreichende Lastverteilung zu gewährleisten.

Im Allgemeinen bietet die Überdeckung gemäß den im Merkblatt beschriebenen Bauweisen einen ausreichenden Schutz gegen Angriffe organischer Lösungsmittel. Ist mit Auslaufen größerer Mengen Treibstoff zu rechnen (z. B. in unfallgefährdeten Bereichen), werden die EPS-Blöcke im Böschungsbereich durch Abdecken mit bindigem Boden oder Beton geschützt.

11.2 Beispiel für ein Leistungsverzeichnis

Pos. 1 Bodenaushub

Bodenaushub zum Austausch gegen EPS, einschließlich Abfuhr des Bodenmaterials, ggf. offene Wasserhaltung. m²

Pos. 2 Vorbereiten der Aufstandsfläche

40 cm Oberboden abtragen, Material innerhalb des Baubereiches lagern, Aufstandsfläche eben abziehen und verdichten, Herstellen des Feinplanums in der Auf-

lagerebene für die EPS-Blöcke, Abweichung max. 1 cm auf 4 m. m²

oder alternativ

Sandschicht, 20 cm dick, als Drainage- und Ausgleichsschicht liefern und einbauen, k_f -Wert $\geq 5 \cdot 10^{-5}$ m/s, Herstellen des Feinplanums in der Auflagerebene für die EPS-Blöcke, Abweichung max. 1 cm auf 4 m. m²

Pos. 3 EPS-Hartschaumstoff

Expandiertes Polystyrol (EPS), schwer entflammbar, Prüfzeichen für Rohmaterial PA III, Mindestrohdichte: 20 kg/m³, in Blöcken von L/B/H =[m] liefern und lagenweise nach genehmigtem Verlegeplan einbauen. Die Blöcke sind mit jeweils 2 geeigneten Krallendübeln in ihrer Lage zu sichern. Die Abrechnung erfolgt nach fertig eingebauter Menge, Verschnittmengen und Passstücke werden nicht gesondert vergütet. m³

Pos. 4 Betonplatte zur Abdeckung von Blocklagen

Beton B 25 für mittig bewehrte Betonplatte, Dicke 12 cm, Bewehrung Q 131 einlagig, liefern und einbauen einschließlich aller Baustoffe und Bauhilfsstoffe; einzurechnen sind Schal-, Bewehrungs- und Betonierarbeiten. m³

Pos. 5 Aussparungen in EPS-Blöcken

Herstellen von Aussparungen L/B/H = 0,40/0,40/0,50 m in den EPS-Blöcken für Fundamente von Verkehrszeichen, Leitplanken o. Ä. Stck.

Pos. 6 Böschungen schütten

Böschungen herstellen durch lagenweise Überschütten und Verdichten des treppenartig ausgebildeten Dammkörpers aus EPS-Hartschaumstoff mit Boden (Material angeben!), Dicke der Lagen 25 cm im verdichteten Zustand. Das endgültige Dammprofil ist entsprechend ZTV E-StB herzustellen. m³

Pos. 7 Überdeckung der EPS-Blöcke herstellen

Gut verdichtbares Material (Sand, Kies, Recycling-Baustoff) liefern, in Lagen von 30 cm einbauen und verdichten. Die Ar-

beitsweise beim Schütten der beiden ersten Lagen erfolgt „vor Kopf“. Die erste Schüttlage ist mit schweren Plattenrüttlern zu verdichten, die folgenden Lagen können mit schwerem Verdichtungsgerät verdichtet werden. Die Anforderungen der ZTV E-StB an den Verdichtungsgrad sind einzuhalten. m³

Pos. 8 Oberboden andecken

Bauseitig vorhandenen Oberboden laden, fördern und auf den Böschungen profilgerecht andecken, Dicke ... cm. m²

12 Zusammenfassung und Bewertung

Beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund können Dämme häufig nicht in der erforderlichen Höhe geschüttet werden, weil für die Dammast keine ausreichende Gelände- und Grundbruchsicherheit besteht. Außerdem finden nach der Konsolidierungsphase, nach der die Straßen für den Verkehr freigegeben werden, jahrzehntelang Sekundärsetzungen statt, die zu Setzungen an der Oberfläche der Straße führen. Die größten Setzungen und die geringste Standsicherheit treten dabei an den Rampen zu Überführungsbauwerken auf. Da diese zumeist tiefgegründet sind, entstehen in den Übergangsbereichen Setzungsdifferenzen. Gleiches gilt auch für Straßen auf wenig tragfähigem Untergrund bei kreuzenden Leitungen, Durchlassbauwerken oder bei Straßenverbreiterungen.

EPS-Hartschaumstoff kann beim Bau von Dämmen auf wenig tragfähigem Untergrund im Zusammenhang mit dem Überschüttverfahren eingesetzt werden. Bei diesem Verfahren werden durch eine zeitweise Überhöhung der Dammast Konsolidations- und Sekundärsetzungen vorweggenommen, so dass nur geringe Sekundärsetzungen während der Nutzungsdauer der Straßen auftreten. Nach Abtrag der Überschüttung wird ein Teil des konventionellen, mineralischen Dammmaterials durch EPS-Blöcke ersetzt. Mit EPS-Hartschaumstoff lassen sich dabei wegen seiner sehr geringen Dichte viele standsicherheits- und verformungsrelevante Probleme lösen. Die Bodenpressung in der Dammaststandsfläche kann durch Einsatz dieses Leichtbaustoffes der Belastbarkeit des Untergrundes angepasst werden. Setzungen werden so deutlich

minimiert. Der Entlastungseffekt wird auch erzielt, wenn der Untergrund durch EPS ersetzt wird.

Die Länge von Brückenbauwerken kann auf die erforderliche Durchfahrtsbreite beschränkt werden und ist nicht mehr von der aus Standsicherheitsgründen begrenzten Höhe der anschließenden Rampen abhängig. In solchen Fällen häufig vorgenommene Bodenaustausch- oder Bodenverbesserungsmaßnahmen sind ebenfalls nicht mehr notwendig, so dass natürliche Ressourcen geschont werden.

Zur Erprobung dieser Bauweise wurde eine Versuchsstrecke mit EPS-Hartschaumstoff im Dammkörper und eine Vergleichsstrecke mit Sand als Dammmaterial im Zuge des Ausbaues der BAB A 31 – Westumgehung Emden bei einer Widerlagerhinterfüllung einer Brücke über das Larrelter Tief eingerichtet. Nach erfolgreicher Bauausführung wurde ebenfalls EPS-Hartschaum in den Rampen einer Geh- und Radwegüberführung eingesetzt. Beide Vorhaben wurden intensiv messtechnisch begleitet. Schwerpunkt der Untersuchungen war dabei die Erfassung der auftretenden Setzungen an der Fahrbahnoberfläche, auf dem EPS-Körper sowie auf dem Untergrund während der Bau- und Nutzungszeit. Weiterhin wurden Tragfähigkeitsuntersuchungen mit dem Falling-Weight-Deflectometer (FWD) durchgeführt.

Die Untersuchung der auftretenden Setzungen an der Fahrbahnoberfläche und in verschiedenen Tiefen des Dammkörpers hat gezeigt, dass gegenüber der konventionellen Dammschüttung mit Sand im Überschüttverfahren der Ersatz eines Teiles des Dammkörpers durch EPS-Hartschaumstoff zu geringeren Verformungen nach der Verkehrsfreigabe führt. Hierdurch verlängern sich die Instandsetzungsintervalle der Straße, da Setzungsdifferenzen in geringerem Umfang auftreten als ohne Einbau von Leichtbaustoffen. Zu erklären ist dies durch die Wirkung der zusätzlichen Entlastung, durch die während der Nutzung der Straße der wenig tragfähigen Untergrund geringer belastet wird.

Hinsichtlich der Dimensionierung des Straßenoberbaues nach den RStO 86/89 ist anzumerken, dass die unter Einbeziehung der Ergebnisse einer alten und einer neueren Verkehrszählung nach den RStO 86/89 berechnete Verkehrsbelastungszahl mit VB = 1.843 knapp in der Bauklasse I liegt, deren untere Grenze den Wert VB = 1.800 aufweist. Somit ist der Straßenoberbau für den nach den RStO 86/89 an-

zusetzenden Nutzungszeitraum von 20 Jahren mit der ausgeführten Bauklasse III um knapp zwei Bauklassen unterdimensioniert.

Das für die Bewertung der Tragfähigkeit verwendete Verfahren von JENDIA weist für Straßenbefestigungen mit weichem Unterbau bzw. Untergrund, Bedingungen wie sie mit dem EPS-Kern im Unterbau vorliegen, Schwächen auf. Daher wurde dieses Verfahren nicht auf den Bereich mit EPS-Hartschaum im Unterbau angewendet. Die mit diesem Verfahren aus den Deflexionsmulden abgeleiteten Tragfähigkeitswerte liegen alle in dem Quadranten, der anzeigt, dass die Tragfähigkeit der Straßenbefestigung gewährleistet ist. Außerdem zeigen die Tragfähigkeitswerte eine gleichmäßige Tragfähigkeit an.

Im Vergleich dazu sind die Deflexionen im Bereich des im Unterbau eingebauten EPS-Hartschaumstoffes nahezu doppelt so groß. Dennoch kann davon ausgegangen werden, dass die Tragfähigkeit der Straßenbefestigung auch in diesem Bereich gewährleistet ist. Mit der geringeren Tragfähigkeit der Straßenbefestigung im EPS-Bereich geht eine höhere Beanspruchung der gebundenen Schichten bei Belastung durch den Schwerverkehr einher, d. h., es werden in ihnen vergleichsweise größere Spannungen bei Belastung hervorgerufen.

Die Entwicklung der Tragfähigkeit in dem vierjährigen Beobachtungszeitraum nach Verkehrsfreigabe zeigt in allen Feldern leicht zurückgehende Deflexionen, die auf eine wenn auch nur geringfügig zunehmende Tragfähigkeit der Straßenbefestigung in diesem Zeitraum schließen lässt. Eine Zunahme der Tragfähigkeit in den ersten Jahren nach Verkehrsübergabe wird vielfach beobachtet. Ursache hierfür ist die gemessene Nachverdichtung der ungebundenen Schichten und des Unterbaues.

Durch die Anwendung von EPS-Hartschaumstoff beim Straßenbau auf weichem Untergrund wird es möglich, hohe Rampen bis an Brückenbauwerke heran herzustellen. Hierdurch werden Baukosten eingespart, da Brückenbauwerke nur entsprechend der erforderlichen Durchfahrtsbreite ausgebildet werden müssen. Auch können Setzungsdifferenzen am Übergang zwischen Brückenbauwerk und Damm dauerhaft vermindert werden, womit eine Verringerung des Erhaltungsaufwands an dieser Schwachstelle einhergeht. Besonders bewährt hat sich das Auflegen der EPS-Lagen auf die Pfahlkopfplatte des Widerlagers, weil damit die Setzungsmulde gestreckt wird. Aber auch bei der Sa-

nierung von Straßendämmen und Straßenverbreiterungen sind Einsatzmöglichkeiten gegeben.

Dem steht bei dieser Baumaßnahme eine im Vergleich zu „klassischen“ Bauweisen geringere Tragfähigkeit der Straßenbefestigung im EPS-Bereich gegenüber. Auf Grund der Untersuchungen der BAST an Modellstraßen und der zum Zeitpunkt der Planung angenommenen Verkehrsbelastung entsprechend Bauklasse III wurde lediglich eine Überdeckung von insgesamt 1,40 m aus gleichkörnigem Feinsand und den gebundenen Schichten vorgesehen. Mit der geringeren Tragfähigkeit der Straßenbefestigung im EPS-Bereich geht eine höhere Beanspruchung der Schichten bei Belastung durch den Schwerverkehr einher. Deshalb muss mit einer Verkürzung des Nutzungszeitraums gerechnet werden, deren Dauer aber nicht vorhersehbar ist. Dem kann durch Anordnung einer lastverteilenden Betonplatte auf der EPS-Oberfläche entgegengewirkt werden.

Der Vergleich mit zwei Straßenbefestigungen gleicher Bauweise und vergleichbaren Dicken der gebundenen Schichten, aber mit abgestuftem Material in den ungebundenen Schichten zeigt eine geringere Tragfähigkeit der Straßenbefestigung mit enggestuftem Sand im Unterbau. Auf Grund der Wichtigkeit dieser Thematik, besonders für den norddeutschen Raum mit seinem Vorkommen an enggestuften Sanden und deren Verwendung als Baustoff im Straßenbau, sollte der Frage der Auswirkungen der geringeren Tragfähigkeit weiter nachgegangen werden.

Nach der Ausführung von den zwei beschriebenen Anwendungen mit EPS-Hartschaumstoff und nach der 5-jährigen Beobachtungszeit kann festgestellt werden, dass sich die EPS- bzw. GEOFOAM-Bauweise bewährt hat. Neben den baupraktisch gewonnenen Erfahrungen bei den ersten Anwendungen der EPS-Bauweise konnte außerdem nachgewiesen werden, dass die zusätzliche Entlastung des Untergrundes durch den Einbau von EPS-Hartschaumstoff im Rampenkern dessen Langzeitsetzungen deutlich verringert. Die vielfältigen Bauverfahren, z. B. hinsichtlich Antransport, Verlegung und Zuschnitt der Blöcke sowie Fragen der Lagesicherung im Bauzustand, konnten nur durch die Anwendungen selbst erzielt werden. Inzwischen sind weitere EPS-Anwendungen in Deutschland erfolgreich durchgeführt worden [siehe www.geofoam.de]. Auch im Zuge des Ausbaus der BAB A 31 ist am Larreter Tief eine weitere EPS-Anwendung er-

folgt: Die Vorbelastung der vorhandene Stadtstraße ist nur bis ca. 35 m an die Widerlager heran durchgeführt worden, damit der Brückenbau in der Liegezeit der Vorbelastung durchgeführt werden konnte. In den Anrampungsbereichen der alten Brücke, in denen Setzungen von 2.0 m bis 2,5 m in ca. 30 Jahren eingetreten sind, ist zur Entlastung des Untergrundes und zur Erhöhung der Gradienten im Jahr 1999 EPS-Hartschaumstoff eingebaut worden. Bei dieser Anwendung ist in Kenntnis der hohen Verkehrsbelastung eine lastverteilende Betonplatte auf der EPS-Oberfläche angeordnet. In den nächsten Jahren wird zu beobachten sein, ob die prognostizierte Verkürzung der Nutzungsdauer tatsächlich eintritt.

13 Literatur

- [1] BULL-WASSER, R.: EPS-Hartschaum als Baustoff für Straßen; Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Heft S 3, 1993
- [2] Merkblatt für die Verwendung von EPS-Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendämmen; herausgegeben von der Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Köln, 1995
- [3] Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Erdarbeiten im Straßenbau, Ausgabe 1994 – ZTV E-StB 94, eingeführt durch das Bundesministerium für Verkehr mit ARS Nr. 21/1994 vom 29. Juli 1994/StB 26/38.56.05 – 01.01/18 Va 94
- [4] HARDER, H.: Numerische Modellierung des „Cone Penetration Tests“ in wassergesättigten bindigen Böden; Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), Universität Hannover, Heft 25, 1989
- [5] HARDER, H.: Penetration in bindige Böden – Parameterstudie am numerischen Modell; Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau (IGBE), Universität Hannover, Heft 36, S. 47-61, 1993
- [6] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufer-einfassungen“, EAU 1990, Ernst & Sohn Verlag, 8. Auflage, 1990
- [7] CHRISTOW, Ch. K.: Beitrag zur praktischen Setzungsberechnung und Auswertung von Zeitsetzungsmessungen; Donau-Europäische Konferenz für Bodenmechanik im Straßenbau, Wien 1968
- [8] HEINISCH, H.: Auswertung von Zeit-Setzungsmessungen zur Setzungsvorhersage; Niederschrift über die 30. Tagung des Erfahrungsaustausches über Erdarbeiten im Straßenbau 1990, herausgegeben von der Bundesanstalt für Straßenwesen, Abteilung Straßenbautechnik, Bergisch Gladbach
- [9] BASF – Technische Information-Styropor, TI 1-800 d 43901 Juni 1991, Hartschaum aus Styropor als Leichtbaustoff im Straßenunterbau
- [10] BASF – Technical Information- Styropor, TI 1-101 e June 1992, Propertiesgeneral
- [11] BASF – Technische Information- Styropor, TI 1-810 d 26073 Mai 1994, Verwertungs- und Beseitigungsverfahren gebrachter Schaumstoffe aus Styropor
- [12] DUSKOV, M.: EPS as a Light-Weight Sub-base Material in Pavement Structures; TU Delft, Faculty of Civil Engineering, Final Report 7-94-211-b, 1994
- [13] KROLLMANN, N.: Langzeitverhalten von extrudiertem Polystyrol-Hartschaum bei konstanter und zyklisch wechselnder Druckbeanspruchung, Bauphysik 17 (1995), Heft 1, Ernst & Sohn
- [14] HORVATH, J. S.: Expanded Polystyrene (EPS) Geofoam: An Introduction to Material Behavior; Geotextiles and Geomembranes 13, 1994, S. 263-280
- [15] European Committee for Standardization CEN, TC 88, European Standard EN 1606: Thermal insulation products for building applications – Determination of compressive creep, Entwurf 1995
- [16] DUSKOV, M.: Materials Research on Expanded Polystyrene Foam (EPS); TU Delft, Faculty of Civil Engineering, Report 7-94-211-2, 1994
- [17] Styropor, Dämmpraxis 1.110; Eigenschaften, Herausgeber: Industrieverband Hartschaum e. V. Heidelberg, Best.-Nr. 1.110 501.95 Gr
- [18] Richtlinien für die Standardisierung des Oberbaues von Verkehrsflächen RStO 86/89, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Ausgabe 1986, ergänzte Fassung 1989

- [19] Merkblatt über Einsenkungsmessungen mit dem Benkelman-Balken, Ausgabe 1991, Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen
- [20] GRÄTZ, B.: Versuchsanstalt für Straßenwesen, Technische Universität Darmstadt (1996): Telefonisches Gespräch mit Dipl.-Ing. WOLF
- [21] JENDIA, S. (1995): Bewertung der Tragfähigkeit von bituminösen Straßenbefestigungen, Institut für Straßen- und Eisenbahnwesen der Universität Karlsruhe, Heft 45
- [22] SMOLTCZYK, U. (1987): Bodenmechanik und Grundbau, Studienunterlagen. Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Universität Stuttgart
- umgehung Emden zur A 31 – Untersuchungen zur Ursachenklärung für die Längsrissbildung an der neuen Richtungsfahrbahn. AP-Projekt 99 320/S2 der Bundesanstalt für Straßenwesen
- [I] WOLF, A. (1998): Wiederholung von Einsenkungsmessungen an ausgesuchten Streckenabschnitten ehemaliger Untersuchungsstrecken mit flexiblem Aufbau. Abschlussbericht zum AP-Projekt 95 341/S4 der Bundesanstalt für Straßenwesen
- [J] Prüfbericht der BASF AG Ludwigshafen, HSR/A wp 544 vom 19.05.1995

Verzeichnis der zitierten Gutachten und sonstiger Unterlagen

- [A] Gutachten der BAST „Über die Untergrundverhältnisse und Erdbaumaßnahmen zur Gründung der Westumgehung Emden (A 31)“ vom 10. Dez. 1982, Bg 34/81 – B 1.1/B 1.3 – 2257/82
- [B] Ingenieurgeologisches Gutachten „Westumgehung Emden“ des Ingenieurbüros E. Kockemüller, Hannover, vom 13.5.1979, Ko/S
- [C] Generelle Gründungsbeurteilung für die Brücke über das Larrelter Tief im Zuge der BAB A 31 – Westumgehung Emden –, BAST, Bg 36/88 vom 30. März 1990
- [D] Abschließende Gründungsbeurteilung für die Brücke über das Larrelter Tief im Zuge der BAB A 31 – Westumgehung Emden –, BAST, Bg 36/88 vom 28. Januar 1992
- [E] Schlussbericht der BAST „A 31 – Westumgehung Emden – Vorbelastung der neuen Richtungsfahrbahn, Bau-km 10 + 100 bis 12 + 840“ vom 4. März 1994, Bg 16/90 – S 2 – 242/94
- [F] Bericht der BASF AG, Ludwigshafen, vom 19.4.1995: Dynamische Druckversuche an EPS, Styropor PS 20 und PS 30
- [G] Bericht der BASF AG, Ludwigshafen, vom 10.11.1995 zum Nachschwindverhalten von EPS-Hartschaumstoff
- [H] BLUME, K.-H., GOLLAS, L., HAAG, G., JAN-NING, T., WOLF, A. (1999): Ausbau der West-

- S 20: **36. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau**
Niederschrift der 36. Tagung am 5. und 6. Mai 1998 in Rostock
88 Seiten, 1999 € 14,00
- S 21: **Walzbeton: Ergebnisse aus neuester Forschung und langjähriger Praxis Kompendium**
D. Birmann, W. Burger, W. Weingart, B. Westermann
Teil 1: Einfluß der Zusammensetzung und der Verdichtung von Walzbeton auf die Gebrauchseigenschaften (1)
M. Schmidt, E. Bohlmann, P. Vogel, B. Westermann
Teil 2: Einfluß der Zusammensetzung und der Verdichtung von Walzbeton auf die Gebrauchseigenschaften (2)
W. Weingart, F. Dreßler
Teil 3: Messungen an einer Versuchsstrecke mit Walzbeton-Tragschicht an der B54 bei Stein-Neukirch
J. Eisenmann, D. Birmann
Teil 4: Temperaturdehnung, Schichtenverbund, vertikaler Dichteverlauf und Ebenheit von Walzbeton
W. Burger
128 Seiten, 1999 € 17,00
- S 22: **3. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen Straßenerhaltung**
Nutzen der systematischen Straßenerhaltung
Niederschrift des 3. Erfahrungsaustausches am 4. und 5. Mai 1999 in Bergisch Gladbach
164 Seiten, 2000 € 19,50
- S 23: **Prüfen von Gesteinskörnungen für das Bauwesen**
P. Ballmann, R. Collins, G. Delalande, A. Mishelany, J. P. v. d. Elshout, R. Sym
20 Seiten, 2000 € 10,50
- S 24: **Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund - Konsolidationsverfahren -**
Teil 1: Vergleichende Betrachtung von Konsolidationsverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund
Teil 2: Erfahrungsberichte über ausgeführte Straßenbauprojekte auf wenig tragfähigem Untergrund unter Verwendung von Konsolidationsverfahren
C. Koch
117 Seiten, 2001 € 17,50
- S 25: **37. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten im Straßenbau**
Niederschrift der 37. Tagung am 3. und 4. Mai 2000 in Erfurt
110 Seiten, 2001 € 16,50
- S 26: **Bauverfahren beim Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund - Aufgeständerte Gründungs-polster**
J. Rogner, J. Stelter
64 Seiten, 2002 € 14,00
- S 27: **Neue Methoden für die Mustergleichheitsprüfung von Markierungsstoffen**
Neuentwicklung im Rahmen der Einführung der ZTV-M 02
St. Killing, V. Hirsch, M. Boubaker, E. Krotmann
28 Seiten, 2002 € 11,50
- S 28: **Rechtsfragen der Bundesauftragsverwaltung bei Bundesfernstraßen**
Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 25./26. September 2000 in Saarbrücken
53 Seiten, 2002 € 13,00
- S 29: **Nichtverkehrliche Straßennutzung**
Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 24./25. September 2001 in Saarbrücken
61 Seiten, 2002 € 13,50
- S 30: **4. Bund-Länder-Erfahrungsaustausch zur systematischen Straßenerhaltung**
Workshop Straßenerhaltung mit System
Niederschrift des 4. Erfahrungsaustausches am 12. und 13. Juni 2002 in Bergisch Gladbach
158 Seiten, 2003 € 19,50
- S 31: **Arbeitsanleitung für den Einsatz des Georadars zur Gewinnung von Bestandsdaten des Fahrbahnaufbaues**
G. Golkowski
22 Seiten, 2003 € 11,50
- S 32: **Straßenbaufinanzierung und -verwaltung in neuen Formen**
Referate eines Forschungsseminars der Universität des Saarlandes und des Arbeitsausschusses „Straßenrecht“ am 23./24. September 2002 in Saarbrücken
56 Seiten, 2003 € 13,50

**S 33: 38. Erfahrungsaustausch über Erdarbeiten
im Straßenbau**

Niederschrift der 38. Tagung am 7. und 8. Mai 2002
in Dresden

118 Seiten, 2003 € 17,50

**S 34: Untersuchungen zum Einsatz von EPS-
Hartschaumstoffen beim Bau von Straßendäm-
men**

R. Hillmann, C. Koch, A. Wolf

63 Seiten, 2003 € 13,00

Zu beziehen durch:

Wirtschaftsverlag NW

Verlag für neue Wissenschaft GmbH

Postfach 10 11 10

D-27511 Bremerhaven

Telefon: (04 71) 9 45 44 - 0

Telefax: (04 71) 9 45 44 77

Email: vertrieb@nw-verlag.de

Internet: www.nw-verlag.de

