



Dokumentation 549

## **Stahlspundwände (3) – Planung und Anwendung**



# Stahl-Informations-Zentrum

Das Stahl-Informations-Zentrum ist eine **Gemeinschaftsorganisation der deutschen Stahlindustrie**. Markt- und anwendungsorientiert werden firmenneutrale Informationen über Verarbeitung und Einsatz des Werkstoffs Stahl bereitgestellt.

Verschiedene **Schriftenreihen** bieten ein breites Spektrum praxisnaher Informationen für Planer, Konstrukteure und Verarbeiter von Stahl:

„**Merkblätter**“ sind mit Fotos und technischen Zeichnungen illustrierte Schriften, die konzentrierte praxisorientierte Informationen über die Anwendungsvielfalt sowie die Bandbreite der Be- und Verarbeitungsverfahren von Stahl vermitteln. Sie finden auch Anwendung in Ausbildung und Lehre.

„**Charakteristische Merkmale**“ berichten über Produkteigenschaften und technische Lieferbedingungen von oberflächenveredeltem Stahlblech und geben Hinweise auf Regelwerke.

„**Stahl und Form**“ hat ästhetisch, gestalterisch und funktionell vorbildliche Beispiele von Stahlanwendungen in der Architektur zum Inhalt. Es werden Bauwerke mit Fotos, Zeichnungen und Skizzen signifikanter Details ausführlich dargestellt.

„**Dokumentationen**“ beschreiben die Leistungsfähigkeit von Stahl aus technischer, ökologischer und ökonomischer Sicht in verschiedenen Anwendungsfeldern.

**Vortragsveranstaltungen** informieren über Stahlanwendungen und bieten ein Forum für Erfahrungsberichte aus der Praxis. Die Themen reichen von Konstruktion über Anwendung und Verarbeitung bis hin zur Ökologie.

**Messen und Ausstellungen** dienen der Präsentation spezifischer Leistungsmerkmale von Stahl. Neue Werkstoffentwicklungen sowie innovative, zukunftsweisende Stahlanwen-

dungen werden exemplarisch dargestellt.

**Marketing-Aktivitäten** werden zur Förderung des Stahleinsatzes in verschiedenen Märkten durchgeführt, beispielsweise im Automobilbau sowie im Wohnungs- und Wirtschaftsbau. Im Abstand von drei Jahren wird der Stahl-Innovationspreis verliehen. Die Aus- und Weiterbildung wird mit speziellen Aktionen, wie dem Europäischen Stahlbau-Lehrprogramm ESDEP (European Steel Design Education Programme), unterstützt.

Bei **Anfragen** werden als individueller Service Kontakte zu Instituten, Fachverbänden und Spezialisten aus Forschung und Industrie vermittelt.

Die **Pressearbeit** richtet sich an Fach-, Tages- und Wirtschaftsmedien und informiert kontinuierlich über neue Werkstoffentwicklungen und -anwendungen.

## Impressum

Dokumentation 549  
„Stahlspundwände (3) –  
Planung und Anwendung“  
1. Auflage 2000  
ISSN 0175-2006

### Herausgeber:

Stahl-Informations-Zentrum  
Sohnstraße 65  
D-40237 Düsseldorf

Ein Nachdruck dieser Veröffentlichung – auch auszugsweise – ist nur mit schriftlicher Genehmigung des Herausgebers und bei deutlicher Quellenangabe gestattet.

Die zugrunde liegenden Informationen wurden mit größter Sorgfalt recherchiert und redaktionell bearbeitet. Eine Haftung ist jedoch ausgeschlossen.

# Inhalt

<b>Exemplarische Darstellung von Spundwandkonstruktionen aus dem Seehafenbau an der deutschen Nordseeküste</b> Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rizkallah, Hannover	5	<b>Praxisgerechte Planung und Ausschreibung von Spundwandbauwerken – Vermeidung von Fehlern</b> Univ.-Prof. Dr.-Ing. Rizkallah, Hannover	67
<b>Die numerische Behandlung von Stützwänden: Der Einfluß des Modellansatzes</b> Univ.-Prof. Dr.-Ing. Schanz, Weimar	11	<b>Fachgerechte Planung und Ausschreibung von Spundwandbauwerken – Altlast Gewerbepark Bingen-Ost</b> Dr.-Ing. Lund, Kaiserslautern	75
<b>Verankerung von Verbauwänden und die rechnerische Simulation</b> Privatdozent Dr.-Ing. Schad, Stuttgart	23	<b>Sondervorschläge in Spundwandbauweise: Baugrube Weiherhof-Center</b> Dipl.-Ing. (FH) Hudelmaier, Oberhachingen und Dipl.-Ing. Forst, Groß-Zimmern	81
<b>Einsatz von Stahlspundwänden für die Ufersicherungen bei der Erweiterung des Mittellandkanals unter Beachtung ökologischer Aspekte</b> Dipl.-Ing. Schmidt-Vöcks, Hannover	31	<b>Regenüberlaufbecken Überlingen und Oberuhldingen – Sondervorschläge in Spundwandbauweise</b> Dipl.-Ing. Hoffmann, Überlingen	89
<b>Ertüchtigung des Ragöser Dammes mit Hilfe von Spundwänden</b> Dipl.-Ing. Siebke, Eberswalde	43	<b>WSA Freiburg: Rheinseitendammabdichtung mit Spundwänden</b> Dipl.-Ing. Klose, Freiburg	93
<b>Brückenwiderlager und Stützwände aus Stahlspundbohlen</b> Dipl.-Ing. Bartels, Hannover	49	<b>Bauvorhaben Baden-Airpark: Qualitätsgerechte Umsetzung</b> Dr. Dipl.-Geologe Sass, Mühlthal und Dipl.-Ing. Geyer, Karlsruhe	101
<b>Wirtschaftlicher Spundwandeinsatz am Beispiel der Pferdeturmkreuzung in Hannover</b> Dr.-Ing. Meyer, Hildesheim	55	<b>Tragfähigkeit von exzentrisch verankerten AZ-Bohlen</b> Prof. Dr.-Ing. Sedlacek und Dipl.-Ing. Dercks, Aachen	105
<b>Die neue allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Spundwände aus höherfesten Stählen (S 390 GP, S 430 GP)</b> Univ.-Prof. Dr.-Ing. Saal, Karlsruhe	59		



### Exemplarische Darstellung von Spundwandkonstruktionen aus dem Seehafenbau an der deutschen Nordseeküste

Univ.-Prof. Dr.-Ing. V. Rizkallah, Universität Hannover

#### Einleitung

Spundwandkonstruktionen haben im Bereich der Häfen und Wasserstraßen seit vielen Jahrzehnten eine große bautechnische und wirtschaftliche Bedeutung. Dies ist unter anderem auf die hohe Anpassungsfähigkeit dieser Bauweise zurückzuführen, z. B. bezüglich der funktionalen und bautechnischen Planungsanforderungen. Zur Herstellung von Ufer-einfassungen kommen häufig nur Spundwandbauwerke infrage. Dabei gehört nach den Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufer-einfassungen“ (EAU) ein klares statisches Tragsystem zu den Hauptzielen der Planungen.

Moderne Konstruktionen im Seehafenbau werden allein aufgrund der relativ großen Geländesprünge überwiegend als „gemischte Stahlpundwände“ hergestellt. Dabei werden nach den EAU zum einen lange und schwere Profile und zum anderen kürzere und leichtere Profile abwechselnd verwendet (Empfehlungen E 7 und E 182). Diese werden als Tragbohlen bzw. als Zwischenbohlen bezeichnet. In Abhängigkeit vom Profil der Tragbohlen lassen sich Kastenpfahlwände, Trägerpfahlwände und Rohrspundwände unterscheiden. Für die Zwischenbohlen kommen Doppel- oder Dreifachbohlen aus U-Profilen bzw. Z-Profilen infrage.

Gemischte Stahlpundwände lassen sich als „Verbundwände“ mit schubfesten Verbindungen in den Schlössern herstellen. Statt dessen können auch „aufgelöste Wände“ entworfen werden, bei denen die Schlösser nicht für eine Schubkraftübertragung bemessen sind.

Im folgenden erfolgt eine exemplarische Darstellung von

4 Baumaßnahmen aus dem Seehafenbau an der deutschen Nordseeküste. Die hier berücksichtigten Bauwerke wurden bzw. werden in Stade-Bützfleth, in Wilhelmshaven, in Cuxhaven und in Emden errichtet. Dabei läßt sich die Anpassungsfähigkeit der Spundwandbauweise an unterschiedliche Randbedingungen besonders hervorheben. Betrachtet werden im wesentlichen 2 Einzelheiten der Konstruktionen:

- das globale Tragwerk

darin, daß gemischte Stahlpundwände mit Schrägpfählen verankert werden.

#### Umgestaltung des Nordhafens in Stade-Bützfleth

Im Zuge der „Umgestaltung des Nordhafens in Stade-Bützfleth“ wurde eine Kaianlage mit rd. 200 m Gesamtlänge neu errichtet. Ein Teilabschnitt dieses Bauwerks besteht aus einer Pfahlrostkonstruktion. Die Stahlbeton-Pfahlrostplatte lagert im hinteren Bereich auf Ortbetonrammpfählen in 2 Reihen und vorn auf einer gemischten Rohrspundwand (s. Abb. 1).

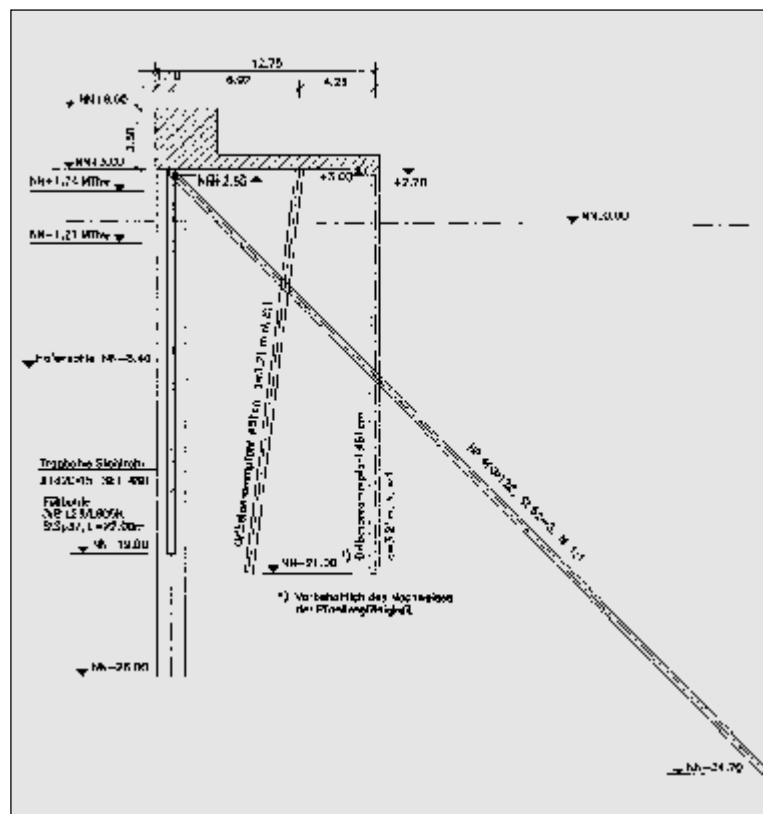


Abbildung 1: Querschnitt im Bereich des Ankerpfahls  
(Quelle: Fa. Ludwig Voss, Cuxhaven)

- der Ankerpfahlanschluß an der Spundwand

Die Gemeinsamkeit dieser Spundwandbauwerke besteht

Die Rohrspundwand besteht aus Rohrtragbohlen mit einem Außendurchmesser von 1620 mm und aus Zwischenbohlen vom

Profil Larssen L23 bzw. L605 (Dreifachbohlen). Die Pfahlrostkonstruktion wird durch Stahlträgerpfähle mit einer Neigung von 1:1 und einer Länge von rd. 53 m rückverankert. Hervorzuheben ist, daß jede Rohrtragbohle im Kopfbereich unmittelbar an einen Schrägpfahl angeschlossen ist. Dabei ergeben sich für die Schrägpfähle mittlere Achsabstände von rd. 3,2 m.

Das gewählte statisch-konstruktive Konzept des Tragwerks bietet 2 besondere Vorteile:

- Zum einen werden die horizontalen und die vertikalen Komponenten der Pfahlkräfte auf direktem Weg in der tragenden Stahlkonstruktion übertragen. Zum anderen ist aufgrund der Verankerung jeder einzelnen Tragbohle ein durchlaufender Spundwandgurt nicht erforderlich.

Im Bauzustand tritt aufgrund des gewählten Systems an jedem Schrägpfahl die gleiche Zugbelastung auf. Die Standsicherheit des Tragwerks ist nach hinreichender Erhärtung der Betonplombe gewährleistet.

Im Endzustand nach der Herstellung der Pfahlrostplatte werden zusätzliche horizontale Einwirkungen, z. B. durch den Erdruck aus Verkehrsflächenlasten, aufgrund der großen Steifigkeit der Pfahlrostplatte (Scheibentragwirkung) auf alle Schrägpfähle abhängig von ihrem Widerstands-Hebungsverhalten verteilt. Dabei sind die horizontalen Kopfverschiebungen der Schrägpfähle gleich groß. Selbst beim theoretischen Ausfall eines Verankerungselementes wäre eine Lastverteilung auf die benachbarten Schrägpfähle grundsätzlich möglich. Diesbezüglich ist der hier gewählte relativ kleine Pfahlabstand insofern vorteilhaft, als die zusätzlichen Beanspruchungen in der Pfahlrostplatte begrenzt werden.

Zum Anschluß der Schrägpfähle folgende Erläuterungen:

Zur Übertragung der Anschlußschnittgrößen aus den Schrägpfählen in die Betonplombe wurden Kopfbolzen an den Flanschen und an den seitli-

drückbarkeit im Zusammenhang mit größeren setzungserzeugenden Belastungen (z. B. Aufschüttungen bzw. lange einwirkende Verkehrslasten usw.) zu erwarten.

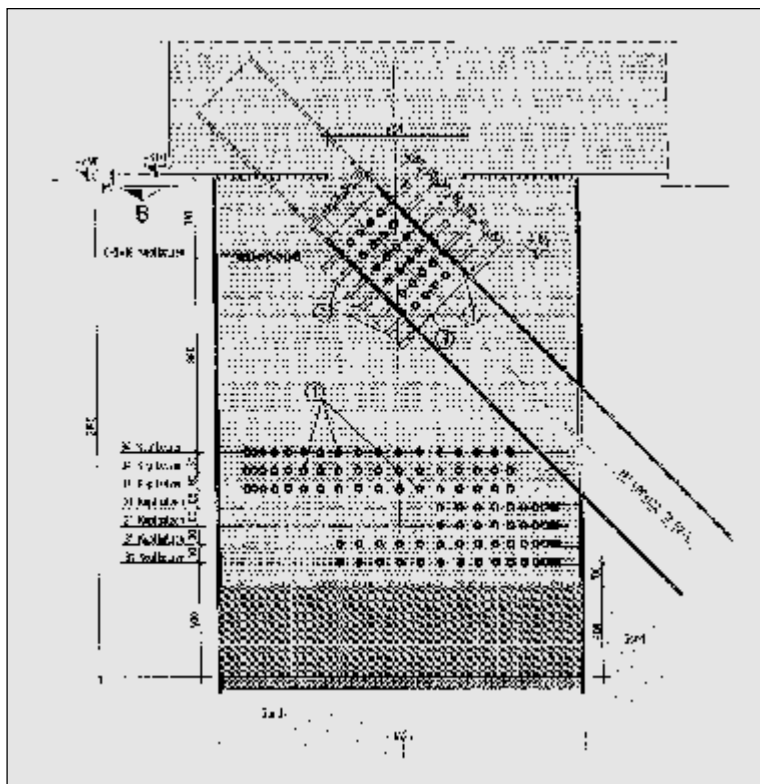


Abbildung 2: Anschluß des Ankerpfahls an die Tragbohle (Quelle: Fa. Ludwig Voss, Cuxhaven)

chen Verstärkungsblechen der Stahlprofile angeschweißt (s. Abb 2). Außerdem sind an der Innenseite der Rohrtragbohlen Kopfbolzen zur Kräfteinleitung vorhanden. Der im Bauzustand vorhandene Hohlraum im Kopfbereich der Rohrtragbohlen wird nach dem Einbau der Kopfbolzen ausbetoniert. Dabei ergibt sich eine Einspannung der Schrägpfähle in die Rohrtragbohlen.

Grundsätzlich können Biegemomente im Anschluß aufgrund von Spundwanddurchbiegungen oder infolge von Durchbiegungen der Schrägpfähle auftreten. Nennenswerte Verformungen der Ankerpfähle sind jedoch nur bei relativ ungünstigen Bodenarten mit entsprechender Zusammen-

### „Braunschweigkai“ in Wilhelmshaven

Die Stahlbeton-Pfahlrostplatte des „Braunschweigkai“ in Wilhelmshaven ist im Bereich der Sandauffüllung auf Ort betonrammpfählen in 2 Reihen und vorn auf einer gemischten Stahlspundwand (Tragbohlen als I-Querschnitt PSp 800) gegründet (s. Abb. 3). Als Zwischenbohlen wurden Doppelbohlen in Z-Form eingesetzt. Die Abtragung der horizontalen Einwirkungen erfolgt über Schrägpfähle mit einer Neigung von 1:1 und mit einer maximalen Pfahlänge von  $l = \text{rd. } 32,7 \text{ m}$ .

Hinsichtlich des globalen Tragwerks besteht der wesentliche

Unterschied zu dem zuvor beschriebenen Kaibauwerks in dem hier relativ kleinen Achsab-

aufretender Belastungen durch die Stahlbetonplatte und den Spundwandgurt.

Im Bauzustand muß jeder Ankerpfahl nahezu die gleiche Belastung abtragen, da der Spundwandgurt für größere Lastverteilungen nicht verformungssteif genug ist. Im Endzustand werden die gegenüber dem Bauzustand zusätzlich auftretenden Beanspruchungen durch die Pfahlrostplatte auf die Schrägpfähle in Anhängigkeit von ihrem Widerstands-Hebungsverhalten verteilt. Das bedeutet, daß das Tragverhalten diesbezüglich mit dem des zuvor dargestellten Bauwerks vergleichbar ist.

Betrachtet man den Anschluß des Schrägpfahls an den Rohrgurt, so ist hervorzuheben, daß für den Bauzustand ein Gelenk hergestellt wurde (s. Abb. 4). Die um den Gurt geführten und beidseitig vom Steg des Schrägpfahls angeschweißten Laschen übertragen die berechneten Zugkräfte aus dem Schrägpfahl in den Spundwandgurt.

Nach der Herstellung des Anschlusses wurde hinter der Stahlpundwand Sandboden aufgeschüttet. Falls dabei nennenswerte Setzungen und infolge-

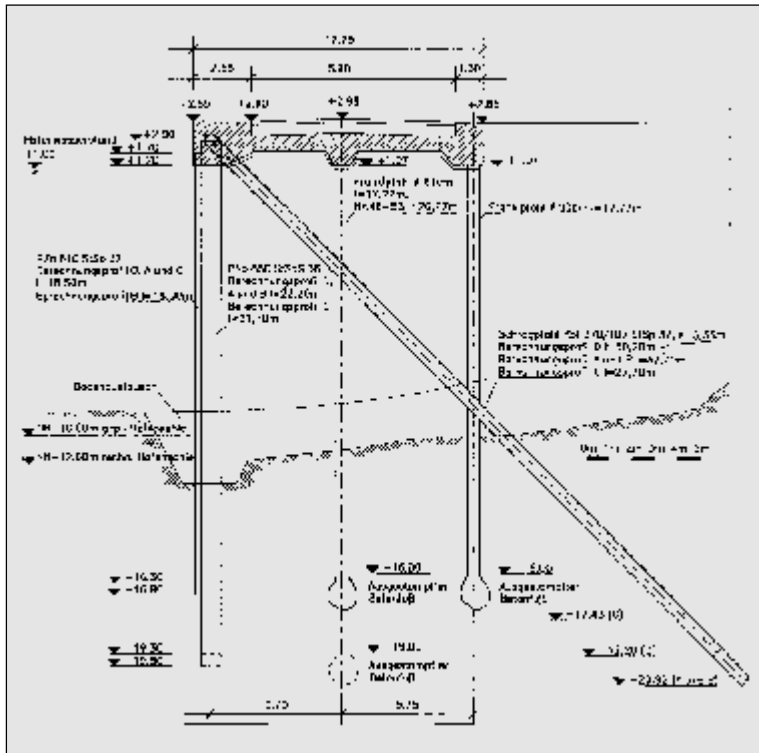


Abbildung 3: Querschnitt im Bereich des Ankerpfahls (Quelle: Nieders. Hafenamts Wilhelmshaven)

stand der Tragbohlen von 1,68 m. Da aus wirtschaftlichen, baubetrieblichen und bautechnischen Gründen die Schrägpfähle – im Vergleich mit den Tragbohlen – im doppelten Achsabstand von 3,36 m hergestellt wurden, ist im Bauzustand ohne Pfahlrostplatte zur Weiterleitung der horizontalen Auflagerkräfte aus der Stahlpundwand ein Spundwandgurt unbedingt erforderlich.

Im vorliegenden Fall wurde ein Stahlrohr ( $\varnothing 368 \times 20$  mm) als Spundwandgurt eingebaut. Der gewählte Rohrquerschnitt mit gleich großen Widerstandsmomenten  $W_y$  und  $W_z$  ist aufgrund der hier auftretenden Biegemomente um die vertikale und um die horizontale Achse vorteilhaft. Im Endzustand mit hergestellter Pfahlrostplatte ergibt sich eine gemeinsame Abtragung zusätzlich

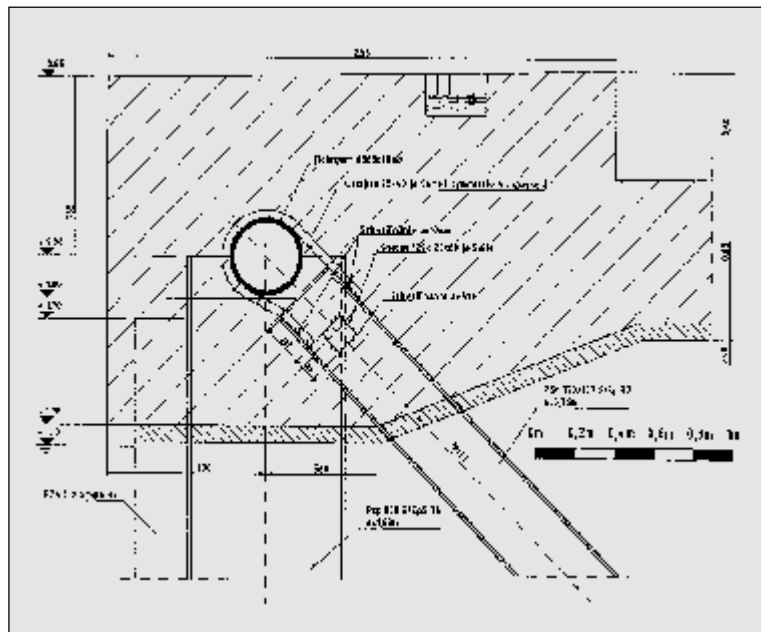


Abbildung 4: Anschluß des Ankerpfahls an den Stahlbetonüberbau bzw. an den Spundwandgurt (Quelle: Nieders. Hafenamts Wilhelmshaven)

dessen Durchbiegungen des Schrägpfahls aufgetreten sind, haben sich die Laschen gegenüber dem vorhandenen Spundwandgurt entsprechend verdreht. Dabei sind zusätzliche Zwängungsspannungen im Schrägpfahl aus einer ungewollten Einspannung nicht zu erwarten.

Im Endzustand bindet der Ankerpfahl in die Stahlbetonplatte des Pfahlrostes ein. Dabei ergibt sich konstruktiv eine Einspannung bzw. eine Teileinspannung des Schrägpfahls, so daß jetzt auch eine Übertragung von Biegemomenten möglich ist. Die hergestellte Knagge am Steg des Trägerprofils dient der definierten Übertragung von Zugkräften und Querkräften in die Stahlbetonplatte.

### „Mehrzweckumschlaganlage“ an der Elbe in Cuxhaven

Für die „Mehrzweckumschlaganlage“ an der Elbe in Cuxhaven wurden 3 Liegeplätze hergestellt. Dabei besteht eine Besonderheit darin, daß die Bauarbeiten aufgrund der unterschiedlichen örtlichen Randbedingungen sowohl im Rahmen einer Landbaustelle als auch einer Wasserbaustelle durchgeführt wurden.

Im überwiegenden Teil des Liegeplatzes 1 wurde die in Abb. 5 dargestellte Pfahlrostkonstruktion hergestellt. Hier wurde bereits mehrere Jahre zuvor eine Sandaufspülung mit Überhöhung und mit einem teilweisen Bodenaustausch durchgeführt, so daß sich eine Landbaustelle einrichten ließ. Zur Verankerung der gemischten Stahlspundwand dienen Schrägpfähle mit einer Neigung von 1:1. Diese sind in der 3. Bauwerksachse an die Stahlbetonplatte angeschlossen.

Dabei werden die horizontalen Auflagerkräfte der Stahlspund-

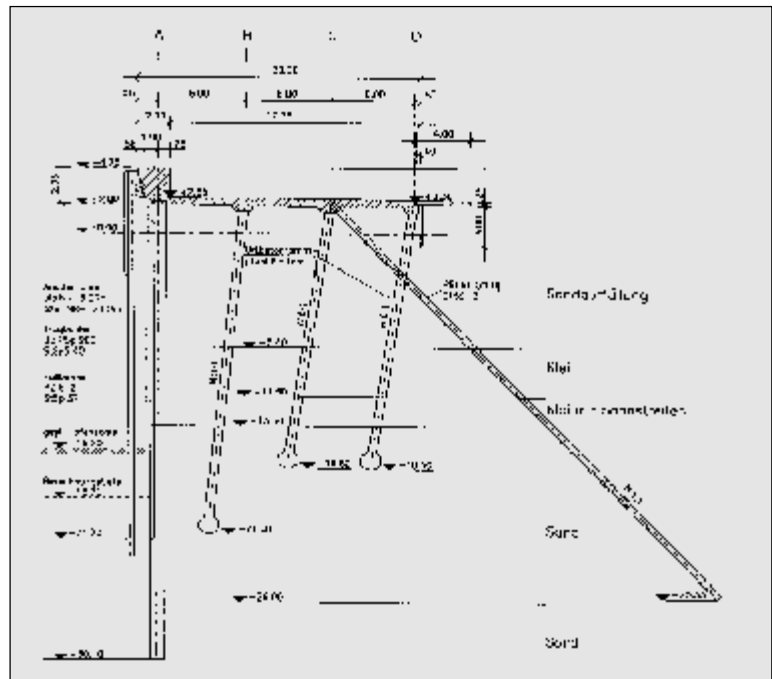


Abbildung 5: Querschnitt im Bereich des Ankerpfahls, Liegeplatz 1 (Quelle: ARGE Elbkai, Cuxhaven)

wand durch die Pfahlrostplatte in die Schrägpfähle weitergeleitet. Das globale Tragwerk nach Abb. 5

war zwangsläufig erst nach einer hinreichenden Erhärtung der Stahlbetonplatte standsicher.

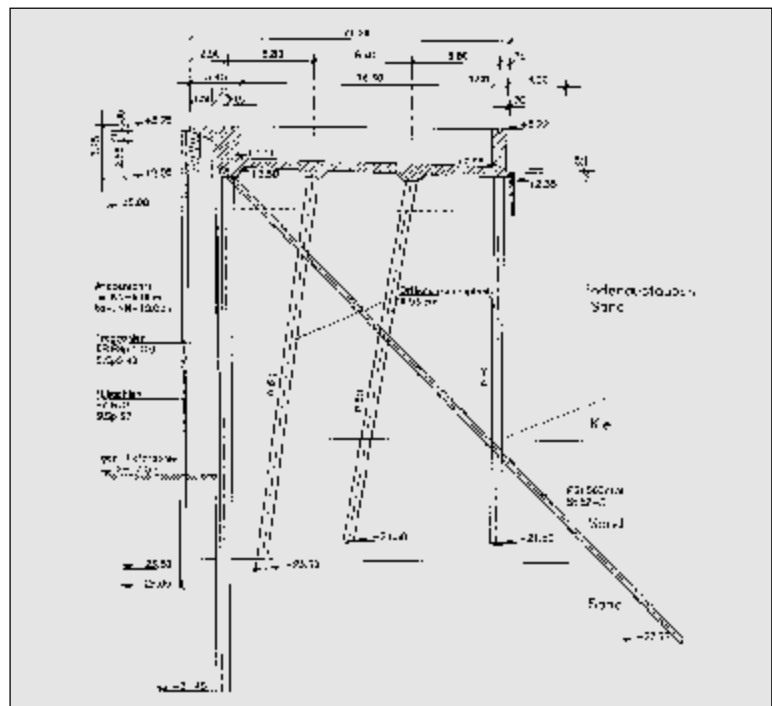


Abbildung 6: Querschnitt im Bereich des Ankerpfahls, Liegeplatz 2 und 3 (Quelle: ARGE Elbkai, Cuxhaven)



## Stahlpundwände (3) – Planung und Anwendung

Anschließend erfolgte der Bodenaushub vor der Stahlpundwand.

Die Pfahlrostkonstruktion des Liegeplatzes 2 und 3 (s. Abb. 6) unterscheidet sich von dem zuvor beschriebenen Tragwerk im wesentlichen darin, daß hier die Schrägpfähle in der 1. Bauwerks-

unterhalb der Verkehrsflächen.

Der Anschluß des Schrägpfahls für den Liegeplatz 1 nach Abb. 7 wurde nach Herstellerangaben für eine Teileinspannung in die Stahlbeton-Pfahlrostplatte bemessen. Die angeschweißten Stahlknaggen an den Flanschen

und beidseitig vom Steg dienen der Übertragung von Zugkräften. Wie aus Abb. 7 ersichtlich ist, sind zur Übertragung von Biegemomenten und zugehörigen Querkräften zusätzliche Stahlbauteile an den Schrägpfählen nicht erforderlich. Insgesamt ist dieser Anschluß relativ einfach und deshalb kostengünstig herzustellen.

Im Bereich des Liegeplatzes 2 und 3 war im Bauzustand ein gelenkiger Anschluß zwischen den Schrägpfählen und den Tragbohlen vorhanden (s. Abb. 8). Dabei wurde ein Bolzen mit angeschweißten Backenblechen angewendet. Die Herstellung dieser stahlbaumäßigen Verbindung ist – im Vergleich zu dem dargestellten Anschluß am Liegeplatz 1 – relativ zeitaufwendig und entsprechend kostenintensiv.

Um den Korrosionsschutz des gesamten Anschlusses zu verbessern, wurde für den Endzustand ein Betonverguss im Knotenpunkt durchgeführt.

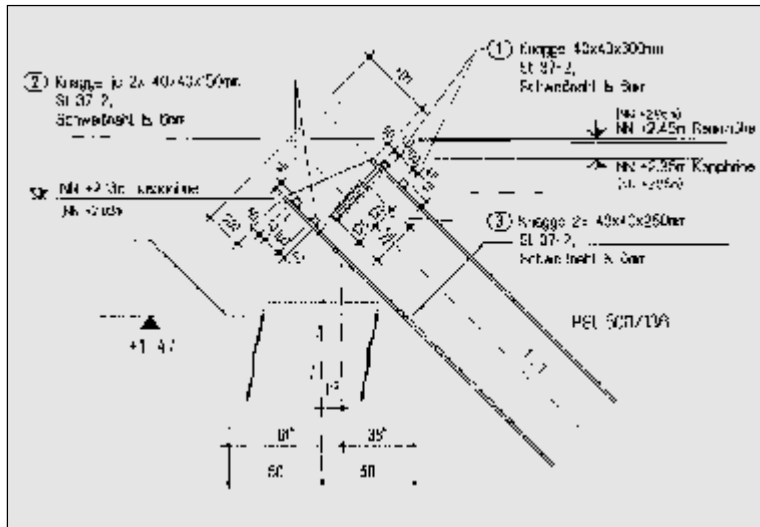


Abbildung 7: Anschluß des Ankerpfahls an die Stahlbetonplatte, Liegeplatz 1 (Quelle: ARGE Elbkai, Cuxhaven)

achse angeschlossen sind. Das liegt daran, daß sowohl die gemischte Stahlpundwand als auch die Schrägpfähle im Rahmen einer Wasserbaustelle von Hubinseln aus hergestellt wurden. In diesem Bereich ließ sich der Sandboden hinter der Stahlpundwand verständlicherweise erst nach der Fertigstellung der tragenden Stahlkonstruktion einbauen.

Da Setzungen des Sandbodens unter der Pfahlrostplatte aufgrund der vorhandenen Weichböden möglich sind, wurde an ihrem landseitigen Ende eine Spundwandschürze hergestellt. Falls Hohlräume unter der Pfahlrostplatte setzungsbedingt auftreten sollten, verhindert diese ein „Wiederauffüllen“ dieser Volumina mit erodiertem Sandboden aus den benachbarten höherliegenden Bereichen. Die vorhandene Schleppplatte dient bei Setzungen dem Ausgleich gegebenenfalls auftretender Baugrundverformungen

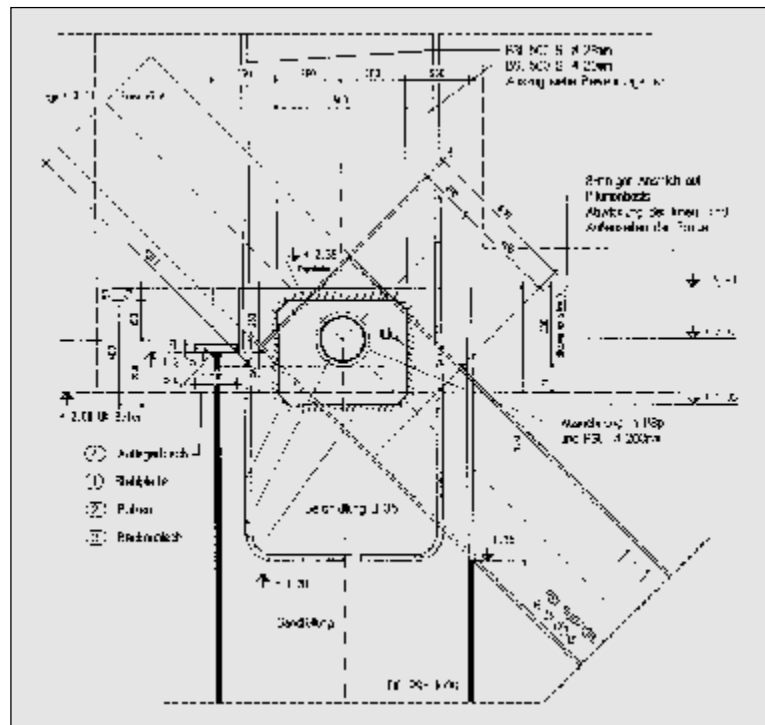


Abbildung 8: Anschluß des Ankerpfahls an die Tragbohle, Liegeplatz 2 und 3 (Quelle: ARGE Elbkai, Cuxhaven)

### „Fährterminal“ in Emden

In Emden wird zur Zeit im Bereich des Borkumkai der „Fährterminal“ hergestellt. Einer der

verhältnissen eine gelenkige Verbindung durch einfache oder doppelt angeordnete Gelenkbolzen zweckmäßig sein, um klare und einfache statische Verhält-

Der Anschluß der Schrägpfähle an die Tragbohlen wurde im vorliegenden Fall mit doppelten Laschengelenken ausgebildet (s. Abb. 10). Deshalb treten bei Querbelastungen der Schrägpfähle entsprechende Pfahlverformungen, jedoch keine Biegemomente am oberen Pfahlende auf. Damit ist der „Wunsch“ in E 145 nach einer weitgehend unabhängigen gegenseitigen Verdrehung der Bauteile erfüllt. Gleichzeitig ist jedoch aus den dargestellten Einzelheiten in Abb. 10 abzuleiten, daß die Herstellung derartiger Anschlüsse relativ zeitaufwendig und kostenaufwendig sein kann.

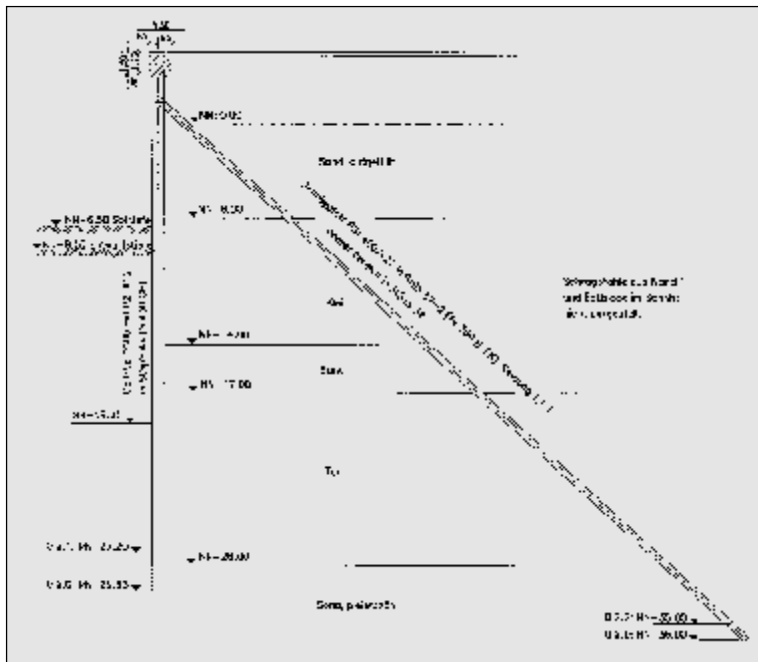


Abbildung 9: Querschnitt im Bereich des Ankerpfahls (Quelle: Nieders. Hafenam Emden)

verschiedenen Berechnungsquerschnitte wird im folgenden exemplarisch beschrieben.

Die in Abb. 9 dargestellte Konstruktion besteht aus einer gemischten Stahlspundwand mit einem durchlaufenden Stahlbetonholm. Die Verankerung jeder Tragbohle (Doppelbohlen) erfolgt durch einen Schrägpfahl mit einer Neigung von 1,1:1 und einer maximalen Länge von 53 m. Aufgrund des vorliegenden globalen Tragwerks ist ein Spundwandgurt nicht erforderlich. Besonders hervorzuheben ist, daß die Schrägpfähle unterhalb des Stahlbetonholms gelenkig angeschlossen sind. Da hier ein Betonverguß des Knotenpunktes nicht geplant ist, bleibt auch im Endzustand nach dem Abschluß der Bauarbeiten ein gelenkiger Anschluß erhalten.

Nach E 145 der EAU kann bei ungünstiger Bodenschichtung bzw. bei ungünstigen Baugrund-

nisse und um wirtschaftlich günstige Konstruktionen herzustellen.

### Schlußbemerkungen

Die Ausführungen zeigen, daß sich im Seehafenbau Stahlspundwandkonstruktionen an die projektspezifischen Randbedingungen sehr gut anpassen lassen. Dabei wird eine Entscheidung über die günstigste Konstruktion in besonderem Maß durch die vorhandene Kombination von bautechnischen, wirtschaftlichen und baubetrieblichen Anforderungen im konkreten Einzelfall beeinflusst.

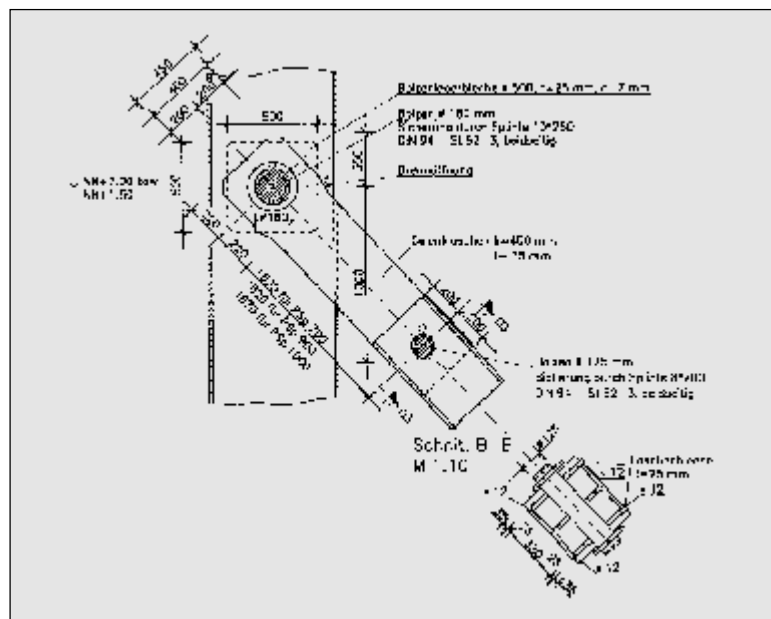


Abbildung 10: Anschluß des Ankerpfahls an die Tragbohle (Quelle: Nieders. Hafenam Emden)

### Die numerische Behandlung von Stützwänden: der Einfluß des Modellansatzes

Prof. Dr.-Ing. habil. Tom Schanz, Weimar

Stichworte: Numerische Verfahren, Verbauwände, Modellierung, Verifikation.

#### Zusammenfassung:

In diesem Beitrag wird die Eignung von numerischen Berechnungsverfahren (im Mittelpunkt steht die Methode der Finiten Elemente, FEM) zur Verformungsabschätzung von Verbauwänden diskutiert. Dabei wird besonders auf die speziellen Anforderungen die ein derartiges geotechnisches Randwertproblem an die Modellbildung stellt eingegangen. Schwerpunkte sind hierbei die realistische Berücksichtigung der Bodensteifigkeiten, die wirklichkeitsnahe Erfassung des Primärspannungszustandes und eine ausreichende Kalibrierung und Verifizierung des gewählten Modells. Anhand zweier konkreter Berechnungsbeispiele werden die Möglichkeiten und die Grenzen dieses Verfahrens aufgezeigt.

#### 1 Einleitung

In der Geotechnik auftretende Stabilitätsprobleme können heute in der Regel zufriedenstellend gelöst werden. Im Unterschied dazu ist es jedoch schwierig, die Größe von Setzungen und Verformungen von Konstruktionen in der richtigen Größenordnung zu prognostizieren. Es existiert zwar mit den Normen DIN 4124 (Baugruben und Gräben), DIN 4084 (Gelände- und Böschungsbruchberechnung), DIN 4093 (Einpressen in den Untergrund), DIN 4123 (Gebäudesicherung im Bereich

von Ausschachtungen, Gründungen und Unterfangungen), DIN 4014 (Bohrpfähle), DIN 4128 (Verpreßpfähle), DIN 4126 (Ortbeton-Schlitzwände), DIN 4125 (Verpreßanker) und den Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben und den Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen eine umfangreiche Anzahl von Regularien. Obwohl besonders im Bereich der Verformungsabschätzungen in den letzten Jahrzehnten eine erhebliche Wissenserweiterung stattfand, besteht die Tatsache, daß in der Praxis gemessene Verformungen, wobei in diesem Beitrag vor allem die Verformungen von Stützwänden betrachtet werden, durch Berechnungsergebnisse signifikant sowohl unter- als auch überschätzt werden.

Ein wesentlicher Grund für diese Abweichungen liegt im Allgemeinen in der Wahl der Steifigkeitsparameter, die zur Charak-

terisierung des Verformungsverhaltens des Baugrunds in Berechnungen getroffen wird. Weitergehende Aussagen zur realistischen Wahl der entsprechenden Parameter in Abhängigkeit des Randwertproblems finden sich u. a. bei (Vermeer & Schanz 1997).

In der Literatur sind verschiedentlich die Ergebnisse von Vergleichsrechnungen dokumentiert, bei denen ein größerer Teilnehmerkreis Berechnungsprognosen zu einem (oftmals fiktiven) geotechnischen Randwertproblem eingereicht hat. Ein nationales Beispiel aus jüngster Zeit sind die Vergleichsrechnungen des Arbeitskreises 1.6 (Numerik in der Geotechnik) der DGGT, welcher u. a. die Aufgabe der Berechnung einer 2-fach abgestützten Verbauwand stellte (Schweiger 1997). Die zentrale Fragestellung waren hierbei die Verformungen der Wand und die Setzungen bzw. Hebungen der Geländeoberfläche

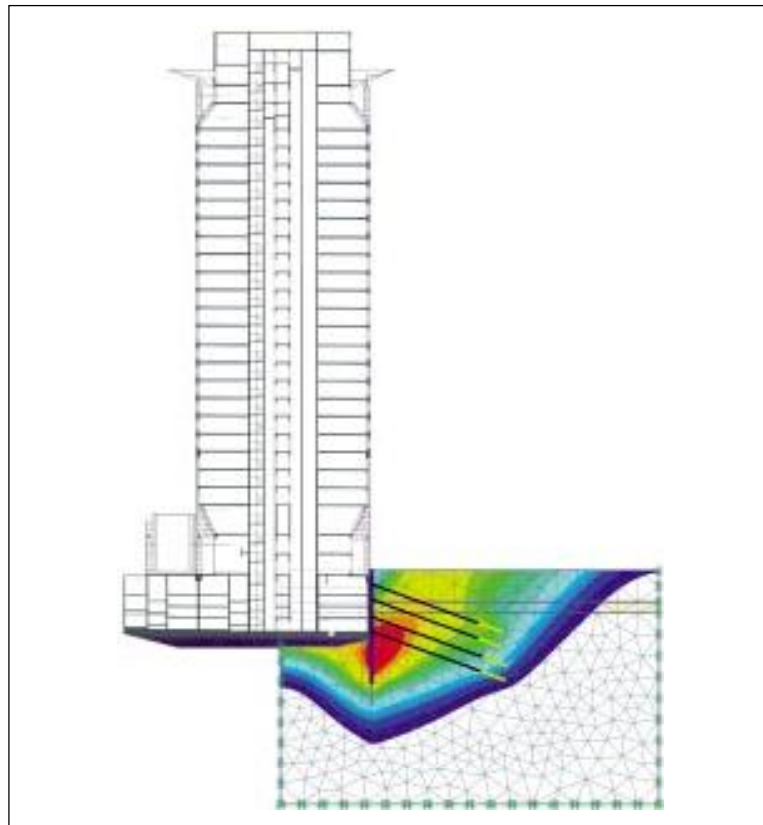


Bild 1: Beispiel einer innerstädtischen Baugrube: Japan-Center Frankfurt

hinter der Wand. Das Gesamtergebnis dieser Untersuchung war mehr als ernüchternd: trotz einheitlicher Verwendung der Materialkennwerte, der Geometrie und z.T. des gleichen Berechnungsprogramms kam es teilweise zu gravierenden Unterschieden in den Berechnungsergebnissen. Es gab eine sehr gute Übereinstimmung in den Erddruckverteilungen. Große Differenzen traten in den Verschiebungen des Wandkopfes und der Oberfläche hinter der Wand auf. Auch in den Steifenkräften gab es deutliche Unterschiede, während die Sohlhebung in der Baugrubenmitte und die horizontale Fußverschiebung der Wand sehr gut übereinstimmten.

Zusammenfassend bleibt festzustellen, daß selbst bei der Verwendung des gleichen Programmsystems und einer ähnlichen Modellierung der festzustellende Unterschied in den Berechnungsergebnissen nicht vollständig reproduzierbar war. Dies gilt im besonderen Maße für die vorrangig interessierenden Oberflächensetzungen hinter der Wand.

Dies ist besonders deshalb enttäuschend, weil Verformungsberechnungen in den letzten Jahren zunehmend an Bedeutung gewonnen haben. Eine besondere Rolle spielt bei den Verbauwänden die Problematik der innerstädtischen (tiefen) Baugrube mit unmittelbarer Nachbarbebauung (siehe Bild 1).

Diesem Sachverhalt wird auch durch die aktuellen Bemühungen der europäischen Normung Rechenschaft getragen, innerhalb der zwischen dem üblichen Grenzzustand der Tragfähigkeit und dem zusätzlichen Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit unterschieden wird.

Bei allen zu diskutierenden Vorteilen der FEM gegenüber der heute üblichen Wandberechnung (elastischer Balken, eventuell mit Bettung) stellt sich die Frage nach einem *Ende der Wandstatik*, der im folgenden Beitrag nachgegangen werden soll.

## 2 Baugruben mit der FEM

Das Auftreten von Verformungen bei Baugruben hat verschiedene Gründe. Die wichtigsten Ursachen sind in Bild 2 zusammengestellt.

Mohr'schen Analogie bzw. denen einer Berechnung nach dem Prinzip des gebetteten Balkens. Besonders bei der letztendlich interessierenden Abschätzung der Verformungen hinter der Wand erweist sich nur die FEM als tauglich.

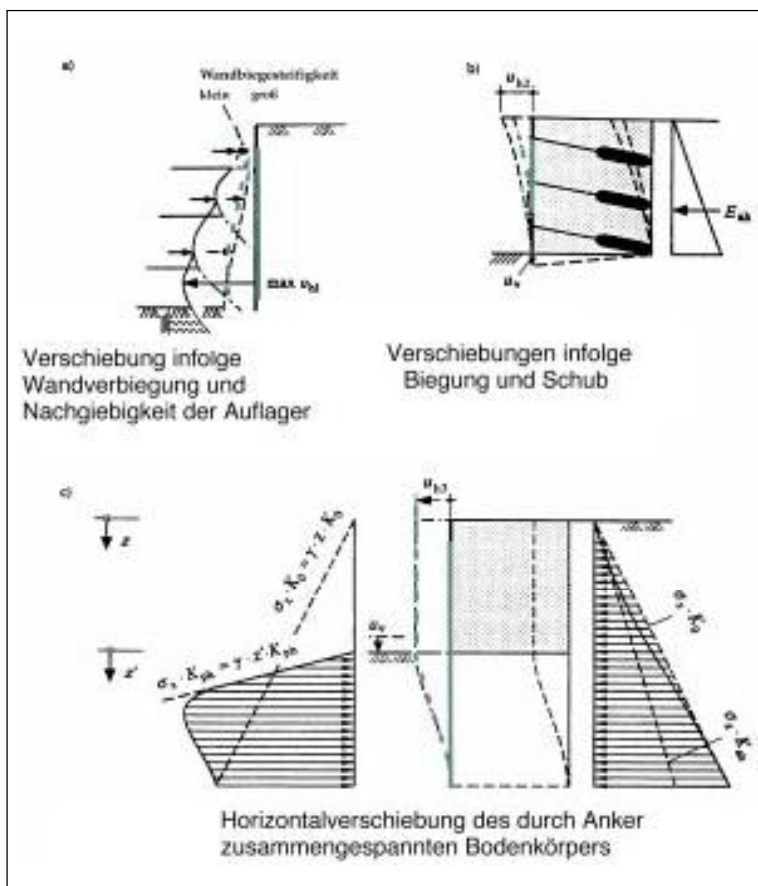


Bild 2: Wandverformungen bei gestützten Wänden nach Schmidt (1996)

Dabei wird zwischen den Verformungen der konstruktiven Elemente (a) und den Verformungen des mittragenden Bodens (b, c) unterschieden.

### 2.1 Vorteile der FEM gegenüber anderen Verfahren

Tabelle 3 zeigt eine Gegenüberstellung der Möglichkeiten der FEM im Vergleich mit denen des Verfahrens der konventionellen Wandstatik und der

### 2.2 Aktueller Stand der realistischen Modellierung

In diesem Abschnitt werden einige Bemerkungen zu solchen Aspekten gemacht, die bei einer realistischen Verformungsberechnung einer Verbauwand besonders zu beachten sind. Darüber hinaus sind bei derartigen Berechnungen gewisse Zwangspunkte bereits bei der Modellbildung zu beachten. Berücksichtigt werden müssen die Lage von geologischen Schichtgrenzen, die Anordnung

	Wandstatik + Mohr	Gebetteter Balken	Finite Elemente Methode
Schichtung	+	+	+
Nichtlineares Bodenverhalten	-	+	+
Primärspannungszustand	(-)	(+)	+
Wand-Boden Interaktion	+	+	+
Bauzustände	+	+	+
Mobilisierung des Erddrucks	(+)	+	+
Berücksichtigung von Nachbarlasten	+	-	+
GW-Strömung/Konsolidation	(+)/-	-/-	+ / +
Setzungen in der Nachbarschaft	-	-	+
Hebungen der Baugrubensohle	-	-	+

**Bild 3:** Gegenüberstellung der verschiedenen Methoden zur Verformungsabschätzung von Verbauwänden

der konstruktiven Elemente (Verbauwand, Stützelemente, Nachbarbebauung) und das Tiefenniveau von Aushubzuständen. Für die Berücksichtigung von Auflasten am Modellrand oder im Modellinneren gibt es verschiedene Möglichkeiten (z. B. Einsatz von fiktiven Balkenelementen mit dem Differenzgewicht zwischen Bodengewicht und Größe der Auflast).

### 2.2.1 Modellierung von Steifen, Anker und der Verbauwand

Die Verbauwand kann je nach Typ und Geometrie durch Balkenelemente (z. B. Spundwand) oder durch Volumenelemente (Schlitzwand, Bohrpfehlwand) diskretisiert werden. Neben der realistischen Wahl der Biegesteifigkeit  $EI$  ist aber auch die Größe der axialen Dehnsteifigkeit  $EA$  von entscheidender Bedeutung. Dieser Sachverhalt ist in **Bild 4** näher erläutert.

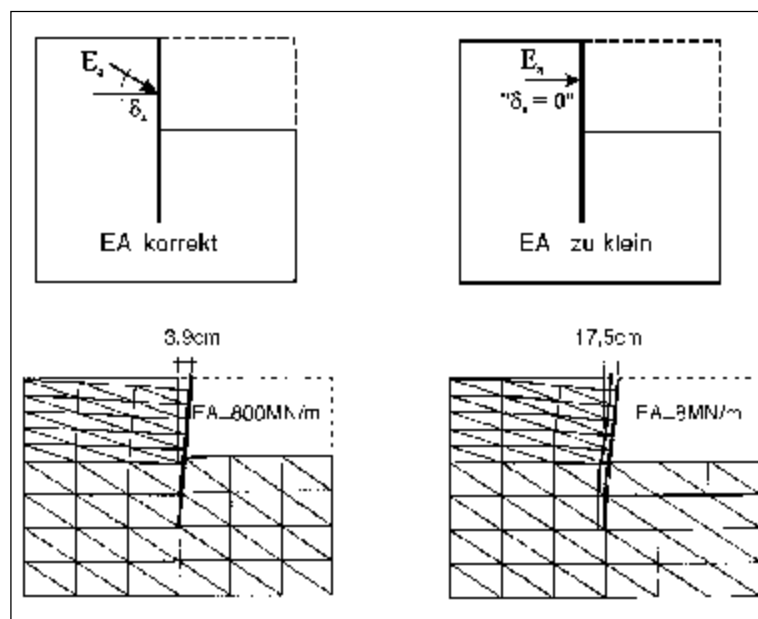
Bei der Modellierung von Steifen kommen elastisch-plastische Federelemente zum Einsatz, deren eines Ende mit einem Netzknoten verbunden ist, und deren

anderes Ende fixiert ist. Bei der Diskretisierung von Verpreßankern (Vermeer 1997) kommen hingegen zwei unterschiedliche Elementtypen zum Einsatz (**siehe Bild 5**). Die freie Ankerlänge wird durch ein (elastisch-plastisches) Balkenelement,

welches zwei Knoten verbindet, der Verpresskörper durch ein Zugelement (elastisches, biegeschlaffes Element) modelliert. Im Gegensatz zur freien Ankerlänge ergibt sich durch die Anordnung von Kontaktelementen entlang des Verpreßkörpers jedoch ein (teilweiser oder voller) Verbund zum Boden. Sowohl bei Steifen als auch bei Ankern ist eine Vorspannung möglich.

### 2.2.2 Bauwerk-Boden-Interaktion

Der realistischen Erfassung der Bauwerk-Boden-Interaktion kommt eine entscheidende Bedeutung bei der Berechnung von Verbauwänden zu. Bei derartigen Randwertproblemen versteht man darunter die realistische Erfassung des Verbundes zwischen der Wand und dem Boden. Diese Übergangszone wird normalerweise durch sogenannte Kontaktelemente (*Interface-Elemente*) modelliert. Diesen können entsprechend dem Wandtyp und der Wandherstellung gegenüber den Bodeneigenschaften reduzierte Steifigkeits- und Scherfestigkeitsparameter zugewiesen werden. Letztere entsprechen dem Wand-



**Bild 4:** Einfluss der axialen Dehnsteifigkeit auf die Verformung einer frei ausragenden Wand



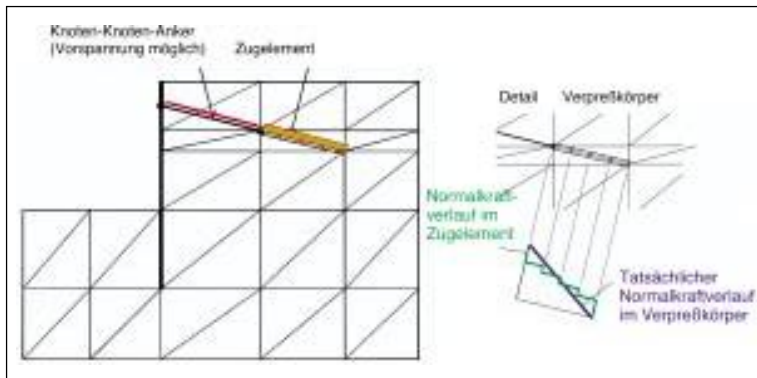


Bild 5: Diskretisierung von Verpreßankern nach Vermeer (1997)

reibungswinkel im Rahmen der konventionellen Wandstatik. Darüberhinaus haben diese Elemente die Aufgabe zur Erhöhung der Anzahl der geometrischen Freiheitsgrade von internen Punkten (z. B. dem Wandfuß) und der Vermeidung von damit ver-

bundenen Singularitäten (z. B. Spannungsspitzen).

### 2.2.3 Einfluß des Primärspannungszustandes

Der wesentliche Einfluß des Primärspannungszustandes auf das Ergebnis einer Berechnung

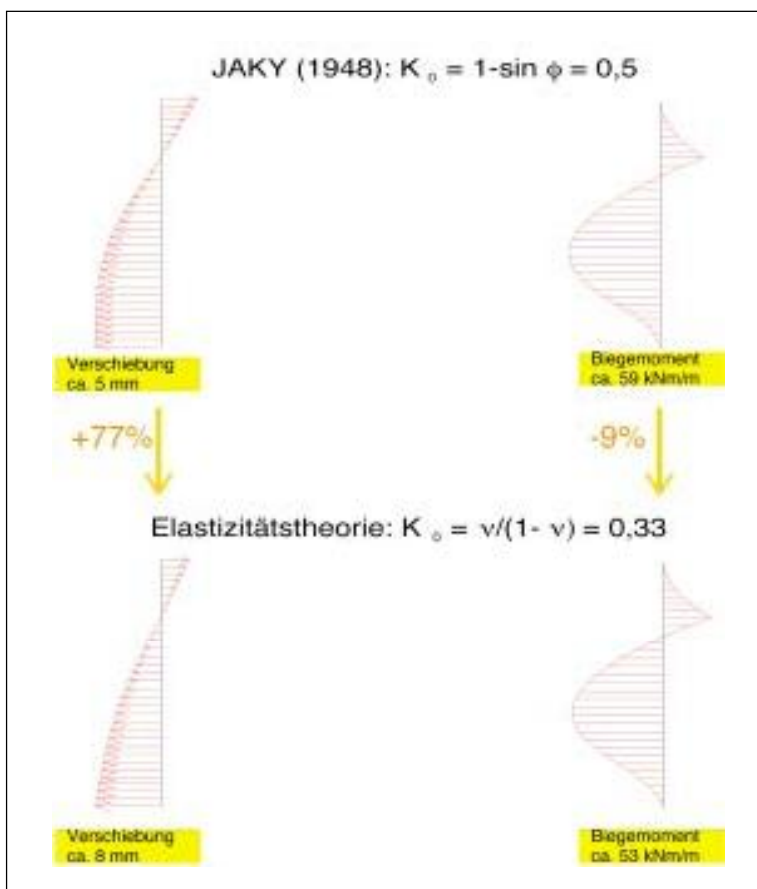


Bild 6: Einfluß des Primärspannungszustandes auf die Berechnung einer Verbauwand I: Ansatz des Seitendruckbeiwerts

soll an zwei Beispielen erläutert werden. Im ersten Beispiel (siehe Bild 6) wurde im oberen Fall für die Wahl des Erdruhedruckbeiwerts mit  $K_0 = 1 - \sin \varphi = 0.5$  die für normalkonsolidierte Verhältnisse bewährte empirische Formel nach Jaky (1948) verwendet. Für die gleichen Geometrie- und Bodenverhältnisse (1-fach verankerte Wand, lockerer Sand) wurde  $K_0$  im unteren Fall nach der Elastizitätstheorie aus dem Zusammenhang mit der Querdehnungszahl  $\nu$  zu  $K_0 = \nu / (1 - \nu)$  ermittelt. Es ergibt sich für diesen Fall ein Unterschied in den Wandverformungen von ca. 70 %.

Im zweiten Beispiel (siehe Bild 7) soll die Wirkung einer möglichen Überkonsolidierung verdeutlicht werden. Der Einfachheit halber wird ein Ruhedruckbeiwert von  $K_0 = 1.0$  verwendet. Das linke Teilbild zeigt das Ergebnis einer konventionellen Berechnung in Form der Hauptspannungstrajektorien. Im linken Teilbild wurde zusätzlich eine vertikale Belastung von  $\sigma_v$  auf der Geländeoberfläche aufgebracht und wieder entfernt. Die dargestellten Ergebnisse beruhen auf der Verwendung eines elastoplastischen Bodenmodells. Deutlich ist, vor allem im oberen Bereich von ca. 6 m, ein Abweichen vom linken, hydrostatischen Zustand zu beobachten. Zuzufolge der vorübergehenden vertikalen Last tritt eine deutliche Erhöhung der horizontalen Spannungen auf.

Als wesentlicher Effekt resultiert eine nochmalige Belastung im linken Fall statt in einer Erst- in einer (wesentlich steiferen) Wiederbelastung. Zusätzlich verursacht die horizontale Vorspannung im oberen, für die Verformungen besonders relevanten Bereich, bei der Verwendung einer spannungsabhängigen Steifigkeit im Bodenmodell, ein höheres Spannungsniveau, und damit verbunden wiederum eine steiferes Bodenverhalten.

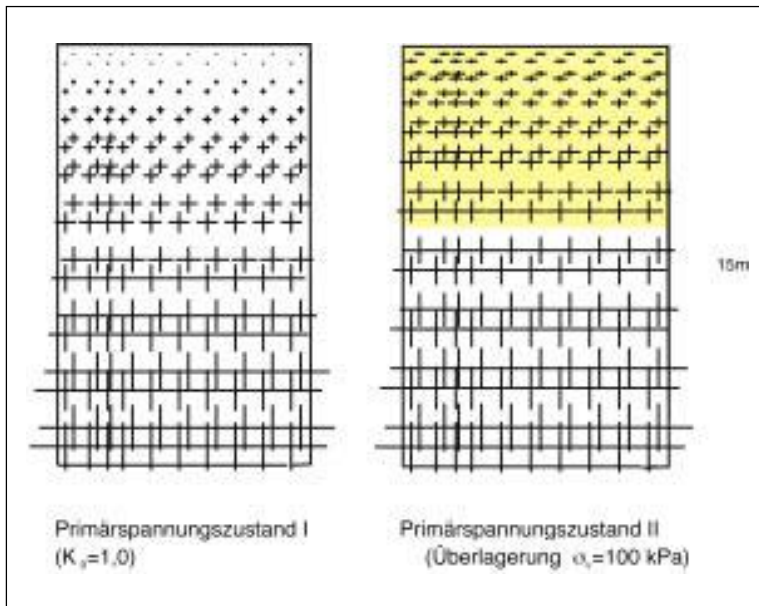


Bild 7: Einfluß des Primärspannungszustands auf die Berechnung einer Verbauwand II: Berücksichtigung der Überkonsolidation

### 2.2.4 Materialmodell

In diesem Abschnitt wird exemplarisch ein Stoffgesetz, das sogenannte *Hardening Soil Modell* (HS Modell), vorgestellt, welches in der Lage ist, die bereits angesprochenen Eigenschaften von Böden bezüglich der Steifigkeit realistisch zu erfassen. Die Beschreibung des Modells in diesem Beitrag berücksichtigt vor allem diesen Gesichtspunkt. Das Modell wird in einer reduzierten Grundversion, d. h. mit nur einer Fließfläche vorgestellt. Für eine detaillierte Darstellung des vollständigen Modells wird auf (Schanz 1999) verwiesen. Das HS-Modell beschreibt das mechanische Verhalten von sowohl nicht-bindigen Böden (Sand und Kies) als auch überkonsolidierten Tonen und Schluffen. Es ist seit einigen Jahren in dem FE-Programm PLAXIS (Vermeer & Brinkgreve 1998) implementiert und wird weltweit erfolgreich für geotechnische Berechnungen verwendet. Das Modell ist im Rahmen der klassischen Plastizitätstheorie formuliert.

Eine wesentliche Komponente des HS-Modells ist die in

Bild 8 dargestellte hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung für Triaxialzustände ( $q < q_f$ ) entsprechend Glg. 1. Diese Formulierung ist eine geringfügig modifizierte Variante der Originalformulierung nach (Kondner & Zelasko 1963).

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\sigma_3}{a + b \cdot \sigma_1} \quad (1)$$

Mit  $a^{-1} = E_t = 2 E_{50}$  und  $b^{-1} = q_a$ , wie angegeben in Bild 8, ergibt sich hieraus für triaxiale Zustände

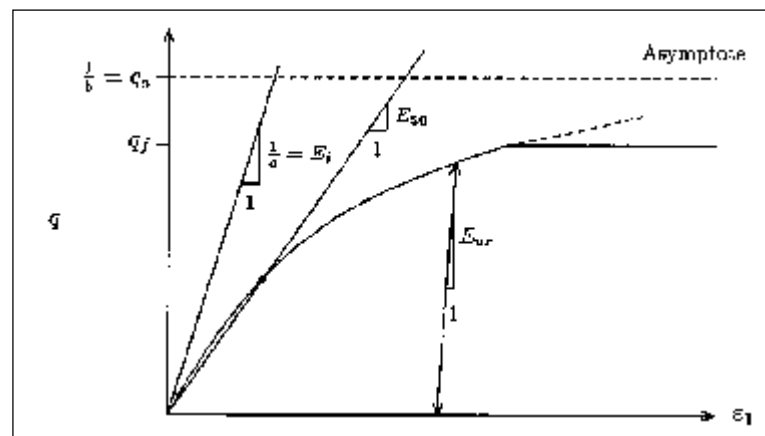


Bild 8: Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung des HS-Modells

$$2 \cdot \sigma_3 = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{q}{q_a - q} \quad \text{mit } q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (2)$$

Dabei bezeichnet  $q_f$  die Mohr-Coulomb'sche Bruchspannung, und  $R_f$  einen Reduktionsfaktor zum Übergang von der Asymptote der Grenzspannung der hyperbolischen Beziehung für unendliche Verzerrungen,  $q_a$ , auf den im Versuch gemessenen Wert  $q_f$  für endliche Verzerrungen.

Die zweite wesentliche Komponente des HS-Modells bildet die Formulierung der Steifigkeit entsprechend Glg. 3. Es wird die (elastische) Ent- und Wiederbelastungsteifigkeit  $E_{ur}$  und eine konstante Querdehnungszahl nur, mit

$$\begin{aligned} E_{ur} &= E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m \\ &= E_{ur}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 \sin \varphi + c \cos \varphi}{p^{ref} \sin \varphi + c \cos \varphi} \right)^m \end{aligned} \quad (3)$$

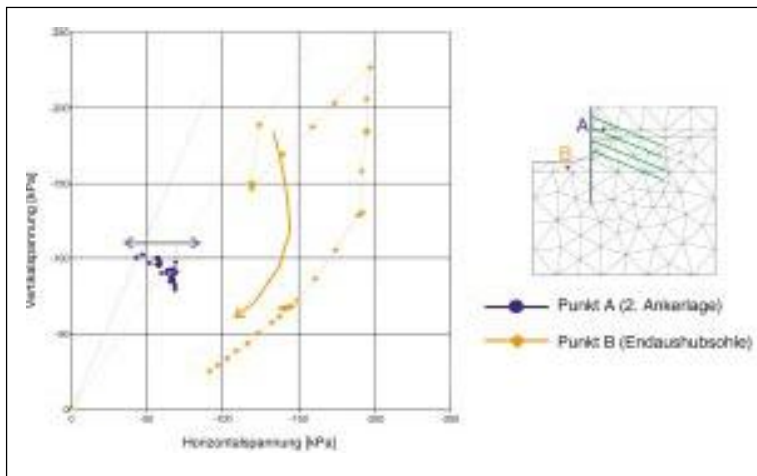
verwendet. Eine analoge Formulierung gilt für die Steifigkeit bei einer initialen (Erst-) Belastung. Statt dem Anfangstangentenmodul  $E_t$  entsprechend Bild 8 benutzen wir jedoch den Sekantenmodul  $E_{50}$ , mit

$$\begin{aligned} E_{50} &= E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 + c \cot \varphi}{p^{ref} + c \cot \varphi} \right)^m \\ &= E_{50}^{ref} \left( \frac{\sigma_3 \sin \varphi + c \cos \varphi}{p^{ref} \sin \varphi + c \cos \varphi} \right)^m \end{aligned} \quad (4)$$

Diese Formulierung der Steifigkeit (Spannungs- und Belastungsrichtungsabhängigkeit)

stellt einen wesentlichen Vorteil des HS-Modells dar. Durch die Formulierung des Modells im Rahmen der Plastizitätstheorie wird entsprechend der Belastungsrichtung die jeweilige Steifigkeit *automatisch* über eine sogenannte *Schaltfunktion* zugeordnet.

Dieser Zusammenhang sei abschließend mittels **Bild 9** verdeutlicht. Dargestellt ist auf der rechten Seite das gewählte Randwertproblem. Es handelt sich um



**Bild 9:** Entwicklung des Spannungsniveaus und der Belastungsrichtung zufolge eines Baugrubenaushubs

den Aushub einer 4-fach verankerten Verbauwand. Die Anker sind alle vorgespannt. Markiert sind in Bild 9 die Punkte *A* (*aktive Seite*, auf Höhe der zweiten Ankerlage) und *B* (*passive Seite*, auf Höhe der Baugrubensohle). Auf der linken Seite von Bild 9 ist die Entwicklung der horizontalen und der vertikalen Spannungskomponente während der Berechnung aufgetragen. Es ergeben sich deutlich unterschiedliche Belastungspfade, d. h. es müssen für die unterschiedlichen Berechnungspunkte durch das Modell die in ihrem Betrag unterschiedlichen Steifigkeiten für Erst- oder Ent-/Wiederbelastung ausgewählt werden. Während sich in Punkt *A* bei konstanter Vertikalspannung im wesentlichen nur die Horizon-

talkomponente ändert (horizontale Verformung der Wand zur Baugrube durch den Aushub und teilweise zum Boden hin durch das Ankervorspannen, *forced compression*) kommt es in Punkt *B* zu einer Verringerung sowohl der Vertikal- als auch der Horizontalkomponente.

Das HS-Modell beinhaltet darüber hinaus in seiner Grundversion eine isotrope Reibungsverfestigung; dabei findet ein Mohr Coulomb'schen Kriterium als

Vermeer 1996) aus dem mobilisierten Reibungswinkel,  $\varphi_m$ , und dem Reibungswinkel der Restscherfestigkeit,  $\varphi_{cv}$ , bestimmen lässt. Letzterer lässt sich näherungsweise aus Versuchen an locker gelagerten Proben mit  $\varphi_{cv} \approx \varphi$  bestimmen.

$$\sin \varphi_m = \frac{\sin \varphi_m - \varphi_{cv}}{1 - \sin \varphi_m \sin \varphi_{cv}} \quad (8)$$

Aus der Definition des plastischen Potentials resultiert eine nichtassoziierte Fließregel nach Glg. 9, die über den mobilisierten Dilatanzwinkel einen Zusammenhang zwischen den plastischen Volumenverzerrungsraten,  $\dot{\epsilon}_v^p$ , und den plastischen Schubverzerrungsraten,  $\dot{\gamma}_v^p$ , herstellt.

$$\dot{\epsilon}_v^p = \sin \varphi_m \dot{\gamma}_v^p \quad (9)$$

Alle im HS Modell verwendeten Parameter haben entweder eine explizite geotechnische Bedeutung, d. h. sie können aus Standard-Laborversuchen ermittelt werden, oder sie werden durch das Nachrechnen einzelner Kalibrierungsversuche ermittelt.

Aber auch derartige Modelle wie das vorgestellte weisen noch Defizite auf, besonders wenn es um die Beantwortung von spezielleren Fragen geht: eine wichtige zukünftige Erweiterung des HS-Modells bestünde z. B. in der Berücksichtigung einer zunehmenden Steifigkeit für kleine Verzerrungen. Diese vergleichsweise hohen Initialsteifigkeiten spielen vor allem bei sehr verformungsarmen Verbauwänden in Kombination mit Aushubvorgängen eine wesentliche Rolle.

Abschließend ist bei der Auswahl und Anwendung eines (verfügbaren) Bodenmodells folgendes zu beachten: wünschenswert wäre in einem ersten Schritt der Berechnung eine Kalibrierung des Modells mittels vorhandener Versuchsergebnisse bzw. empirischer Zusammenhänge (Erfahrung mit dem Boden und dem Modell).

In einem zweiten Schritt wäre die Verifizierung des solcher-

Bruchbedingung Verwendung. Als Verfestigungsparameter wird der plastische Anteil der Schubverzerrung,  $\gamma^p$  gewählt. Es gilt für  $\gamma^p$ :

$$\gamma^p = \epsilon_1^p - \epsilon_2^p - \epsilon_3^p = 2 \cdot \epsilon_1^p - \epsilon_2^p - \epsilon_3^p \approx \epsilon_1^p \quad (5)$$

Die Fließfläche  $f$  wird entsprechend Glg. 6 definiert.

$$f = \underbrace{\frac{q_a}{E_{50}} - \frac{q}{q_a - q}}_{2 \cdot \epsilon_1} - \underbrace{\frac{2q}{E_{ur}}}_{2 \cdot \epsilon_1} - \gamma^p = 0 \quad (6)$$

Zusätzlich wird das plastische Potential,  $g$ , mit  $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$ , nach Glg. 7 definiert.

$$g = q - \frac{6 \sin \varphi_m}{3 - \sin \varphi_m} (p + c \cot \varphi_m) \quad (7)$$

In Glg. 7 bezeichnet  $\varphi_m$  den mobilisierten Dilatanzwinkel, der sich nach Glg. 8 (Schanz &



maßen kalibrierten Modells, z. B. an einem Feldversuch, ideal. Erst mit dem derartig *eingespielten* Modell erfolgt im dritten Schritt die eigentliche Berechnung.

### 3 Spundwandfeldversuch Hochstetten

In einem ersten Beispiel wird nun die Berechnung einer Verbauwand im Rahmen eines großmaßstäblichen Feldversuchs dargestellt. Es handelt sich hierbei um ein Beispiel, bei dem der Baugrund sehr umfangreich durch Feld- und Laborversuche erkundet war. Diese Situation kommt in der Praxis in der Regel nicht vor. Es soll jedoch die Leistungsfähigkeit und die dennoch vorhandenen Einschränkungen der numerischen Berechnung unter derartig günstigen Randbedingungen verdeutlicht werden.

v. Wolffersdorff 1998). Der Aushub einer Baugrube stellt ein geotechnisches Randwertproblem dar, zu dessen Lösung das HS-Modell auf Grund seiner Formulierung sehr gut geeignet erscheint. Als Folge der Entfernung des Bodens in der Baugrube und des Einbaus der (vorgespannten) Stützelemente, kommt es während der Herstellung zu Spannungsumlagerungen, bei denen es sich sowohl um Entlastungen als auch um Belastungen handelt. Dabei läßt sich der Bereich, wo die jeweiligen Steifigkeiten *aktiviert* werden von vornherein nicht eindeutig abgrenzen. Für eine derartige Aufgabe ist ein Modell mit automatischer Berücksichtigung der Belastungsrichtung unerlässlich. Für die Simulation der unterschiedlichen Bauzustände wurde das in **Bild 10** dargestellte Netz benutzt. Der Baugrund wurde hierbei in 3 Schichten modelliert, deren Parameter in **Tabelle 1** zusammengestellt sind.

von einem Maximalwert an der Geländeoberkante bis zum Niveau des Grundwasserspiegels auf  $c = 0$  abnahm. Die Reduktion der Scherfestigkeit im Kontaktelement (I) zwischen Wand und Boden betrug  $\delta = 0.7 \psi_p$ . Für alle Schichten wurde einheitlich  $m = 0.75$ ,  $\gamma_g = 19 \text{ kN/m}^3$ ,  $\gamma_a = 16.5 \text{ kN/m}^3$ ,  $c^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2$  und  $R_f = 0.9$  benutzt.

Im folgenden beziehen sich alle Ergebnisse auf den sogenannten Zustand 7, der mit 5 m größten Aushubtiefe nach Einbau der Aussteifung  $A$  ( $EA = 2.45 \cdot 10^5 \text{ kN/m}$ ) und Aufbringen der Flächenlast  $q = 10 \text{ kN/m}^2$  je  $m$ .

Es ergibt sich eine rechnerische Steifenkraft von  $A = 32.9 \text{ kN/m}$  im Vergleich zu einer gemessenen Steifenkraft von  $A = 33.7 \text{ kN/m}$ .

**Bild 11** zeigt die Gegenüberstellung der gemessenen und der berechneten Werte des Erddrucks und der Momente in der Spundwand.

Es ergibt sich darüber hinaus eine horizontale Verformung des Wandkopfs von ca. 0.2 mm im Vergleich zu einem gemessenen Wert von ca. 5 mm. Die Hauptursache für die zu beobachtenden Unterschiede zwischen der Berechnung und den Meßdaten liegt wahrscheinlich in der unzureichenden Erfassung des Primärspannungszustands. Seine Beeinflussung durch die Herstellung der Wand vor dem eigentlichen

	$\nu_{sur}$ [-]	$t_{sur}^{ref}$ [MPa]	$t_{50}^{ref}$ [MPa]	$c$ [kPa]	$\psi_p$ [°]	$\psi_b$ [°]
1	0.2	500	100	8	41	11
2	"	"	"	6	"	"
3	"	"	"	0	"	"

Tabelle 1: Bodenparameter für die Nachrechnung des Spundwandfeldversuchs

Der sogenannte Spundwandfeldversuch (*Hochstetten*) ist in der Literatur sehr gut dokumentiert (v. Wolffersdorff 1994,

Bei der Kohäsion der Schichten 1 und 2 handelte es sich um eine indirekt aus den Feldversuchen ermittelte Kapillarkohäsion, die

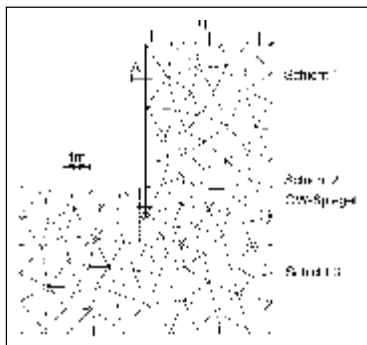


Bild 10: FEM Simulation des Spundwandfeldversuchs (Wand:  $EI = 2.03 \cdot 10^3 \text{ kNm}^2/m$ ,  $EA = 2.2 \cdot 10^6 \text{ kN/m}$ ): Zustand 7

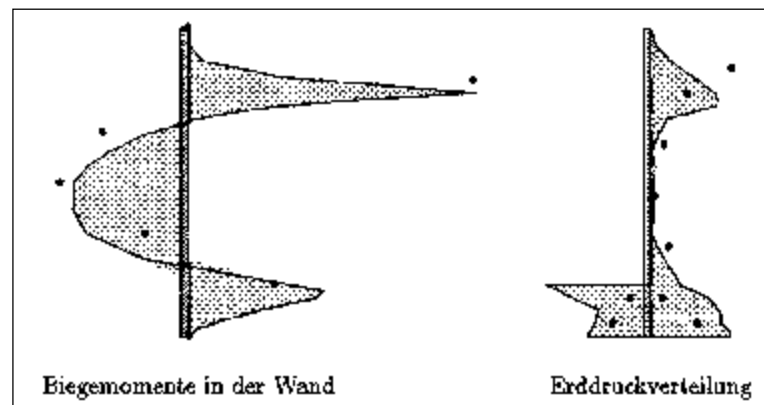


Bild 11: Vergleich zwischen gerechneten und gemessenen (•) Ergebnissen

Aushub wurde nicht berücksichtigt. Vor allem die unerwartet hohen gemessenen Werte des Erddrucks am Wandkopf werden dadurch begründet. Die geringen Werte des Erddrucks im Bereich der Baugrubensohle sind durch eine unvermeidbare Auflockerung auf Höhe des Arbeitsplanums zu erklären.

keit angegeben. Hieraus lassen sich folgende Beobachtungen formulieren:

Die Variation der Erddruckverteilung, dargestellt durch die schattierte Fläche in Bild 12, zeigt nur einen geringen Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses im mittleren und unteren Wandbereich. Deutlich erkennbar ist jedoch ein

Berechnung liegen im Bereich dieser Bandbreite.

Beim Momentenverlauf sind Kurven für alle untersuchten Steifigkeitsverhältnisse angegeben. Im Bereich des Auflagers zeigt sich ein nur geringer Einfluß der Variation auf das Stützmoment. Der Einfluß auf das mittlere Feldmoment ist hingegen deutlich zu erkennen. Die Ergebnisse des MC-Modell zeigen über die gesamte Wandhöhe wesentlich kleinere Schnittgrößen. Eine Bemessung auf der Grundlage dieser Ergebnisse hätte eine erhebliche Unterdimensionierung der Wand zur Folge.

Mit der Nachrechnung des Feldversuchs Hochstetten konnte gezeigt werden, daß bereits die Grundversion des HS-Modells bei der Berechnung von geotechnischen Randwertproblemen zu sehr befriedigenden Ergebnissen führt.

Die verwendeten Parameter wurden aus vorhandenen Labor- und Feldversuchen bestimmt. Eine Variation dieser physikalischen Größen war zum Erreichen der guten Übereinstimmung, sowohl bei den Kräften als auch bei den Biegemomenten, nicht nötig.

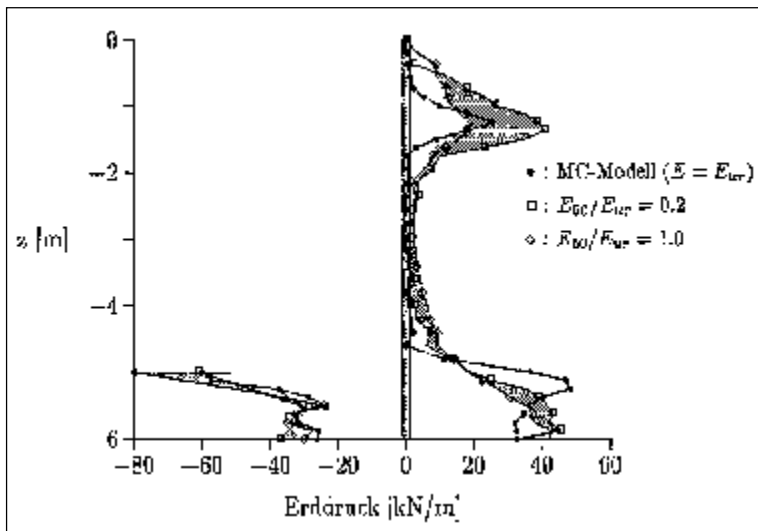


Bild 12: Parameterstudie I: Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses  $E_{50} / E_{ur}$  auf die Erddruckverteilung

Der letzte Bauzustand des Feldversuchs war die Abminderung der Steifenkraft bis hin zum Eintreten eines Versagenszustands, der auch simuliert wurde. Es ergab sich rechnerisch eine minimal mögliche Steifenkraft von  $A = 4.03 \text{ kN/m}$  im Vergleich zu einem gemessenen Wert von  $A = 4.22 \text{ kN/m}$ .

Im folgenden Abschnitt wird der Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses  $E_{ur} / E_{50}$  im Vergleich zur Verwendung eines linear-elastischen, ideal-plastischen Modells (MC-Modells) untersucht. Bild 12 zeigt zunächst die Verteilung des Erddrucks über die Wandhöhe in Abhängigkeit des Steifigkeitsverhältnisses, Bild 13 die dazugehörigen Momentenverläufe in der Wand. Zusätzlich sind jeweils die Ergebnisse bei Verwendung eines MC-Modells mit konstanter Steifig-

Einfluß im Bereich der Aussteifung. Die Ergebnisse der MC-

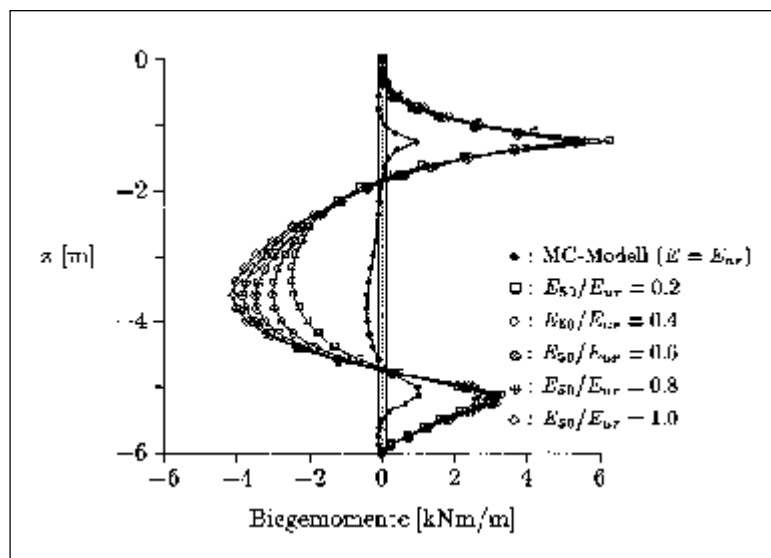


Bild 13: Parameterstudie II: Einfluß des Steifigkeitsverhältnisses  $E_{50} / E_{ur}$  auf die Momentenbeanspruchung der Wand

#### 4 Der Einfluß der Bodensteifigkeit auf das Tragverhalten

In einem zweiten Beispiel soll exemplarisch der Einfluß der realistischen Berücksichtigung der Bodensteifigkeit auf die Erfassung des Tragverhaltens einer Verbauwand untersucht werden. Es werden dazu Berechnungsergebnisse einer numerischen Simulation der Erstellung einer 2-fach verankerten Verbauwand dargestellt (Vermeer & Schanz 1997). Es kam das FE-Programm PLAXIS, Version 6.31 unter Verwendung zweier unterschiedlicher Stoffmodelle zum Einsatz.

Die in Bild 14 dargestellte Baugrube hat eine Tiefe von 15 m und eine Breite von 7,50 m. Aus Symmetriegründen wird im folgenden nur eine Hälfte des Berechnungsausschnitts dargestellt. Die 2-fach verankerte Wand weist eine Gesamtlänge von 25 m auf. Die Wand und die Anker werden bei allen Berechnungen als linear elastisch modelliert. Die dazu verwendeten Materialparameter sind Tabelle 2 zu entnehmen.

Die beiden Anker werden bei ihrem Einbau mit jeweils 300 kN/m vorgespannt. Entlang der

	Verbauwand	Anker
EA [GN/m]	80	0,2
EI [GNm <sup>2</sup> /m]	1,5	-
$\nu$ [-]	0,0	-
w [kNm <sup>2</sup> ]	8,0	-

Tabelle 2: Verwendete Materialparameter der Verbauwand und der Anker

$f_{50}^{ref}$	$\varphi$	$\psi$	c	$\gamma$
20 MPa	35°	5°	1 kPa	18 kN/m <sup>3</sup>

$f_{ur}^{ref}$	$\nu_{ur}$	$p^{ref}$	m	$K_0$
80 MPa	0,1	100 kPa	0,5	0,43

Tabelle 3: Verwendete Materialparameter des Baugrunds

Wand wurden Kontaktelemente ( $\delta = \pm \frac{2}{3}\varphi$ ) angeordnet, welche die Bauwerk-Boden-Interaktion simulieren. Der Primärspannungszustand vor Beginn des Aushubs und der Wanderstellung wird durch den einheitlichen Ansatz eines Erdruhedruckbeiwerts von  $K_0 \approx 1 - \sin \varphi = 0,43$  erfasst.

lineare Last-Verformungsbeziehung eines Bodens näherungsweise bilinear erfasst werden. Der elastische Anteil des Verhaltens wird durch die (konstante) Steifigkeit  $E$  und eine Querdehnungszahl  $\nu = 0,3$  beschrieben. Die Grenzbedingung wird durch die zusätzliche Angabe des Reibungs-

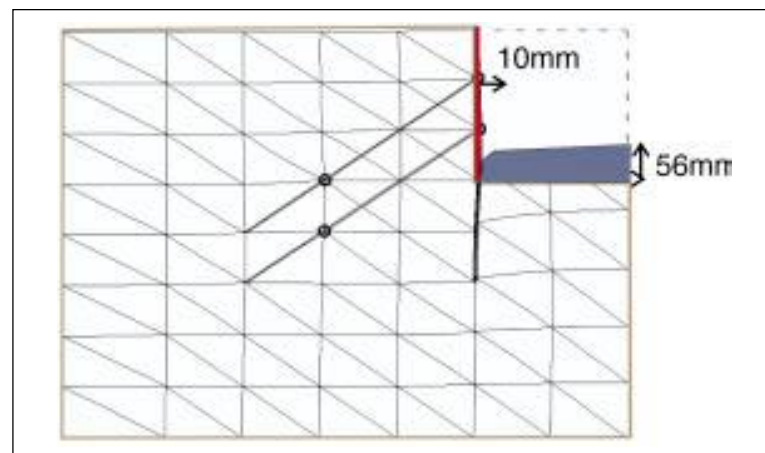


Bild 14: Berechnetes Verschiebungsfeld mit dem HS-Modell

Neben dem HS-Modell wurde ein ideal elastisches, starr plastisches Modell, ein Mohr-Coulomb-Modell (MC), verwendet, und die Ergebnisse gegenübergestellt. Das berechnete Verformungsfeld unter Verwendung des HS-Modells ist in Bild 14 dargestellt: sowohl die berechnete Hebung der Baugrubensohle von 56 mm als auch die Größe der maximalen horizontalen Wandverschiebung von 10 mm liegen in einer Größenordnung, die mit Erfahrungen von gemessenen Verformungen an ähnlich steifen, tiefen Wänden übereinstimmen.

Mit dem daneben verwendeten MC-Modell kann die nicht-

winkels  $\varphi$  und der Kohäsion  $c$  erfasst. Bei der Verwendung eines solchen Modells kommt jedoch der Wahl einer realistischen Steifigkeit  $E$  eine entscheidende Bedeutung zu. Zunächst muß man entscheiden, ob das Bodenverhalten unter Verwendung des Erstbelastungs-, des Ent- bzw. Wiederbelastungsmoduls oder eines Wertes zwischen diesen Schranken beschrieben werden kann. Auf diese Frage kann man, zumindestens bei der Betrachtung verankerter, tiefer Stützwände, keine allgemeine Antwort geben. Zur näheren Untersuchung dieses Sachverhaltes werden im folgenden zwei Berechnungen durchgeführt, die zum einen den niedrigeren Erstbelastungsmodul  $E_{50}$  und zum anderen den höheren Ent-/Wiederbelastungsmodul  $E_{ur}$  verwenden. Da ein Aushub Variationen des Spannungsniveaus über die Tiefe beinhaltet, sollte man mit dem MC-Modell nicht mit einer konstanten Steifigkeit rechnen. Statt dessen benutzen wir drei

(virtuelle) Schichten, die eine mit der Tiefe zunehmende, schichtweise konstante, Steifigkeit aufweisen. Damit wird die Spannungsabhängigkeit des eigentlich homogenen Bodens näherungsweise durch die Modellierung mehrerer Schichten erfaßt. Mit einer Hebung der Baugrubensohle von 165 mm und einer maximalen horizontalen Verschiebung der Wand von 38 mm ergibt sich ein Verschiebungsfeld, welches prinzipiell verschieden von dem in Bild 14 dargestellten ist. Das HS-Modell ergab deutlich geringere Werte. Der Unterschied zwischen den beiden Berechnungen wird noch deutlicher, wenn man den Verlauf der Biegemomente in der Wand, wie in Bild 15 dargestellt, betrachtet. Bei den Ergebnissen des HS-Modell ergibt sich ein

Modell ergibt ein maximales Moment von 450 kNm/m, die  $MC_{ur}$  Berechnung ergibt einen Wert von 316 kNm/m. Es scheint nicht möglich, die Ergebnisse beider Modelle in Übereinstimmung zu bringen; zumindestens dann nicht, wenn man Verformungen und Spannungen, d.h. Biegemomente, gemeinsam betrachtet.

Für das hier untersuchte Problem scheint es unmöglich, mit dem MC-Modell realistische Ergebnisse zu erzielen. Es gelingt nur mit dem gegenüber dem MC-Modell erweiterten HS-Modell, sowohl was die Deformationen als auch die Spannungen betrifft, realistische Ergebnisse zu erzielen, die von Erfahrungen mit derartigen Wandsystemen in der Praxis bestätigt werden.

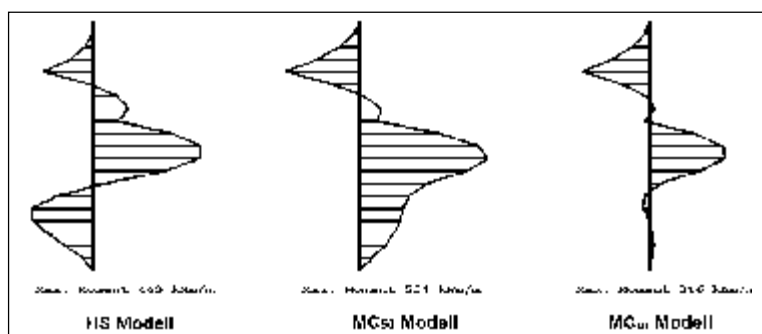


Bild 15: Biegemomente in der Stützwand mit den 3 unterschiedlichen Modellen

ausgeprägtes Feld- und Einspannmoment, wo hingegen die  $MC_{50}$  Berechnung kein Einspannmoment ergibt.

Abschließend betrachten wir eine weitere Berechnung mit dem MC-Modell: alle  $E_{50}$  Werte, werden mit einem Faktor 4 multipliziert, um Werte für  $E_{ur}$  zu ermitteln. Der Aushub resultiert nun in einer Hebung der Sohle von 41 mm und die Stützwand zeigt eine maximale horizontale Verschiebung von 12 mm. Diese Ergebnisse liegen in der gleichen Größenordnung wie die mit dem HS-Modell, die Momentenverläufe sind jedoch deutlich verschieden. Die Berechnung mit dem HS-

## Zusammenfassung, Ausblick

Verformungsberechnungen von Verbauwänden haben in Deutschland bereits eine lange Tradition. Eine wichtiger Schritt waren die ersten Berechnungen von Baugruben im Frankfurter Ton zum Beginn der 70er Jahre. Es stellt sich damit unmittelbar die Frage, was sich in den vergangenen 25 Jahren bei Verformungsprognosen im Zusammenhang mit Baugruben eigentlich geändert hat?

Die eigentliche Stoffmodellierung wurde mit den Jahren sicherlich realistischer (u. a. durch nicht-lineare elasto-plastische Modelle

und die Berücksichtigung von Zeitabhängigkeiten).

Es ist außerdem die Behandlung von komplexeren Aufgabenstellungen möglich (z. B. die Simulation von Bauzuständen und die gekoppelte Berücksichtigung von Grundwasserströmungen und Konsolidationvorgängen).

Daneben hat sich die Labor- und Feldmeßtechnik weiterentwickelt (Zuverlässigkeit der Messungen, Möglichkeit der Ermittlung weiterer Parameter).

Durch die rasante Entwicklung der Möglichkeiten der EDV sind die Berechnungen heute um ein Vielfaches schneller durchführbar und auswertbar.

Zusammenfassend soll dieser Beitrag in den folgenden Thesen zusammengefaßt werden:

- Die der Berufspraxis zur Verfügung stehenden numerischen Berechnungsverfahren stellen eine flexible Methode zur Berechnung von Verbauwänden dar. Zur Ermittlung von realistischen Verformungen, z.B. im Rahmen eines zukünftigen europäischen Sicherheitskonzepts, sind diese Berechnungsverfahren eine, wenn nicht die einzige (?), vielversprechende Methode.
- Die vorhandenen Bodenmodelle sind ausreichend, ihre praxisnahe Absicherung ist jedoch zumindestens z.T. noch unzureichend.
- Eine quantitative Übereinstimmung zwischen Meßergebnissen und Berechnungsergebnissen ist auch heute oft nur mit einem großen Umfang an Vorerkundung möglich.
- Allgemeine geotechnische Erfahrung allein reicht zur erfolgreichen Anwendung numerischer Methoden in der Geotechnik nicht aus. Es ist vielmehr eine weitere, detaillierte Untersuchung von nicht vordergründigen Einflußfaktoren auf das Berechnungsergebnis (z. B. der Einfluß der Wahl des Stoffmodells, die Berücksichtigung

des Primärzustands und des Herstellungsvorgangs) nötig.

- Neben der Kalibrierung der Bodenmodelle an Labor- und Feldversuchen ist vor der eigentlichen Berechnung eine weitere Verifizierung wünschenswert. Die Ergebnisse der möglichst frühzeitigen Berechnungen müssen mit den baubegleitenden Messungen verglichen und eventuell aktualisiert werden (Konzept der Beobachtungsmethode).
- Ein zusätzlicher Handlungsbedarf besteht bei der rechtlichen Einbindung und Vereinheitlichung derartiger Berechnungsmethoden.

Abschließend ist zu berichten, daß der bereits angesprochene Arbeitskreis 1.6 der DGGT zur Zeit an Empfehlungen bezüglich der numerischen Behandlung von Baugruben arbeitet. Die in diesem Beitrag angesprochenen Fragen finden auch dort eine detaillierte Behandlung.

### Literatur

Kondner, R. L. & Zelasko, J. S. (1963), A hyperbolic stress strain formulation for sands, *Proc. 2<sup>nd</sup> Pan.Am. ICOSFE Brazil* 1, 289-394.

Schanz, T. (1999), *Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien*, Mitteilung 45 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart.

Schanz, T. & Vermeer, P.A. (1996), Angles of friction and dilatancy of sand, *Géotechnique* 46, No. 1, 145-151.

Schweiger, H. (1997), Berechnungsbeispiele des AK 1.6 der DGGT - Vergleich der Ergebnisse für Beispiele 1 (Tunnel) und 2 (Baugrube), in H. Meissner, ed., Beiträge zum Workshop Numerik in der Geotechnik, DGGT pp. 1-30.

v. Wolfersdorff, P.A. (1994), Feldversuch an einer Spundwand

in Sandboden: Versuchsergebnisse und Prognosen, *Geotechnik* 17, 2, 73-83.

v. Wolfersdorff, P.A. (1998), *Verformungsprognosen von Stützkonstruktionen*, Habilitationsschrift, Veröffentlichung des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Karlsruhe.

Vermeer, P.A. (1997), *Finite Elemente Anwendungen in der Grundpraxis*, Kursunterlagen, TAE Esslingen.

Vermeer, P.A. & Brinkgreve, R. B.J. (1998), *Plaxis: Finite element code for soil and rock analyses (Version 7.1)*, Balkema, Rotterdam.

Vermeer, P.A. & Schanz, T. (1997), Die Steifigkeit des Bodens und ihr Einfluß auf die Fußspannung einer Stützwand, in Ohde-Kolloquium 1997, Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Heft 4, Universität Dresden, pp. 247-264.



## Verankerung von Verbauwänden und die rechnerische Simulation

Priv.-Doz. Dr.-Ing. H. Schad, Stuttgart

### 1 Einführung

Allgemein spricht man von verankerten Konstruktionen, wenn mittels eines auf Zug beanspruchten Bauteils eine Rückverhängung erfolgt. Der Gegensatz dazu ist die Abstützung über ein auf Druck beanspruchtes Element. Zugelemente, die zur Sicherung von Spundwänden verwendet werden, sind:

- Anker, die an einer Ankertafel befestigt werden. Die Schraubanker sind ein Sonderfall der Ankertafel, da hier die „Ankertafel“ eingedreht wird.
- Verpreßanker aus Spannstahl nach DIN 4125.
- Bodennägel entsprechend den Zulassungen für Bodenvernagelungen oder Verpreßpfähle nach DIN 4128.

Der Schwerpunkt der Ausführungen liegt bei den Verpreßankern, da sie vor allem für die Sicherung hoher Spundwände die größte Bedeutung haben.

### 2 Verpreßanker

Während Ankerwände aufgrund von Rechenansätzen dimensioniert werden, wird die aufnehmbare Kraft bei Zugpfählen häufig und bei Verpreßankern grundsätzlich über Versuche festgelegt. Verpreßanker haben den Nachteil, daß ihr Einbau im Vergleich zu konventionellen Ankern aufwendig ist und ein im Tiefbau häufig ungewohntes Maß an Sorgfalt erfordert. Die häufige Skepsis bezüglich der Korrosion des Spannstahls ist dort, wo nicht mit Salzwasser zu rechnen ist, unberechtigt. Die Furcht vor dem

schlagartigen Bruch infolge Spannungsrißkorrosion ist vor allem theoretisch begründet und nicht durch eine Vielzahl ausgefallener Anker belegt. Außerdem ist dieses Problem bei Litzenankern nahezu ausgeschlossen. Zudem haben diese den Vorteil, daß sie auch bei großen Längen ohne Stöße eingebaut werden können. Lediglich wenn mit ungewollter Biegung oder einer außerplanmäßigen Zunahme der Ankerkräfte zu rechnen ist, z. B. bei Fangedämmen, ist der Einsatz von Spannstahl kritisch zu prüfen. Ein wesentlicher Vorteil der Verpreß-

technik besteht darin, daß um das Zugelement herum mit hohem Druck ein vermörtelter Bodenkörper hergestellt wird. Die Vermörtelung und die Verspannung durch das Verpressen führen dazu, daß auch bei relativ weichen Böden bei der Einleitung hoher Kräfte in den Boden nur relativ geringe Verschiebungen entstehen (siehe Bild 1).

DIN 4125 (November 1990) regelt Bemessung, Ausführung und Prüfung von vorspannbaren Verpreßankern für permanente und temporäre Zwecke in Boden und Fels im Bauwesen. (Ein Verzeichnis

1 Hangschutt; $1,5 \cdot F_w = 330 \text{ kN}; l_A/l_v = 11,5/9,5 (9,5/7,5) \text{ m}; 23721$									
max. Spannkr. [kN]			$s_{bl}$ [mm]			$k_{s,max}$ [mm]			
●	275	275	330	14,5	7,1	3,0	1,2	3,2	0,33
2 Hangschutt; $1,5 \cdot F_w = 795 \text{ kN}; l_A/l_v = 15,5/7 \text{ m}; 25011$									
max. Spannkr. [kN]			$s_{bl}$ [mm]			$k_{s,max}$ [mm]			
○	730	730	649	10,4	7,2	15,4	> 3,5	> 4	> 10
3 Sand; mitteldicht; $1,5 \cdot F_w = 1131 \text{ kN}; l_A/l_v = 26,5/7 \text{ m}; 19458$									
max. Spannkr. [kN]			$s_{bl}$ [mm]			$k_{s,max}$ [mm]			
⊕	1131	1131	754/754	21,2	13,6	15,6/71,1	1,1	0,8	1,3/10
4 Sand; dicht; $1,5 \cdot F_w = 1695 \text{ kN}; l_A/l_v = 42/8 \text{ m}; 24647$									
max. Spannkr. [kN]			$s_{bl}$ [mm]			$k_{s,max}$ [mm]			
▽	1695	1695	1695	6,4	13,2	20,6	0,8	0,9	0,9
★	1020	1695	1695	37	19,0	17,1	0,5	0,8	0,5
5 Sand; dicht; $1,5 \cdot F_w = 1695 \text{ kN}; l_A/l_v = 42/10 \text{ m}; 24647$									
max. Spannkr. [kN]			$s_{bl}$ [mm]			$k_{s,max}$ [mm]			
△	1695	1695	1695	21	16	26	0,8	0,6	1,0

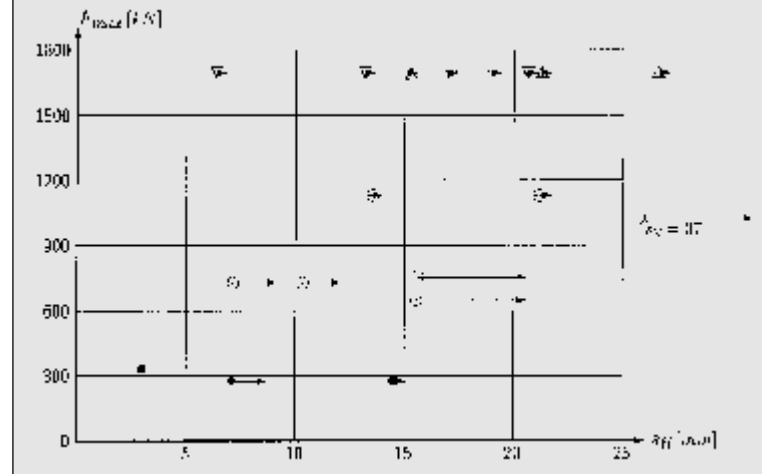


Bild 1: Ergebnisse von Ankereignungsprüfungen

der allgemein bauaufsichtlich zugelassenen Daueranker findet sich bei SCHMIDT/SEITZ (1998), Abschnitt 9.3.2.3.). Neben DIN 4125 existiert die Vornorm prEN 1537 für die Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verpreßanker (Stand Oktober 1997). Da die Grundnormen des Grundbaus EC 7 und DIN 1054-100 (April 1996) überarbeitet werden müssen, ist die Vornorm derzeit rechtlich ohne Bedeutung. Sie enthält jedoch wertvolle Hinweise zur Ankerherstellung und zum Korrosionsschutz. Für den Bergbau und Tunnelbau gilt DIN 21521: Gebirgsanker für den Bergbau und Tunnelbau, Teil 1: 1990, Teil 2: 1993. Diese Anker bleiben bei den folgenden Ausführungen unberücksichtigt.

Im Gegensatz zu schlaffen Ankern, die in Verbindung mit Ankerwänden vor allem im Seebau üblich sind, werden Verpreßanker vorgespannt. Dadurch wird im Boden hinter der Verbauwand der Seitendruck erhöht, so daß - analog zur Spannbetonbauweise - der Boden die Belastung aufnehmen kann und die Verformungen geringer werden als bei der Verwendung schlaffer Anker. (Siehe dazu Abschnitt 3.)

### 2.1 Prognose der Ankerkräfte

Bei den Diskussionen über die Wirtschaftlichkeit von Ankern stehen die aufnehmbare Ankerkraft und die Verpreßkörperlänge im Mittelpunkt. Daher zeigt das Bild 2 (OSTERMAYER 1996, Bild 3) die wichtigsten Elemente eines Verpreßankers. Diese Elemente sind prinzipiell bei Dauer- und Kurzzeitankern sowie Boden- und Felsankern gleich. Für die statische Beurteilung spielen die freien Längen  $l_{fs}$  und  $l_{fa}$  sowie die Krafeintragslänge  $l_o$  und die Verankerungslänge des Stahls im Verpreßkörper  $l_v$  die zentrale Rolle.

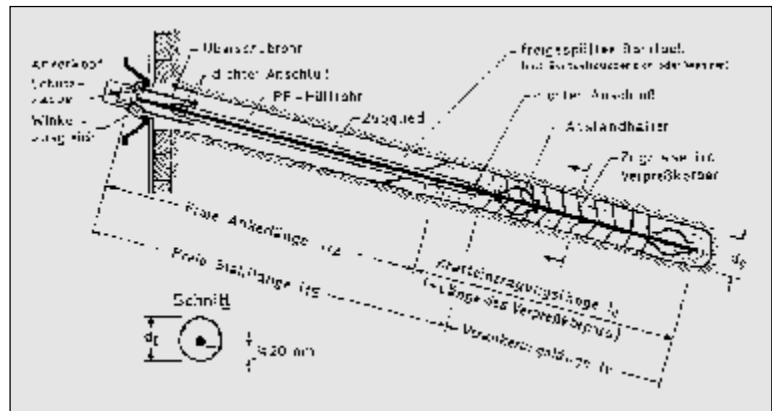


Bild 2: Schema eines Temporärankers nach OSTERMAYER (1996)

(Bei Probelastungen werden diese Längen entsprechend DIN 4125, Abschnitt 12.2, kontrolliert.)

Die primäre Frage ist im allgemeinen die nach der aufnehmbaren Ankerkraft. Theoretische Festlegungen aufgrund von Baugrunduntersuchungen, die genauer sind als die Orientierungswerte von OSTERMAYER (1996), Bilder 9 bis 11, sind kaum möglich, da neben dem Baugrund die Herstellungstechnik eine wichtige Rolle spielt. Dies belegt die Zusammenstellung von Probelastungen auf Bild 1. Im Zusammenhang mit den Kraft-Weg-Diagrammen von Bild 3 läßt sich keine schlüssige Erklärung finden, um in allen Fällen die Baugrund-

beschreibung mit den Versuchsergebnissen zu korrelieren.

### 2.2 Ankerprüfungen

In DIN 4125, Abschnitt 2.5, werden Grundsatzprüfung, Eignungsprüfung und Nachprüfung genannt.

Grundsatzprüfungen (Abschnitt 9) sind für Daueranker erforderlich, so daß Daueranker als System bauaufsichtlich zugelassen sein müssen. Bei den Grundsatzprüfungen müssen ein sachverständiges Institut und ein Sachverständiger für Korrosionsschutzfragen mitwirken.

Bei der Eignungsprüfung (Abschnitt 10) wird die Eignung des Ankers für den jeweiligen Bau-

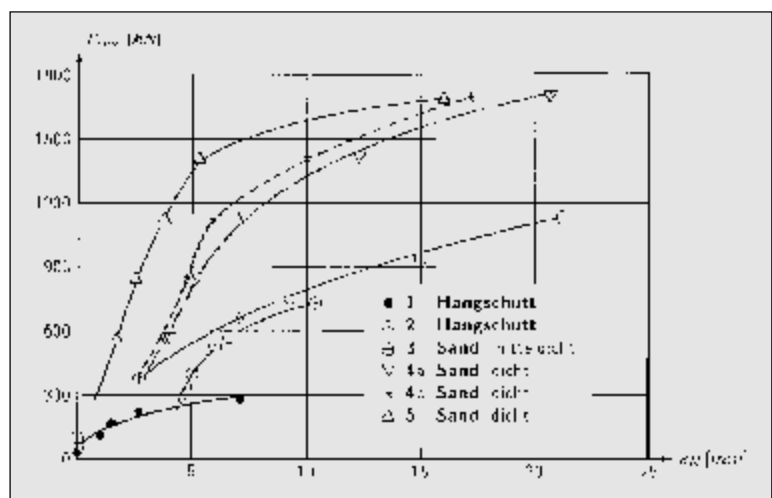


Bild 3: Kraft-Weg-Diagramme für die Bauvorhaben von Bild 2



grund geprüft. Auf diese Prüfung darf bei Kurzzeitankern verzichtet werden, wenn bereits in vergleichbarem Baugrund mit dem gleichen Herstellungsverfahren bereits ähnliche Kräfte nachgewiesen werden konnten. Bei Dauerankern ist die Eignungsprüfung unter Aufsicht eines sachverständigen Institutes durchzuführen. Ein Institut ist dadurch als sachverständig ausgewiesen, daß es in der Liste des DIBt, die den Ankerzulassungen beigelegt ist, aufgeführt wird.

Jeder Anker (temporär und permanent) ist einer Abnahmeprüfung zu unterziehen: Bei Kurzzeitankern mit 1,25-facher Gebrauchskraft ( $F_w$ ), bei Dauerankern mit  $1,5 \cdot F_w$ . Bei der Belastung sind die Verschiebungen des Ankerkopfes zu beobachten. Die Wartezeiten bei der Maximallast betragen: 5 Minuten (nichtbindiger Boden und Fels); 15 Minuten (bindiger Boden).

### 2.3 Kriechen von Ankern

Die Grenzlast wird nach DIN 4125 über das Kriechmaß  $k_s$  definiert. Dieses wird aus den Verschiebungen bei konstanter Last nach der Gleichung

$$k_s = \frac{s_2 - s_1}{\log \frac{t_2}{t_1}} \cdot \frac{k_s}{s_f} \quad k_{s, \max} = 2,0 \text{ mm} \quad (1)$$

ermittelt. Ein Anker versagt dann, wenn er die geplante Last nicht mehr aufnehmen kann, d. h. er läuft weg, oder wenn bei der geplanten Prüflast das Kriechmaß ( $k_s$ ) von 2 mm überschritten wird. Diese Regelung ist sehr streng, denn das logarithmische Kriechen ist ein abklingender Kriechvorgang. Die Grenze wird nicht beim Übergang vom abklingenden zum linearen Kriechen gezogen, sondern die mit der Zeit abklingende Kriechgeschwindigkeit darf nicht größer sein als

$$v = \dot{s} \leq \frac{2}{t \cdot \ln 10} = \frac{0,87}{t} \quad v [\text{mm/min}] \quad t [\text{min}]. \quad (2)$$

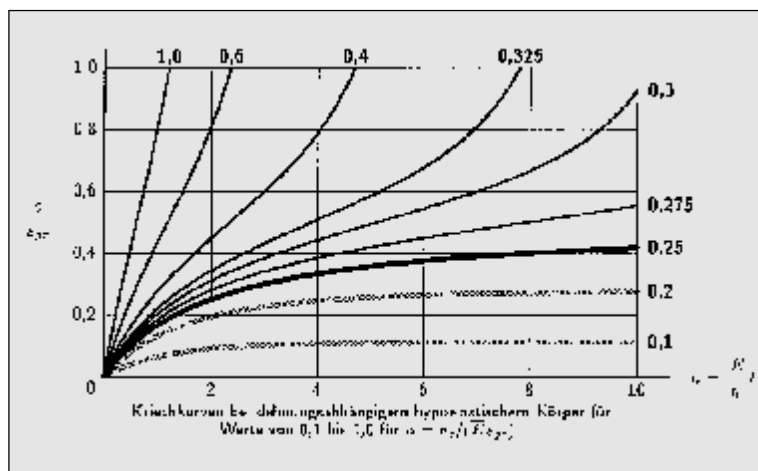


Bild 4: Theoretisches Modell für das Kriechen in Abhängigkeit vom Beanspruchungsniveau (SCHAD 1992, s. 97)

Wichtig ist, daß das Kriechmaß im Laufe der Beobachtungszeit nicht stetig zunimmt. Geringe Überschreitungen des Kriechmaßes, z. B. zeitweise 2,4 mm statt 2,0 mm, sind wenig bedenklich. Insbesondere bei der Rißbildung des Verpreßkörpers kommt es zu einem Pseudokriechen durch Rißbildung, das sich dem Bodenkriechen überlagert. Dadurch können zwischenzeitlich höhere Kriechmaße auftreten, die kein Indiz für ein Versagen des Bodens sind.

Wenn ein Boden zum Kriechbruch neigt, d. h. das Versagen stellt sich erst längere Zeit nach dem Aufbringen der Last ein, ist es sinnvoller, die Prüfkraft zu erhöhen als die Wartezeiten zu verlängern. Eine geringe Erhöhung der Kraft beschleunigt ganz wesentlich das Eintreten des Bruchzustandes. Dies wird aus den Zeit-Dehnungs-Diagrammen von Bild 4 deutlich. Bei diesem Diagramm steht der Wert von

$$\epsilon_t = \frac{\sigma_0}{E \cdot \sigma_r}$$

für das Beanspruchungsniveau. Die Grenze vom abklingenden zum beschleunigten Kriechen ist aufgrund der theoretischen Formulierung bei  $\epsilon_t = 0,25$  gegeben. Es ist ganz offensichtlich, daß bei  $\epsilon_t = 0,2$  die Dehnungen sehr

rasch abklingen und bei  $\epsilon_t = 0,3$  es sich eindeutig um beschleunigendes Kriechen handelt.

## 3 Verformungen verankerter Baugruben

Die Diskussion um die Ankerlänge erhielt Anfang der 70er Jahre entscheidende Impulse durch die großen Verschiebungen der Verbauwände der S-Bahn-Baugrube im Frankfurter Hauptbahnhof. Für die 21 m tiefe Baugrubenwand wurde ein Berliner Verbau hergestellt, da das Grundwasser abgesenkt worden war. Dabei traten Horizontalverschiebungen von bis zu 15 cm auf. Die wesentlichen Verschiebungen zeigt Bild 5, das aus den Bildern 1 und 4 von BRETH/ROMBERG (1972) zusammengestellt ist.

### 3.1 Baugrubenlänge und -tiefe

Für die Wandverschiebungen ist die Geometrie der Baugrube wesentlich. Daher ist auf Bild 6 eine Baugrube der Länge  $l$ , der Breite  $b$  und der Höhe  $h$  dargestellt. Der Bodenbereich, der von Ankern durchsetzt ist, kann als Fangedamm mit der Breite  $d$  betrachtet werden.

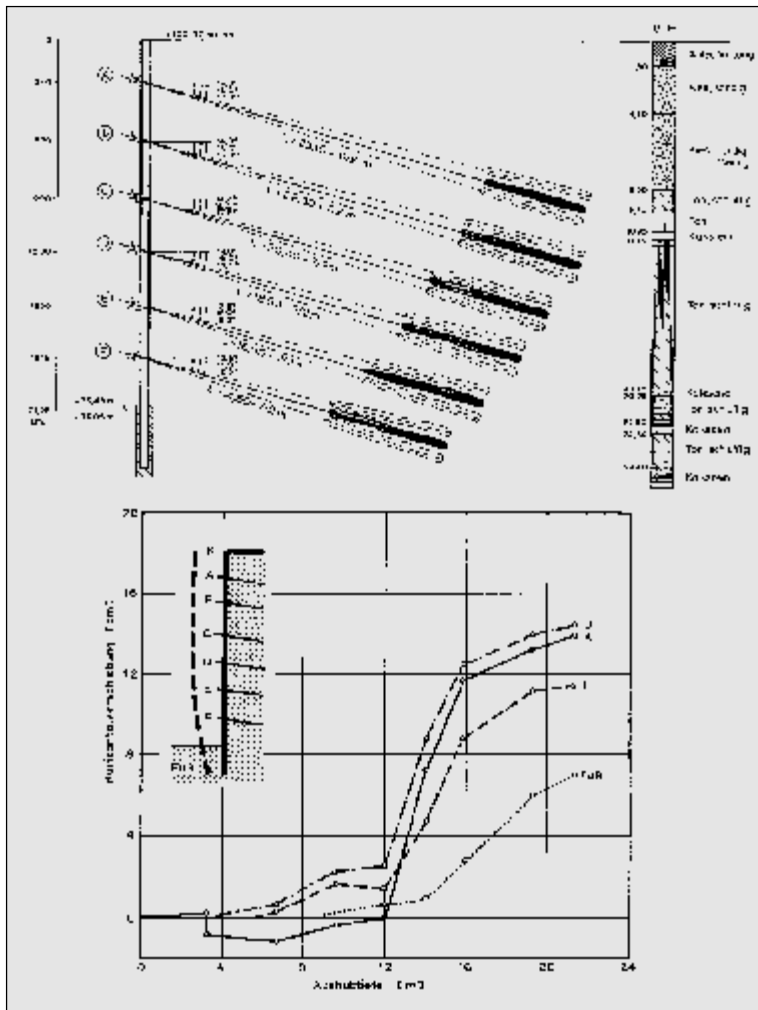


Bild 5: Verschiebungen beim Aushub der Baugrube für die S-Bahn im Frankfurter Hauptbahnhof

Wenn die Anker der Länge  $l_A$  unter  $\varphi_N$  zur Horizontalen geneigt sind, gilt:  $d = l_A / \cos \varphi_N$ .

Wenn man aus dem von Anker durchsetzten Bodenkörper eine Scheibe herauschneidet,

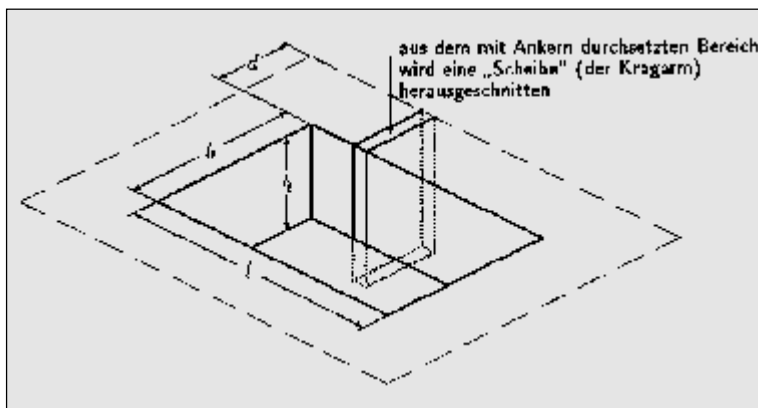


Bild 6: Übersicht einer Baugrube der Länge  $l$ , der Breite  $b$  und der Höhe  $h$

bildet diese einen Kragbalken der Balkenhöhe  $d$  (Bild 7).

Mit der Theorie der Balkenbiegung lassen sich die Verformungen einfach analysieren. Die Verformung der „Fangedamm-scheibe“ der Breite  $d$  beträgt am Kopf unter einer Gleichlast  $q$ :

$$f = \underbrace{\frac{q \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot I}}_{\text{Biegung}} + \underbrace{\kappa_Q \frac{q \cdot h^2}{2 \cdot G \cdot A}}_{\text{Schub}} \quad (3)$$

$$q = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot k_{ah} \cdot b \cdot h$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad I = \frac{b \cdot d^3}{12} \quad A = b \cdot d \quad \kappa_Q = 1,2 \quad (4)$$

$$f = \frac{\gamma \cdot k_{ah} \cdot b \cdot h}{2 \cdot b \cdot E} \left( \frac{h^4}{8 \cdot \frac{1}{12}} + \frac{\kappa_Q \cdot h^2 \cdot (1 + \nu)}{d} \right) \quad (5)$$

$$f = \frac{\gamma \cdot k_{ah} \cdot h^2}{2 \cdot E} \cdot \left( \frac{h}{d} \right) \cdot \left[ 1,5 \left( \frac{h}{d} \right)^2 + 1,2 \cdot (1 + \nu) \right] \quad (6)$$

Da große Verschiebungen vor allem bei langgestreckten Baugruben beobachtet wurden, wird mit einer einfachen Betrachtung der Einfluß der räumlichen Wirkung abgeschätzt. Dabei werden nur die Biegeanteile der Verschiebungen berücksichtigt. Die Verbauwand der Länge  $l$  und der Höhe  $b$  wird zum einen als eine dreiseitig eingespannte Platte ● betrachtet und zum andern als am Fuß eingespannte und an den vertikalen Rändern frei aufgelagerte Platte ○.<sup>2</sup>

### 3.2 Reduzierung der Verformungen durch Vorspannung

Entscheidenden Einfluß auf die Verformungen haben die Vorspannung und die Ankerlänge.

Untersuchungen von WOLFF (1975) zeigen sowohl in Modellversuchen als auch in FE-Analysen die positiven Auswirkungen der Vorspannung auf die Wandverschiebungen.

<sup>2</sup> Lösungen der Balkenstatik nach DUDDECK (1971), Plattenberechnung nach den CZERNY-TAFELN (1996)

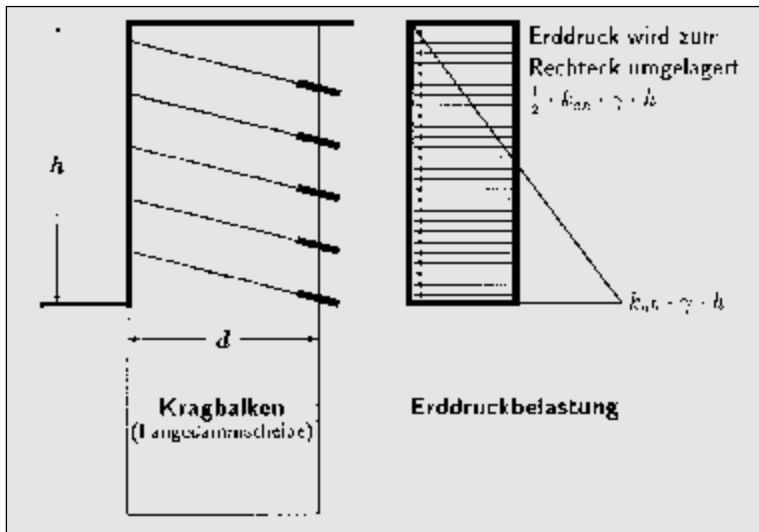


Bild 7: Betrachtung des verankerten/vernagelten Bodenbereichs als Kragarm

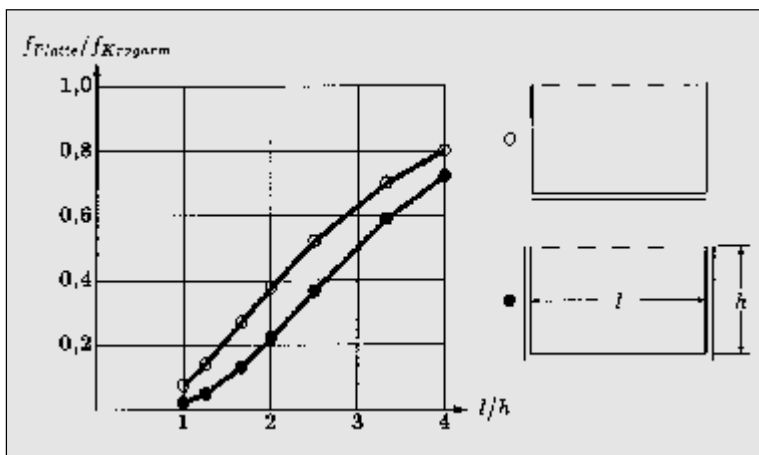


Bild 8: Einfluß der Baugrubenlänge auf die Kopfverschiebung (Faktoren für die Biegeanteile)

Ein weiteres Beispiel für die verschiebungsreduzierende Wirkung vorgespannter Anker ist die FE-Analyse eines Geländesprungs mit dem FE-Programm PLAXIS.

wurden mit dem sogenannten HARD SOIL MODEL durchgeführt. Die verwendeten Parameter sind in der folgenden Tabelle zusammengestellt.

mente bedingt (9 m; freie Länge 5 m + Verpreßstrecke 4 m gegenüber 6 m Nagellänge).

Bei der Elementwand erfolgt im ersten Aushubschritt infolge

	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\varphi$ [°]	$\psi$ [°]	$c$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{50}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ur}$ [MN/m <sup>2</sup> ]	$\nu$ [ ]	$n$ [ ]	$P_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]
bis 10 m Tiefe	20	25	0	25	50	150	0,1	0,5	100
Tiefe > 10 m	21	25	0	50	100	300	0,1	0,5	100

Parameter des  
HARD SOIL MODELLS  
VON PLAXIS

Der Vorteil längerer, vorgespannter Verankerungselemente wird auch bei der FE-Analyse eines 10 m hohen Geländesprungs deutlich, wenn man die Böschungsvernagelung mit einer verankerten Elementwand vergleicht. Die Berechnungen

Bild 10 zeigt Ausschnitte aus den verschobenen FE-Netzen, die das steifere Verhalten der Elementwand gegenüber der Vernagelung belegen. Dieses günstigere Verhalten ist nicht nur durch die Vorspannung, sondern auch durch die größere Einbindetiefe der Zugele-

der Vorspannung zunächst eine Bewegung zum „Berg“. Dieses Phänomen, das sich auch in Messungen zeigt, kann zu der Vermutung Anlaß sein, daß es besser wäre, nicht vorzuspannen. Es kann durchaus der Fall eintreten, daß es bereits beim Vorspan-

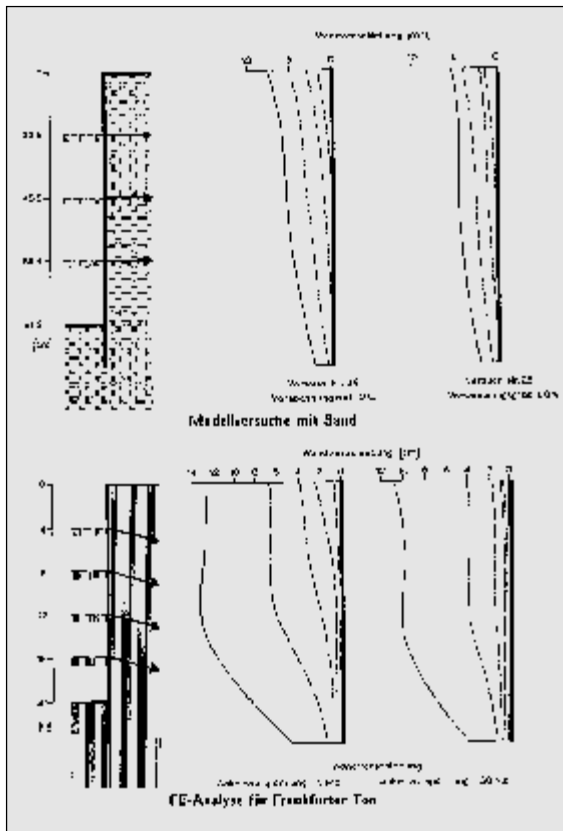


Bild 9: Anker-  
vorspannung bei  
Verbauwänden  
(Bilder 58 und 59  
aus WOLFF 1975)

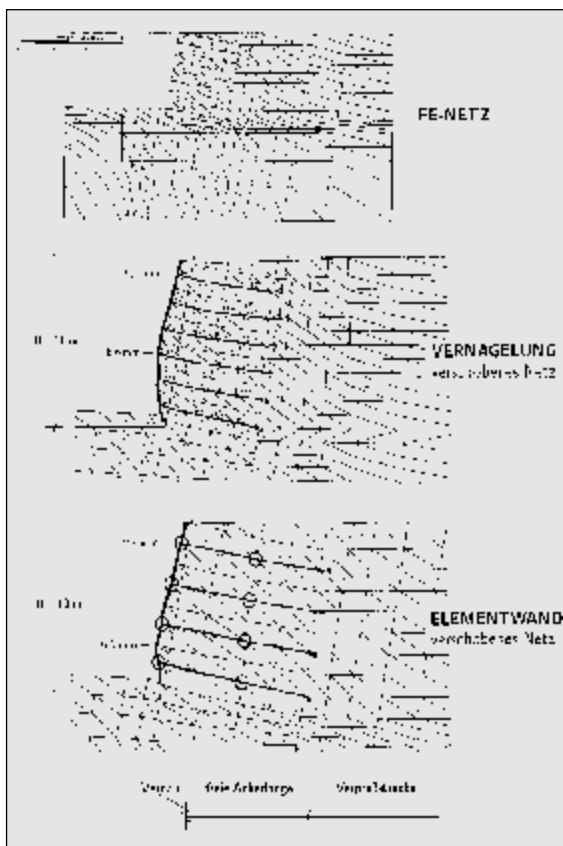


Bild 10: Wand-  
verschiebungen  
von Vernagelung  
und Elementwand

nen der obersten Ankerlage zur Rißbildung bei benachbarten Gebäuden kommt. Diese Risse würden dann aber auch mit fortschreitendem Aushub eintreten, zumal der Verzicht auf die volle Vorspannung der obersten Ankerlage dazu führt, daß die Verschiebungen im Endzustand deutlich größer werden.

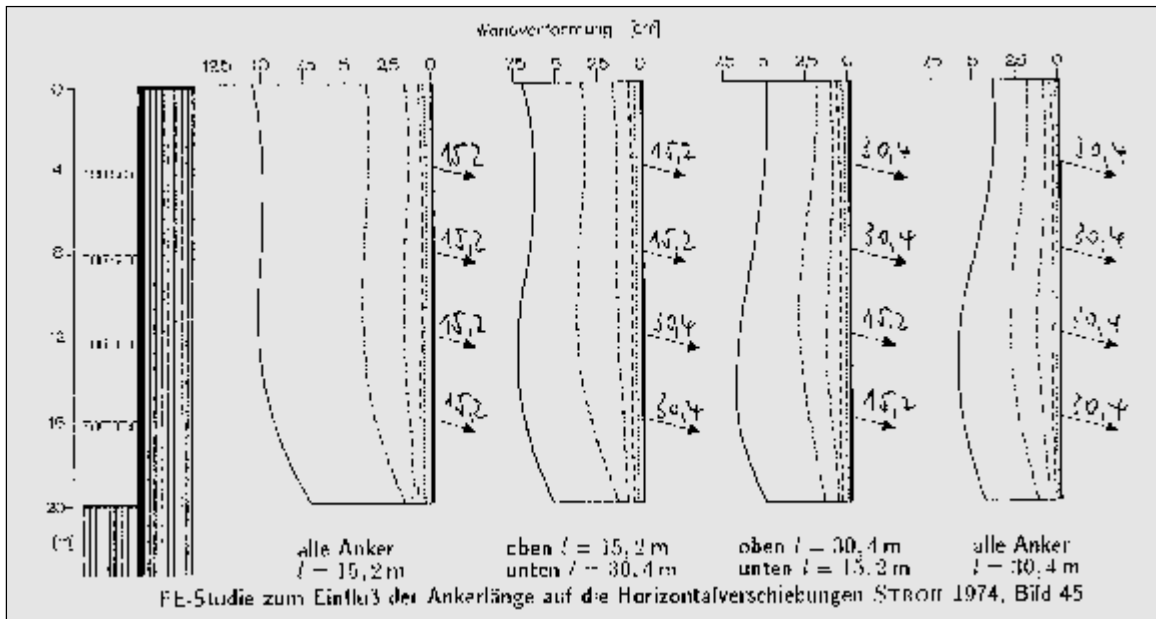
### 3.3 Ankerlänge und Wandverschiebungen

Eine wirksame Möglichkeit, Verformungen zu reduzieren, ist die Vergrößerung der Ankerlänge. Von STROH (1974) wurde gezeigt, daß es im Hinblick auf die Verformungen besser ist, die Längen in den oberen Ankerlagen zu vergrößern (Bild 11) als die der unteren. Bei einer Optimierung im Hinblick auf die Wirtschaftlichkeit kommt man häufig zu dem Schluß, daß es effizienter ist, die Anker vor allem im unteren Bereich anzuordnen. Denn bei der üblichen Schichtung des Baugrundes nimmt die Baugrundfestigkeit zur Tiefe hin zu, so daß den tief liegenden Ankern hohe Kräfte zugewiesen werden können. Somit führt die Optimierung unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten zu einem Risiko bezüglich der Wandverformungen.

Bei hohen Baugruben sollten vor allem die oberen Anker länger gewählt werden als es aufgrund des Nachweises in der tiefen Gleitfuge erforderlich ist. Entweder orientiert man sich an den Ergebnissen der Arbeit von STROH (1974) und anderen Publikationen oder man führt FE-Analysen durch.

### 4 Zugelemente in FE-Analysen

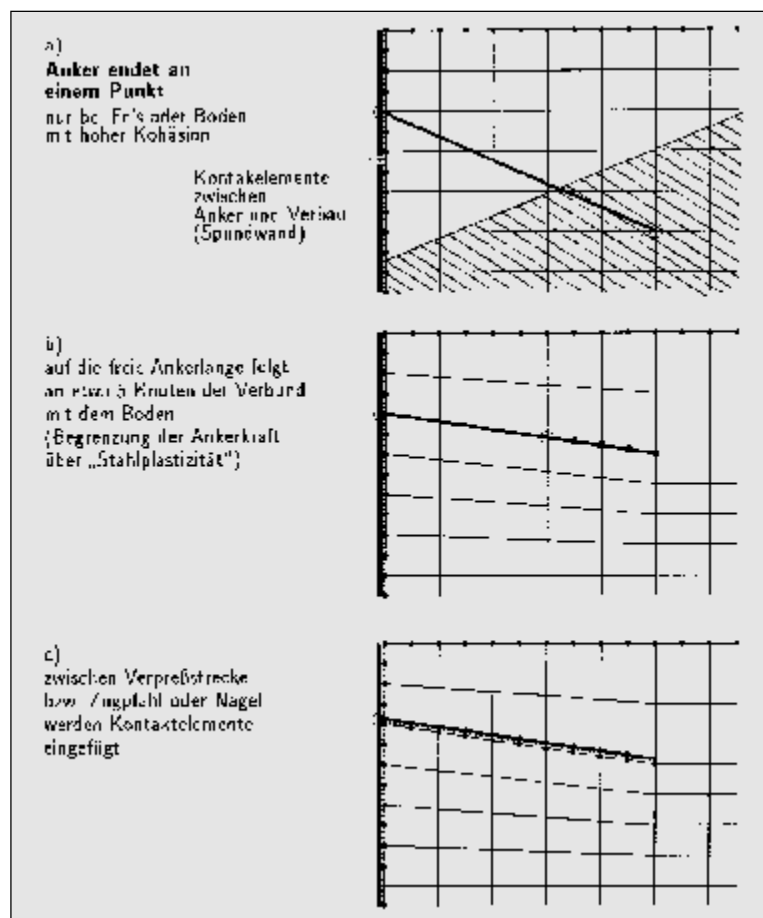
Beim derzeitigen Stand der Stoffgesetzforschung ist es nicht möglich, die Aufnahme der Anker-



**Bild 11:** Verlängerung von Ankern zur Reduzierung der Verformungen

kraft im Boden über ein Stoffgesetz und Materialparameter zu beschreiben. Dazu kommt, daß bei der Berechnung von Baugruben als ebenes Problem Anker als Membran simuliert werden. Eine Ermittlung der aufnehmbaren Ankerkraft über die Berechnung der Baugrund-Anker-Interaktion ist also nicht möglich.

Es ist daher für praktische Berechnungen nur sinnvoll, den Anker wie ein elastoplastisches Zuelement zu behandeln. Dabei bezieht sich die „Fließgrenze“ des Ankers nicht auf den Stahl, sondern auf die im Boden aufnehmbare Ankerkraft. Bei Verpreßpfählen und Nägeln kann es angebracht sein, den Verbund Nagel-Boden durch Kontaktelemente zu simulieren (Bild 12). Dabei ist dann die Nagelschubkraft, die sich auf den Umfang des Verpreßkörpers bezieht, auf eine durchgehende Membran umzurechnen. Es dürfen also nicht Mantelreibungsbeiwerte aus Versuchen oder Tabellen direkt als Eingabewerte für die Kontaktelemente verwendet werden.



**Bild 12:** Diskretisierung von Zuelementen bei ebenen Berechnungen

## 5 Zusammenfassung

Bei der Sicherung großer Geländesprünge mit Spundwänden sind vorgespannte Verpreßanker zur Rückverhängung sehr gut geeignet. Durch die Verwendung von Spannstahlritzen sind Ankerlängen von bis zu 50 m ohne Schwierigkeiten möglich und so wird der schlagartige Bruch durch Spannungsrißkorrosion praktisch ausgeschlossen. Durch die Vorspannung wird das Druckniveau im Boden erhöht, so daß die Verformungen des Gesamtsystems geringer sind als bei Ankerwänden und schlaff eingebauten Ankern.

Mit der Methode der Finiten Elemente können ebene Probleme für praktische Anwendungen schnell und zuverlässig analysiert werden. Eine rechnerische Ermittlung der aufnehmbaren Ankerkraft aus den Baugrundeigenschaften ist derzeit noch nicht anwendungsreif. Besonders bei hohen Wänden sollte das Verformungsverhalten des Gesamtsystems in die Sicherheitsbetrachtungen einbezogen werden. Hierfür sind FE-Berechnungen von großem Nutzen.

Für niedrigere Ankerlasten ist der Aufwand für Verpreßanker meist zu hoch. Hierfür sind z. B. Schraubanker ein geeignetes Verankerungselement. Mit der Arbeit von VOGT (1999) stehen hierfür geeignete Bemessungsregeln zur Verfügung.

## Literatur

**Breth, H./Romberg, W.**

**(1972):** Messungen an einer verankerten Wand. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart. Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V., 807 - 823.

**Czerny, F. (1996):** Tafeln für Rechteckplatten. Betonkalender 1996, Teil II. Ernst & Sohn Berlin. 277 - 340.

**DIN 4125:** Verpreßanker, Kurzzeitanker und Daueranker, Bemessung, Ausführung, Prüfung (November 1990).

**DIN 4128:** Verpreßpfähle (Ortbeton- und Verbundpfähle) mit kleinem Durchmesser (April 1983).

**DIN 4084:** Baugrund, Gelände- und Böschungsbruchberechnungen (Juli 1981).

**prEN 1537:** Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Verpreßanker (Stand Oktober 1997).

**DIN 21 521:** Gebirgsanker für den Bergbau und Tunnelbau. Teil 1: 1990, Teil 2: 1993.

**Ostermayer, H. (1996):** Verpreßanker. Grundbautaschenbuch (Hrsg.: U. Smolczyk), Teil 2, 5. Auflage, Ernst & Sohn Berlin. 137 - 178.

### PLAXIS:

Finite Element Code for Soil and Rock Plasticity. PLAXIS B.V. 3160 AB Rhoon (Rotterdam), Netherlands.

**Schad, H. (1992):** Zeit- und geschwindigkeitsabhängiges Materialverhalten in der Geotechnik - Experimentelle Erfassung und numerische Analyse. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, Mitteilung 36.

**Schmidt, H. G. / Seitz, J. M. (1998):** Grundbau. Betonkalender 1998, Teil II. Ernst & Sohn Berlin. 469 - 720.

**Stroh, D. (1974):** Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Elemente Methode. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 13.

**Vogt, C. (1999):** Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten und zur Bemessung horizontaler Schraubanker. Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart, Mitteilung 47.

**Wolff, R. (1975):** Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 16.

## Einsatz von Stahlpundwänden für die Ufersicherungen bei der Erweiterung des Mittellandkanals unter Beachtung ökologischer Aspekte

Dipl.-Ing. D. Schmidt-Vöcks, Hannover

### 1. Vorbemerkung

Wenn über Ufersicherungen am Mittellandkanal berichtet werden soll, dann halte ich es für angebracht, das Thema im Gesamtzusammenhang von Verkehr und Verkehrswegen sowie der heute für jeden Planer relevanten Umweltbelange darzustellen. Ich halte dies insbesondere deshalb für erforderlich, weil eine Beurteilung von Bauweisen und Baumethoden heute nicht mehr allein aufgrund ihrer technischen Merkmale erfolgen kann, sondern ihre Einordnung in ein Gesamtsystem betrachtet werden muß. Dieselbe Lösung, die an einem Ort richtig ist, wird an anderer Stelle zu verwerfen sein. Auch vor diesem Hintergrund möchte ich Vor- und Nachteile von Spundwänden gegenüber anderen Ufersicherungen aufzeigen.

Darüber hinaus bin ich der Ansicht, daß die unbestrittenen sicherheitstechnischen, wirtschaftlichen und umweltbezogenen Vorteile der Wasserstraße gegenüber ihren Konkurrenten bei der Beurteilung von Einzelmaßnahmen auch ins Kalkül gezogen werden müssen.

Gestatten Sie mir daher zunächst als durchaus zum Thema gehörend einige Ausführungen in diesem Zusammenhang.

### 2. Die Entwicklung des Verkehrs und der Flotte

Der Mittellandkanal stellt die Verbindung der von Süden nach Norden ausgerichteten natürlichen Schifffahrtswege Rhein, Ems,

Weser und Elbe untereinander und mit dem Raum Hannover und darüber hinaus die großräumige Verknüpfung des westeuropäischen Wasserstraßennetzes mit den östlichen Stromgebieten her. Alle Verkehrsprognosen wurden bereits kurz nach seiner Inbetriebnahme, insbesondere aber nach dem 2. Weltkrieg, weit übertroffen. Die Flottenstruktur änderte sich grundlegend, langsam fahrende Schleppzüge wurden von schnellen, immer größer werdenden Selbstfahrern abgelöst.

Das alte Kanalprofil ist für die moderne Schifffahrt zu eng und zu flach; die Schiffe können ihre Tragfähigkeit wegen der begrenzten Abladetiefe nur zu 65-75 % ausnutzen.

Die Verkehrsinfrastruktur – und dazu gehört ohne Zweifel auch eine leistungsfähige Wasserstraße – ist für die Leistungskraft eines Wirtschaftsraumes von wesentlicher Bedeutung. In Niedersachsen beispielsweise liegen in den Industrie- und Gewerbezentren der Kanalregion nahezu ein Viertel aller Industriebetriebe und etwa die Hälfte aller industriellen Arbeitsplätze. Der Ausbau des Mittellandkanals war und ist daher volkswirtschaftlich geboten.

Die Nachfrage nach Verkehrsleistungen steigt weiter an – insbesondere nach der deutschen Vereinigung und der Öffnung

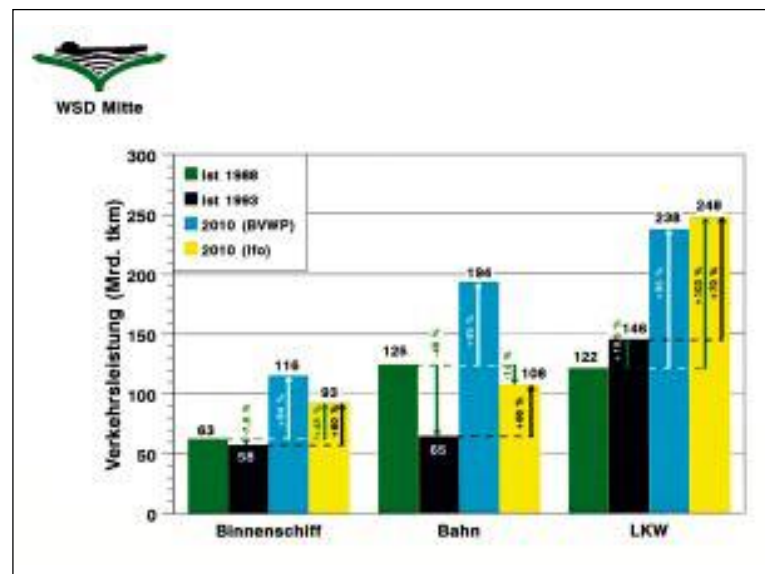


Bild 1: Verkehrsleistungen in der Bundesrepublik Deutschland – 1988, 1993 und Prognose 2010

Die an der Schleuse Anderten in Hannover geschleusten Gütermengen stiegen von 7,4 Mio t im Jahre 1987 auf 12 Mio t 1995. Nach den Prognosen für den Bundesverkehrswegeplan (BVWP) 1992 ist bis zum Jahr 2010 eine Steigerung auf rd. 28,5 Mio Gütertonnen zu erwarten.

Osteuropas. Auch wenn der Trend zum LKW mit den höchsten Zuwachsraten ungebrochen scheint, sagt das Ifo-Institut in seiner neuesten Langfristprognose der Binnenschifffahrt auf der Basis des Jahres 1993 eine Steigerung von 60 % der Verkehrsleistung bis zum Jahr 2010 voraus (Bild 1).

Der Ausbau des Mittellandkanals dient daher auch dem Ziel, das der damalige Verkehrsminister Prof. Dr. Krause im Vorwort zum BVWP 1992 wie folgt beschrieb: „Statt einer Trendfortschreibung sollen die umweltfreundlichen Verkehrsträger Schiene und Wasserstraße stärkeren Anteil am Verkehrswachstum haben.“

### 3. Vorteile des Systems Binnenschiff/ Wasserstraße

Das Netz der dem allgemeinen Verkehr dienenden klassifizierten Bundeswasserstraßen ist 6.400 km lang. Zum Vergleich: Das Schienennetz in Deutschland mißt 44.000

Leistung je km Netzlänge, dann ergibt sich für die Binnenschiffahrt (1994) der erstaunliche Wert von 9,8 Mio tkm/km, während die Bahn nur 1,6 Mio tkm/km und der LKW gar lediglich 0,7 Mio tkm/km erreichen, d.h. das Verhältnis der drei bedeutendsten Verkehrsträger ist 14 : 2,3 : 1. Im Bereich der Wasserstraßen läßt sich daher mit relativ geringen Investitionen großer volkswirtschaftlicher Nutzen erreichen.

Auch der spezifische Energieverbrauch des Binnenschiffs ist geringer als bei Bahn und Straße; die Relation Schiff : Bahn : Straße beträgt hier 1 : 1,2 : 4,3. Das Verhältnis von Eigengewicht zu beförderter Last ist nur knapp halb so groß wie bei den landgebundenen Konkurrenten.

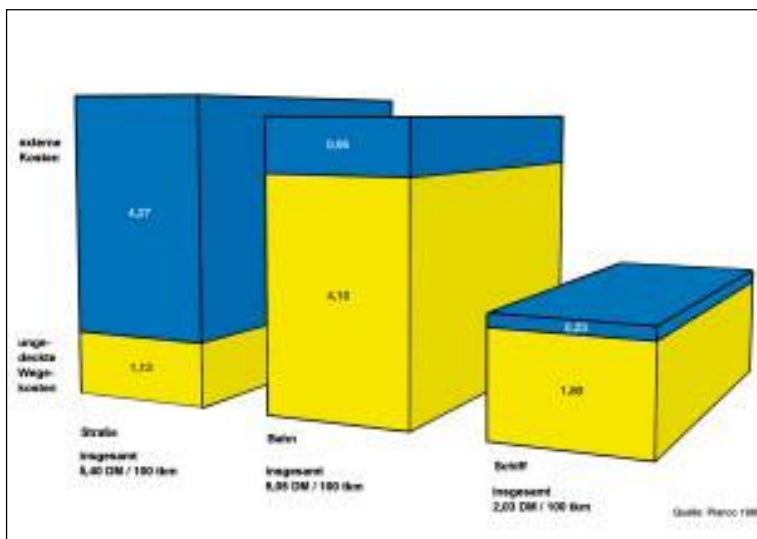


Bild 2: Ungedeckte Wegekosten und externe Kosten der Verkehrsträger (DM/100 tkm)

km, das der klassifizierten Straßen 227.000 km. Auf den Bundeswasserstraßen, von denen etwa ein Viertel künstliche Kanäle und drei Viertel Flüsse sind, werden annähernd 20 % der Güterverkehrsleistungen der Bundesrepublik erbracht (1994: ca. 62 Mrd tkm). Vergleicht man die spezifische Leistung der Verkehrsträger, d.h. die durchschnittliche jährliche Tonnenkilometer(tkm)-

Ein wichtiger Schritt auf dem Weg zur Verringerung der Schadstoffemissionen ist die Verlängerung der Produktlebensdauer. Auch hier hat das Binnenschiff mit einer durchschnittlichen Lebenserwartung von 50 Jahren gegenüber 30 Jahren einer Lokomotive und nur 10 Jahren eines LKW deutliche Vorteile.

Der Binnenschiffahrt wird oft vorgehalten, sie weise im Vergleich

der Verkehrsträger den niedrigsten Kostendeckungsgrad bei den Wegekosten auf. Diese für sich betrachtet richtige Aussage relativiert sich jedoch, wenn die nicht gedeckten Wegekosten auf die Verkehrsleistung bezogen werden (Bild 2). Nach einer Planco-Untersuchung von 1990 betragen die nicht gedeckten Wegekosten je 100 tkm Verkehrsleistung bei der Bahn 4,10 DM, für die Straße 1,13 DM und bei der Binnenschiffahrt 1,80 DM. Das Verhältnis ändert sich jedoch grundlegender, wenn die externen Kosten in diesen Vergleich einbezogen werden. Nicht gedeckte Wegekosten plus externe Kosten schlagen beim Binnenschiff mit 2,03 DM/100 tkm zu Buche, bei der Bahn mit 5,05 DM/100 tkm und beim LKW mit 5,40 DM/100 tkm. Die externen Kosten der Verkehrsträger stehen damit - bezogen auf die Güterverkehrsleistung - in einem Verhältnis von etwa 1 : 4 : 19; in diesem Verhältnis wird folglich auch die Umwelt durch die Verkehrsträger belastet.

### 4. Belastung der Kanalauskleidungen, Querschnitte

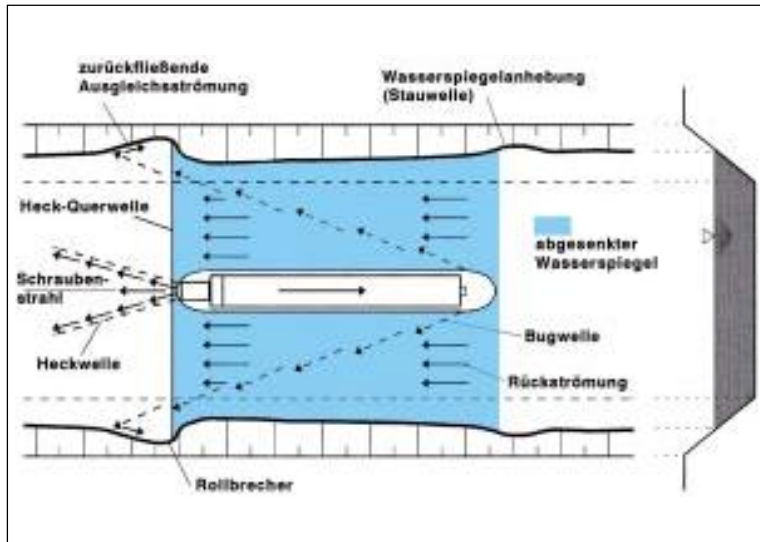
Die Erweiterung des Mittellandkanals dient daher vorrangig dem Zweck, Güterverkehr wirtschaftlich und umweltfreundlich abwickeln zu können. Zur Erläuterung der Grundsätze dieser Erweiterung ist zunächst ein kurzer Blick auf die in einem Schiffahrtskanal auftretenden Belastungen erforderlich: Ein fahrendes Schiff erzeugt im seitlich und tiefenmäßig begrenzten Fahrwasser folgende mit ihm mitlaufende hydraulische Belastungen des Gewässerbettes (Bild 3):

- schneller Absink des Ruhewasserspiegels
- Rückströmungen neben und unter dem Schiffkörper



- diagonal verlaufende Bug- und Heckwellen
- Heckquerwellen und
- Propulsionsströmung (Schraubenstrahl)

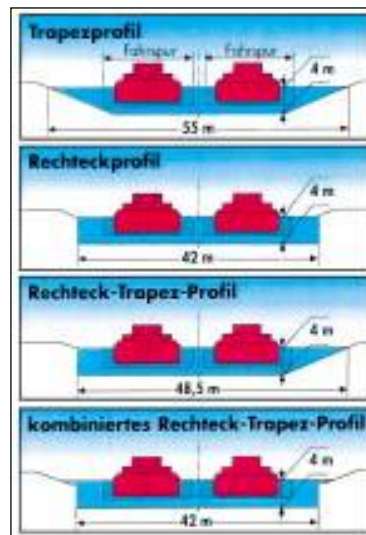
diesen Querschnitt wird später noch gesondert einzugehen sein. Bei der Herstellung der neuen Querschnitte sind die Uferbereiche und die Sohle (die hier nicht



**Bild 3:** Äußere hydraulische Belastung einer Wasserstraße durch ein fahrendes Schiff

Modellversuche und Fahrversuche im Naturmaßstab haben ergeben, daß im Bereich wirtschaftlicher und risikoarmer Schiffsgeschwindigkeiten für das Typschiff von 110 m Länge, 11,40 m Breite sowie 2,80 m Abladetiefe ein Kanalquerschnitt von etwa 170 m<sup>2</sup> bei 4 m Wassertiefe ein zwar knapper aber ausreichender Standard ist. Hieraus sind für den Mittellandkanal die in **Bild 4** dargestellten Regelquerschnitte entwickelt worden. Es sind dies neben dem beidseitig geböschten Trapezquerschnitt mit 55 m Wasserspiegelbreite der beidseitig gespundete Rechteckquerschnitt mit 42 m Breite zwischen den Spundwänden, für Übergangsstrecken der einseitig geböschte und einseitig mit senkrechtem Ufer gesicherte Querschnitt mit 48,5 m Wasserspiegelbreite sowie schließlich ein Querschnitt mit unter den Wasserspiegel abgesenkten Spundwänden in einem gegenseitigen Abstand von ebenfalls 42 m. Auf

behandelt wird) gegen die o.g. Beanspruchungen, vornehmlich gegen Erosion aus Strömung und



**Bild 4:** Regelquerschnitte

Wellenschlag, zu sichern. Dies kann generell durch ein geneigtes Böschungsdeckwerk oder durch eine senkrechte Wand erfolgen.

## 5. Auswirkungen auf die Umwelt

Die Genehmigungspraxis für Großprojekte ist durch das Gesetz über die Umweltverträglichkeitsprüfung (UVPG) maßgeblich beeinflusst worden. Das UVPG bestimmt, daß die Auswirkungen auf die Umwelt umfassend ermittelt, beschrieben und bewertet werden. Quasi als umweltbezogenen Teil des Planfeststellungsverfahrens hat der Träger des Vorhabens (TdV) eine Umweltverträglichkeitsuntersuchung (UVU) durchzuführen. Hierzu muß er der Planfeststellungsbehörde die entscheidungserheblichen Unterlagen über die Umweltauswirkungen des Vorhabens vorlegen. Diese Unterlagen müssen mindestens folgende Angaben enthalten:

- Beschreibung des Vorhabens
- Beschreibung von Art und Menge der zu erwartenden Emissionen und Reststoffe
- Beschreibung der zu erwartenden erheblichen Auswirkungen des Vorhabens auf die Umwelt
- Beschreibung der Maßnahmen, mit denen erhebliche Beeinträchtigungen der Umwelt vermieden oder soweit möglich ausgeglichen werden können

Des weiteren sind in der Regel beizubringen:

- Beschreibung der wichtigsten Merkmale der verwendeten technischen Verfahren, Beschreibung der Umwelt und ihrer Bestandteile,
- Übersicht über die vom TdV geprüften Alternativen und Angabe der wesentlichen Auswahlgründe.

Die UVU hat sich dabei gemäß UVP-Gesetz mit allen Auswirkungen des Vorhabens auf die Umwelt zu befassen, die als ein durch Wechselwirkungen verbundenes System aus

- Menschen, Tieren und

Pflanzen, Boden, Wasser, Luft, Klima und Landschaft sowie - Kultur und sonstigen Sachgütern definiert wird (Bild 5).

daß ein Vorhaben bei nicht ausgleichbaren erheblichen Auswirkungen auf die Umwelt untersagt werden kann, aber nicht muß. An dieser Stelle erscheinen mir

erheblich beeinträchtigt werden. Sowohl die Artenzahl als auch die Individuendichte sind deutlich reduziert. Die vorkommenden Arten sind in der Regel wenig schützenswert, es handelt sich um sogenannte Ubiquisten, d. h. Allerwärtsarten. Für die Haltungen Dietfurt II und Berching des Main-Donau-Kanals wurde ein geringster bis mittlerer biologisch-ökologischer Wert ermittelt. Bei der Beurteilung aller Baumaßnahmen ist daher zu berücksichtigen, daß diese Maßnahmen zwar zu Veränderungen am Gewässerökosystem führen können, dieses Ökosystem aber in der Regel keine besondere Wertigkeit besitzt.

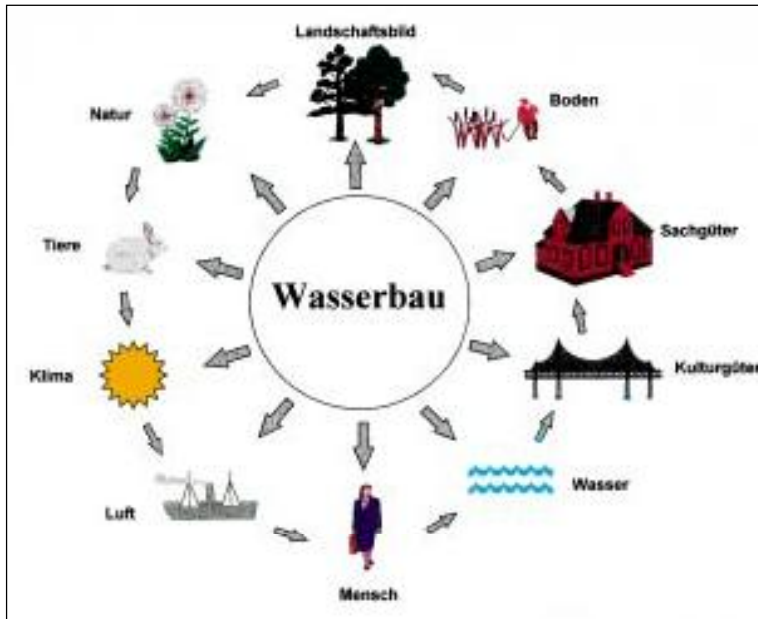


Bild 5: Auswirkungen eines Bauvorhabens auf die Umwelt

Ziel ist es, die vorgefundene Qualität der natürlichen Umwelt weitgehend zu erhalten. In einem Landschaftspflegerischen Begleitplan (LBP) hat der TdV schließlich auf der Basis der UVU die Maßnahmen zu beschreiben, mit denen erhebliche Beeinträchtigungen der Umwelt vermieden, vermindert oder soweit möglich ausgeglichen werden. Zur Vermeidung bzw. zum Ausgleich ist der Verursacher eines Eingriffs aufgrund des Bundesnaturschutzgesetzes (§ 8) sowie des WaStrG (§ 12) verpflichtet.

Die Umweltbelange stehen gleichrangig neben der technischen Planung und sonstigen Belangen. Die Planfeststellungsbehörde bewertet die Umweltauswirkungen des Vorhabens auf der Grundlage der vom TdV vorzulegenden Unterlagen und berücksichtigt diese Bewertung bei der Entscheidung über die Zulässigkeit des Vorhabens. Das bedeutet,

einige grundsätzliche Anmerkungen zum Biotop Schifffahrtskanal wichtig. Wie nahezu alle Großprojekte wird auch die Erweiterung der Bundeswasserstraßen in bestimmten Kreisen der Öffentlichkeit heftig kritisiert. Es wird dabei verkannt, daß es sich hier um Großschiffahrtsstraßen handelt, die zu allererst eine verkehrliche Funktion zu erfüllen haben und die zwangsläufig durch Einflüsse beansprucht werden (Wellen, Strömung, Absunk), die in nicht befahrenen Wasserläufen nicht auftreten.

Der durch die Schifffahrt erzeugte Sog und Schwall im Uferbereich übt eine selektierende Wirkung auf die Uferzönosen aus; dieser Selektion sind sowohl die Flora als auch die Fauna unterworfen. Untersuchungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde zeigen, daß die Lebensgemeinschaften der Kanäle durch den Schiffsverkehr qualitativ und quantitativ

## 6. Ausbildung von Spundwandufer

Die Stahlspundwand als Ufersicherung im Rechteck-Regelprofil des Streckenausbaus wird wie folgt ausgebildet:

Der Freibord (Abstand vom oberen Betriebswasserstand bis zur Spundwandoberkante) beträgt 70 cm. Die Spundwände werden in der Regel einfach verankert und mit einer 50 %igen Fußeinspannung berechnet. Die Verankerung wird entweder am Kopf der Spundwand angeschlossen, so daß der Gurt gleichzeitig Holm ist, oder es wird eine tieferliegende gesonderte Vergurtung vorgesehen. Der Ankerabstand soll nicht größer als 5,0 m sein. Als Anker werden Einzelbohlen als Schrägpfähle (Bild 6), Rundstahlanker an Ankerplatten, Dauerinjektionsanker oder MV-Pfähle eingesetzt. Die Wanddicke der Spundwände muß einschließlich Korrosionszuschlag (0,02 mm/Jahr) mindestens 10 mm betragen. Bei aggressiven Umweltbedingungen wird der Korrosionszuschlag erhöht. Während des Einbringens von Spundwänden treten Beeinträchtigungen wie Lärm und Erschütterungen auf. Diese baubedingten



Bild 6: Spundwandufer; Verankerung mit Schrägpfählen

Emissionen können jedoch durch entsprechende Vorsorgemaßnahmen (Einpressen, Lärmschutzturm, Hochdruckvorschneidtechnik, Vorbohren) gemindert oder vermieden werden.

daß als einziges Ausbauprofil das platzsparende Rechteck-Profil mit senkrechten Spund-

wandern in Frage kommt (Bild 7).

- Regelmäßig werden Spundwände in den Bereichen eingesetzt, die aus den örtlichen Verhältnissen heraus eine andere Sicherungsart nicht zulassen. In Häfen und Ladestellen, in der Regel aber auch in Liege- und Wendestellen, erlauben es die betrieblichen Erfordernisse der Schifffahrt und des Güterumschlags nicht, auf senkrechte Ufereinfassungen zu verzichten.
- Ein sicherheitstechnisches Problem bei der Kanalerweiterung stellen die Dammstrecken dar. Ich darf daran erinnern, daß der Mittellandkanal bei laufendem Schiffsverkehr unter Wasser ausgebaut wird. Das bedeutet, daß die in den Dammstrecken vor-

## 7. Einsatzbereiche für Stahlpundwände

### 7.1 Spundwand als Ufersicherung

- Kanäle führen häufig durch bebauten oder industriell genutzte Gebiete unserer Städte. Bebauung und Verkehrsanlagen sind hier bis nahe an die Ufer herangewachsen, so



Bild 7: Spundwand als Fangedamm und zum Abfangen einer Böschung

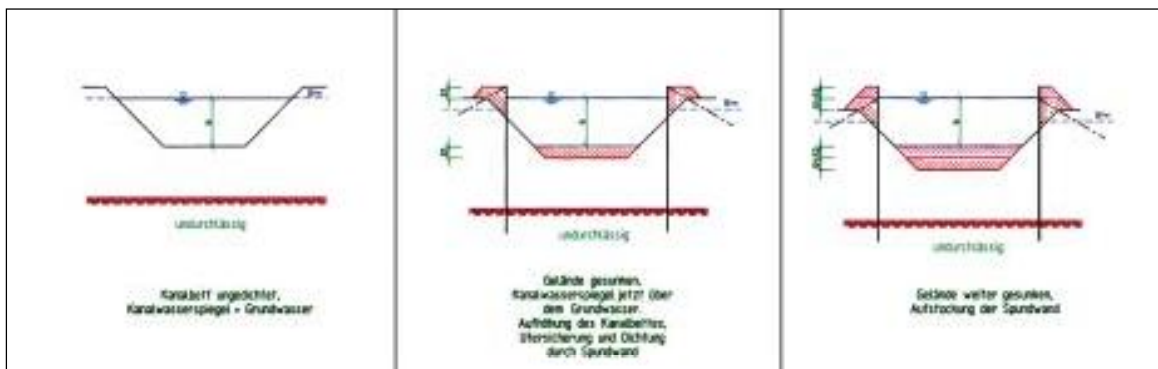


Bild 8: Spundwandufer in Bergsenkungsgebieten





**Bild 9:** Mit Klinkern verkleidete gespundete Stützwand



**Bild 10:** Mit Klinkern verkleidete gespundete Uferwand

- handene Dichtung der Sohle und der Ufer während der Bauphase beseitigt werden muß und in den Seitendämmen Sickerströmungen mit einem erheblichen Gefahrenpotential auftreten können. Durch das Rammen von Stahlspundwänden sowohl zur Ufersicherung wie auch zur Seitendichtung des Kanalprofils kann die erforderliche Sicherheit in diesen Streckenabschnitten gewährleistet werden.
- Tradition hat der Einsatz von Stahlspundwänden in Bergsenkungsgebieten; hier sind sie quasi unverzichtbar. Wenn die Kanalseitendämme aus dem absinkenden Gelände „herauswachsen“, können Spundwände relativ einfach aufgeständert und verankert werden. Da mit dem „Herauswachsen“ der Kanalwasserspiegel gegenüber dem Grundwasserspiegel steigt, übernimmt die Spundwand auch hier nicht nur die Funktion der Ufersicherung, sondern zugleich die Funktion einer Dichtung (**Bild 8**).
  - Landseitig sind vielfach erhebliche Höhenunterschiede zu überwinden, wofür der für Böschungen erforderliche Raum

nicht zur Verfügung steht. Die Lösung sind dann senkrechte Stützwände, in der Regel – wie in der Stadtstrecke Hannover – mit Naturstein oder Klinkern verkleidete Stahlspundwände (**Bilder 9 u. 10**).

- Die Nachteile eines Spundwandufers (fehlende Wasserwechselzone, Trennwirkung) versucht man durch die Anlage von Wildein- und ausstiegen zu mildern (**Bild 11**). Gänzlich vermieden werden sie beim kombinierten Rechteck-Trapez-

Profil (KRT), einem Querschnitt mit abgesenkter Spundwandoberkante; das Ufer wird im Wasserwechselbereich und darüber geböschet ausgebildet (**Bilder 12, 13 u. 14**). Dadurch bleiben die Biotope der Wasserwechselzone mit ihren vielfältigen Lebensräumen erhalten und der Trenneffekt wird vermieden. Um die Uferlinie für die Schifffahrt sichtbar zu machen und die Pflanzen hinter der Spundwand vor dem Wellenschlag durch die Schiff-



**Bild 11:** Wildein- und -ausstieg

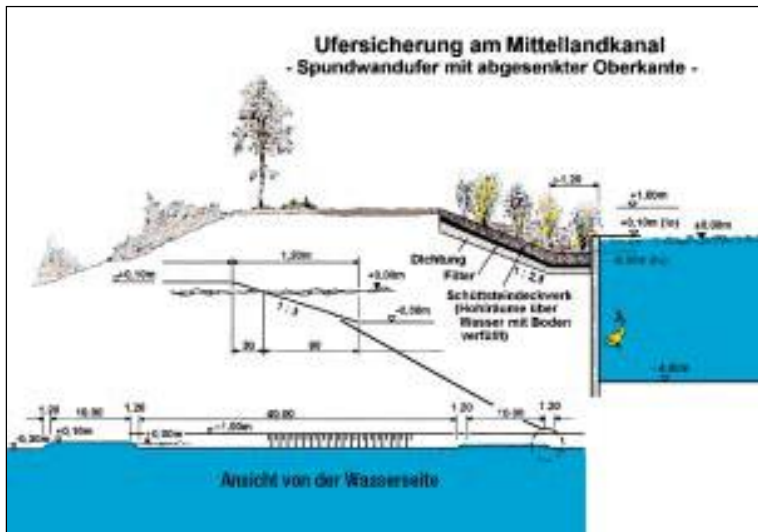


Bild 12 bis 14: Spundwand mit abgesenkter Oberkante

fahrt zu schützen, wird die Spundwandoberkante im KRT-Profil abwechselnd 10 cm über und 30 cm unter dem Normalwasserspiegel angeordnet. Dabei haben sich Maße von 40 m Länge für die Unterwasserstrecken und von 10 m für die Überwasserstrecken als günstig herausgestellt. In ausgeprägten Dammstrecken wird das KRT-Profil nicht eingesetzt, da die potentiell gefährdete Nahtstelle im Dichtungssystem zwischen der Spundwand und der anschließenden Böschungsdichtung sich in dem durch Wellen und Strömung stark beanspruchten Wasserwechselbereich befindet.

### 7.2 Spundwand zur Sicherung von Deckwerksfüßen

Ein Deckwerk ist nur so stabil wie sein Endbereich. In Abhängigkeit vom Untergrund und von der Böschungsneigung können erhebliche Kräfte in den Fuß geleitet werden. Der Übergang eines Deckwerks in die unbefestigte Sohle stellt darüber hinaus eine Unstetigkeitsstelle dar, an der Turbulenzen entstehen, die zu Erosionen und Kolken führen. Kann sich das Deckwerk diesen Kolken nicht anpassen, beginnt hier seine Zerstörung, die sich nach oben hin fortsetzt.

Abhängig von der Erosionsgefährdung des anstehenden Untergrunds sind verschiedene konstruktive Möglichkeiten zur Sicherung des Böschungsfußes entwickelt worden (Bild 15). Besonders bewährt hat sich die Fußspundwand, die für eine mögliche Kolkentiefe von mindestens 1,50 m berechnet und in den Schlössern zur Vermeidung von Bodenentzug gedichtet wird. Auch bei dieser Bauweise muß jedoch – wie bei Spundwänden generell – geprüft werden, ob ein Grundwasserleiter unzulässig eingeschränkt wird.



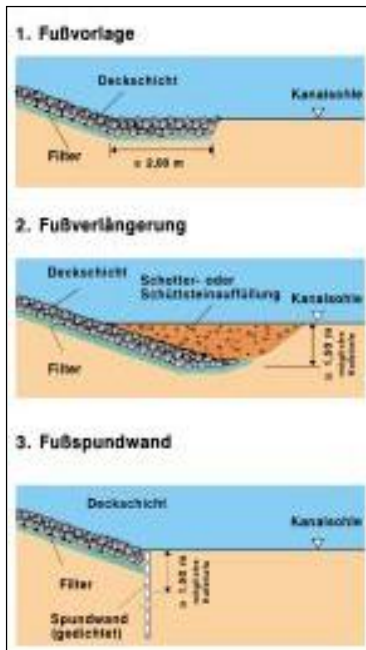


Bild 15: Sicherung eines Böschungsfußes

### 7.3 Spundwand als Baubehelf

Wie vorstehend ausgeführt, können die ökologischen Nachteile eines Spundwandufers durch die Wahl des KRT-Profiles zum Teil vermieden werden. Es handelt sich bei der KRT-Wand um eine Ufersicherung, deren Oberkante sich unterhalb des Wasserspiegels befindet. Sofern die Achse dieser Spundwand nicht so weit landeinwärts liegt, daß sie in einem offenen Graben gerammt, verankert und verholmt werden kann, wird sie in der Regel im Schutz einer im Kanal gerammten Behelfsspundwand gebaut (Bild 16), die mit der Baustelle wandert und in deren Schutz in Verbindung mit einer Wasserhaltung die erforderlichen Verankerungs- und Verholmungsarbeiten durchgeführt werden.

### 7.4 Spundwand als Sicherungselement in Dämmen

Ein Einsatzgebiet, in dem Spundwände zwar nicht unmittelbar als Ufersicherungen eingesetzt

werden, jedoch als Sicherungswände die Standsicherheit von Kanalseitendämmen erhöhen, möchte ich nicht unerwähnt lassen.

Ein Damm ist ein Bauwerk aus Erdstoffen zur dauerhaften Stützung eines Wasserspiegels. Durch die Wasserbelastung und die Gefahr der Durchströmung des Dammkörpers ergeben sich besondere Aspekte hinsichtlich der Standsicherheit eines Dammes, insbesondere für die luftseitige Böschung.

Dämme müssen einer zweifachen Sicherheit genügen, d. h. in der Sicherheitsbetrachtung dient die Dichtung lediglich der Vermeidung von Wasserverlusten, der Damm muß als wasserbelasteter und durchsickerter Erddamm standsicher sein.

Besonders nachzuweisen ist für diesen Fall die sogenannte „örtliche Standsicherheit“ im durchströmten Bereich der Außenböschung, d. h. unterhalb des möglichen Austritts der Sickerlinie. Unter örtlicher Standsicher-

Reibung des Dammbodens) ist. Dementsprechend werden neue Dämme wie in Bild 17 dargestellt ausgebildet.

Bestehende Dämme weisen häufig steile luftseitige Böschungen auf, die der Bedingung  $\beta \leq c/2$  nicht genügen. Hier sind zusätzliche Sicherheitsbetrachtungen erforderlich. Rutscht bei einem Austreten der Sickerlinie die steile Böschung auf eine Neigung  $\beta \leq \varphi/2$  ab, muß die Krone des Restdammquerschnittes 1,0 m über dem Bemessungswasserstand mindestens 2,0 m breit sein. Ist dies nicht der Fall, muß die luftseitige Dammböschung abgeflacht oder nachträglich ein Fuß- und Auflastfilter eingebaut werden, um die erforderliche Standsicherheit zu erreichen. In vielen Fällen ist das mit erheblichen Eingriffen in die Natur verbunden. Die Böschungen sind mit Bäumen und Büschen bewachsen, die abgeholzt werden müßten, wogegen gerade in den letzten Jahren die Widerstände der Umweltschützer gewachsen sind. Es bleibt daher



Bild 16: Behelfsspundwand zur Verholmung und Verankerung einer KRT-Wand

heit versteht man das Gleichgewicht des Bodens im Bereich der Böschungsoberfläche; dieses ist im durchströmten Bereich gegeben, wenn der Böschungswinkel  $\beta < \varphi/2$  ( $\varphi$  = Winkel der inneren

nur die Möglichkeit, als zweites Sicherungselement eine Kerndichtung in den Damm einzubauen; in der Regel wird hierfür eine Spundwand gewählt. Diese im Lastfall 4 als durchlässig zu betrachtende

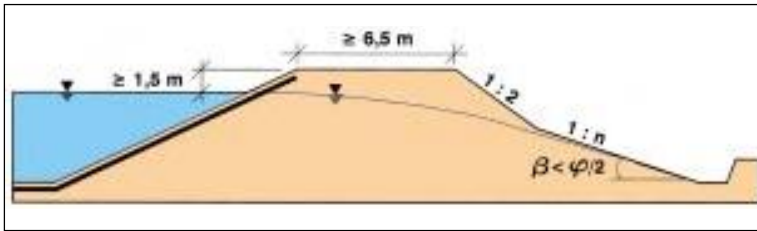


Bild 17: Regelquerschnitt eines Damms mit Außendichtung

Spundwand muß so bemessen werden, daß sie den bei einem Abrutschen der Böschung bis auf  $\beta < \varphi/2$  entstehenden Gelände-sprung statisch aufnehmen kann (Bild 18).

Optimal ist es, wenn die Kernspundwand in eine dichte Schicht einbindet; bei imperfekter Kanaldichtung staut sich dann zwar das Wasser vor der Spund-

- die Wurzeln abgestorbener Bäume bevorzugte Sickerwege sein können,
- Bewuchs die Ansiedlung von Wühltieren begünstigt, deren Gänge ebenfalls bevorzugte Sickerwege darstellen,
- Bewuchs die lückenlose Einschbarkeit der Dammböschung für Inspektionszwecke behindert und

- Windwurf von Bäumen zu einer erheblichen Schwächung des Dammschnitts führen kann.

Gehölze sollten daher – wenn irgend möglich – vermieden werden. Diese Forderung ist heute aber selbst bei Neubauten nicht immer durchzusetzen. Häufig muß Baumbewuchs akzeptiert werden. Dabei ist eine Gefährdung der Standsicherheit natürlich auszuschließen.

Eine Kernspundwand erfüllt hier nicht nur den Zweck, den sicheren Dammschnitt bei abgerutschter Böschung zu gewährleisten; sie dient auch dazu, die für die Standsicherheit eines Damms gefährlichen bevorzugten Sickerwege zu unterbrechen.

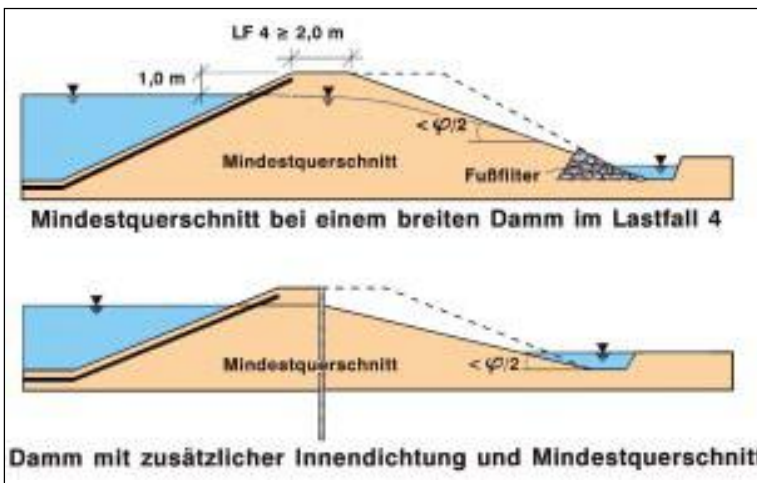


Bild 18: Damm mit Sicherungsspundwand

wand, die Standsicherheit der luftseitigen Böschung bleibt jedoch unberührt. Ist eine undurchlässige Schicht nicht zu erreichen, bewirkt die Kernspundwand eine Verlängerung des Sickerweges. Der Austritt der Sickerlinie wird zum Böschungsfußpunkt hin verlagert, und die Belastung der luftseitigen Böschung durch Strömungsdruck wird vermindert.

Bäume und Sträucher auf der luftseitigen Böschung von wasserhaltenden Dämmen gefährden deren Sicherheit, weil

## 8. Grundsätzliche Anmerkungen zur ökologischen Wertigkeit

In einer qualitativen Einschätzung verschiedener Ufersicherungsarten nach ökologischen Gesichtspunkten durch die Bundesanstalt für Gewässerkunde steht die Spundwand am negativen Ende dieser Reihung (Bild 19); „übertroffen“ wird sie lediglich vom Asphaltbetondeckwerk, bei dem an einen faunistisch nur

ökolog. besser	ökolog. schlechter	Asphaltbeton Spundwand OK über Wasserspiegel Betonplatten Steinschüttung voll vergossen Kunststeinpflaster Spundwand OK in Wasserspiegellhöhe Betonformsteine Spundwand OK unter WSP Steinsatz/Setzpack Steinschüttung voll vergossen (50%-10% Hohlräume) Drahtschottermatten/Gabionen Steinschüttung lose, 60cm (ohne Steinumlagerungen) Steinschüttung verklammert (= 50% Hohlräume) Techn.-biologische Bauweisen Lebendbaumethoden Unbefestigte Ufer
----------------	--------------------	--

Bild 19: Ökologische Wertung unterschiedlicher Ufersicherungen (Kolb 1993)

gering besiedelten Unterwasserbereich über Wasser ein bewuchsloser Streifen anschließt. Es gibt Untersuchungen, in denen die Spundwand auch noch etwas besser eingestuft wird als eine Befestigung aus Betonplatten. Der Grund ist darin zu sehen, daß die Wellenform der Spundwand der Fauna bereits einen gewissen Schutz vor Sonneneinstrahlung und Wellenschlag bietet. Nachteile der Spundwand sind die nur relativ geringe Besiedlung unterhalb des Wasserspiegels sowie das Fehlen des Wasserwechselbereichs mit seinen vielfältigen Lebensräumen. Für amphibisch lebende Tiere bildet sie eine unüberbrückbare Barriere und oft eine tödliche Falle. Untersuchungen der Bundesanstalt für Gewässerkunde ergaben, daß im Bereich von Spundwandufern nur die Hälfte der Artenzahl und nur ein Zehntel der Besiedlungsdichte der Lebensgemeinschaft eines Schüttsteindeckwerks vorkommen (Bild 20).

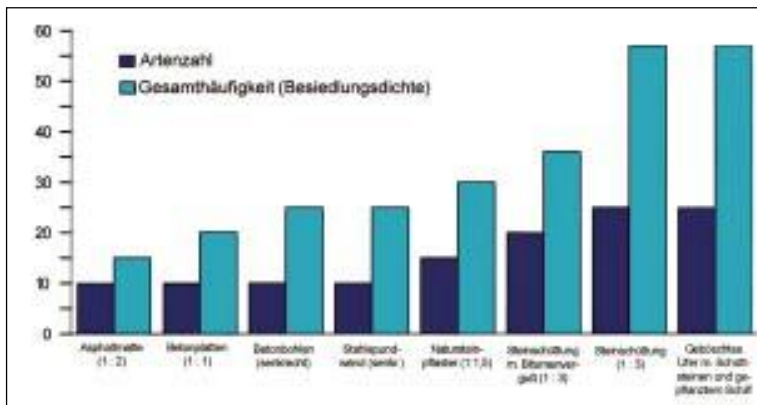


Bild 20: Makrozoobenthosbesiedlung verschiedenartig ausgebildeter Uferstreifen des Dortmund-Ems-Kanals; (Knöpp u. Kothé, 1965)

Spundwände können unter Umständen die Grundwasserhältnisse beeinflussen. Durch eine Einschränkung der Durchflußhöhen im Grundwasserleiter kann es - in Fließrichtung gesehen - vor dem Kanal zu einem Grundwasseraufstau und damit zu einer Reduzierung der Grundwasser-

Flurabstände und hinter dem Kanal zu einer gleichzeitigen Grundwasserabsenkung mit einer Erhöhung der Flurabstände kommen. Negative Auswirkungen auf Bauwerke und auf die Vegetation können die Folge sein. Derartige Beeinträchtigungen können den Einsatz dieser Bauweise ausschließen.

Auch aus landschaftsästhetischer Sicht werden Spundwandufer abgelehnt. Insbesondere von der gegenüberliegenden Seite ergibt sich durch den technischen Charakter des Ufers eine Beeinträchtigung des Landschaftsbildes. Der Begriff „Blechkanal“ spricht für sich.

Der Schifffahrt jedoch bietet ein rechteckiger Kanalquerschnitt günstigere fahrdynamische Verhältnisse als der mit geböschten Ufern gebildete Trapezquerschnitt; ein Schiff benötigt für dieselbe Fahrgeschwindigkeit weniger Energie.

Die - im Vergleich zum geböschten Schüttsteindeckwerk - überwiegend negative Beurteilung

wesentlichen Beeinträchtigungen - Flächen- und damit Lebensraumverlust auf der einen und Technisierung der Landschaft auf der anderen Seite - in ihrer Intensität gegenläufig sind. Der insgesamt kleinste Eingriff steht nicht von vornherein fest, sondern muß in jedem Einzelfall ermittelt werden. Der erforderliche Lichtraum ist - bezogen auf das T-Profil - beim KRT-Profil 11,2 m und beim R-Profil 16,8 m weniger breit.

Mit dem Ausbau im Spundwandprofil besteht somit die Chance, die Vegetationsstrukturen im Seitenbereich eines Kanals weitgehend zu schonen. Es ist also auch eine Frage der Abwägung zwischen der Erhaltung des terrestrischen und des aquatischen Lebensraumes, welches Ausbauprofil gewählt wird. Die Erfahrung zeigt, daß die Gutachter im Rahmen der UVU nicht selten dem terrestrischen Bereich den Vorzug geben, in dem wesentlich mehr Arten Lebensraum finden als im limnischen Bereich, der - wie oben gezeigt, - an einem Schifffahrtskanal bestenfalls von mittlerem Wert ist. Die während des Ausbaus geschonten Biotope erlangen in der oft kargen Agrarlandschaft bedeutsame Rückzugsfunktion und sind auch für die Wiederbesiedlung der neuen Ufer von hohem Wert.

Aus der Sicht der Landwirtschaft kann durch die Wahl des raumsparenden Spundwandprofils der dauerhafte Verlust von Böden mit teilweise hohem Ertragswert minimiert werden.

In der UVU zur hohen Dammschleife des Mittellandkanals westlich der Elbe führt der Gutachter aus:

„Mit der Verbreiterung des Wasserspiegels um 16 m ... wären Eingriffsbreiten von 90 - 100 m ab Wasserspiegel verbunden. Davon wären wasserseitige Böschung und Dammkrone, die gesamte landseitige Böschung und eine Fläche von 30 - 50 m am Dammfuß betroffen. ... Während der



Bauphase ist mit erheblichen ausbaubedingten Auswirkungen auch für das weitere Umland zu rechnen. Die Verbreiterung des Dammes wäre mit der Bewegung von großen Erdmassen verbunden, Anwohner, Erholungssuchende und Verkehr würden durch die Baufahrzeuge stark gestört werden. Zusammenfassend ist festzustellen: Ein Ausbau ... im Trapezprofil wäre mit einer Reihe von erheblichen Beeinträchtigungen für die Region verbunden, die in keiner Relation zu dem Gewinn einer ökologisch verträglichen Ufergestaltung (Böschungsbauweise) stehen. ... Diese Variante stellt aus Sicht der Umweltverträglichkeit keine Alternative dar.“

### 9. Ausblick

Stählerne Spundwände sind im Verkehrswasserbau nach wie vor ein unverzichtbares Bauelement. Sie sind platzsparend, haben eine hohe Lebenserwartung und sind in dieser Zeit unterhaltungsarm. Dies macht Spundwandufer auch zu einer wirtschaftlichen Bauweise. Mit Spundwänden lässt

sich eine Reihe von bautechnischen Aufgaben optimal lösen, beim Ausbau eines Kanals unter Verkehr und unter Wasser mit den daraus resultierenden vielfältigen Sicherheitsproblemen sind sie häufig unverzichtbar.

Umweltschutz hat heute einen hohen Stellenwert. In die Natur eingefügte technische Bauwerke und Bauelemente aus nicht natürlichen Baustoffen werden generell abgelehnt. Doch die Spundwand ist – wie aufgezeigt – nicht nur das Bauelement, mit dem der häufig zu Recht kritisierte „Blechkanal“ hergestellt wird, sie kann – richtig und überlegt eingesetzt – Eingriffe in die natürliche Umwelt verhindern oder doch verringern.

### Literatur:

Peter Kothé:  
„Ufergestaltung bei Ausbau und Unterhaltung der Bundeswasserstraßen“, BfG Koblenz 1983

Tittizer u. Banning:  
„Über den ökologischen Wert von Schifffahrtskanälen, erläutert am Beispiel des Main-Donau-Kanals“, BfG Koblenz, 1992

V. Kirchdörfer: „Einsatz von Stahlpundwänden im Bereich der Binnenwasserstraßen“, Geotechnik 1992/4

S. Kolb: „Ökologische Wertung von Ufersicherungen“, BAW Berlin 1993

D. Schmidt-Vöcks:  
„Der Bau von Deckwerken bei der Erweiterung des Mittellandkanals“, Binnenschiffahrt Nr. 17, Sept. 1994

D. Schmidt-Vöcks:  
„Wasserstraßen im Rahmen einer umweltfreundlichen Verkehrspolitik“, Binnenschiffahrt Nr. 6, Feb. 1996

Merkblatt Standsicherheit von Dämmen an Wasserstraßen, Entwurf Juni 1996, BAW Berlin

Umweltverträglichkeitsstudie zum Ausbau des Mittellandkanals von km 238,0 - 250,1; Gruppe Freiraumplanung, Hannover 1992

Umweltverträglichkeitsstudie zum Ausbau des Stichkanals Hannover-Linden; Planungsbüro Drecker, Hannover 1993

Umweltverträglichkeitsstudie für den Ausbau des Mittellandkanals von km 301,0 - 318,4; Bundesanstalt für Gewässerkunde, Berlin 1994



### Ertüchtigung des Ragöser Dammes mit Hilfe von Spundwänden

Dipl.-Ing. J. Siebke, Berlin

Das Hauptelement der Sicherung des Ragöser Dammes ist eine Spundwand von rund 30.000 m<sup>2</sup>. Sie wurde mit einer freischreitenden Presse schonend in den Damm eingebracht.

### Ausgangssituation

Nordöstlich von Eberswalde am Rande des Biosphärenreservates Schorfheide Chorin liegt der Ragöser Damm. Er führt die Havel-Oder-Wasserstraße (HOW) über das Tal des Ragöser Fließes. Das Fließ wird in einem 157 Meter langen Durchlaß durch den Damm

teil“. Soweit heute nachvollziehbar, wurden beide Teile von einander getrennt betrachtet. Demnach überführt der „Kanaldamm“ die Wasserstraße auf dem rund 550 m langen „Massivbau“ das Tal des Ragöser Fließes. Der „Kanaldamm“ ist rund 9 m und der „Massivbau“ ist an seiner höchsten Stelle rund 21 m hoch. Die luftseitigen Böschungen der beiden Dammenteile sind rund 1:2 geneigt. Dem Bau des „Massivteils“ wurde besondere Aufmerksamkeit geschenkt. Die aufgebrachten Schichten wurden mit Wasser gesättigt und sollten durch Stochern verdichtet werden. Man kann annehmen, daß dieses Verfahren dem damaligen Beton-einbau nachempfunden wurde. Aus heutiger Sicht wurde damit keine bessere Verdichtung, als mit dem damals sonst üblichen Schütten erreicht.

strömt werde. Die Gräben sowie fast alle Ausläufe sind heute nicht mehr sichtbar.

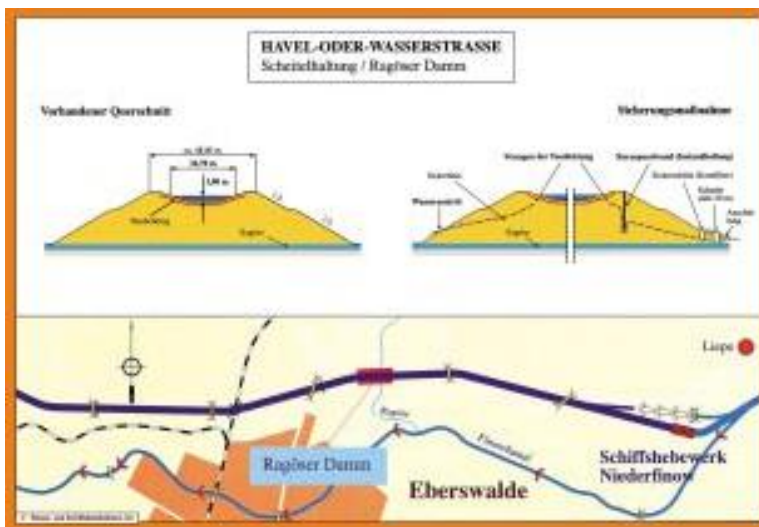
Im Bereich des Ragöser Dammes ist der Kanal 34,7 m breit, knapp 4 m tief und mit einer 60 bis 80 cm starken Lehmschicht gedichtet. Zu den Talrändern hin verjüngt sie sich auf 30 bis 40 cm. Die Dichtung war ursprünglich durch eine 40 bis 50 cm starke Kiesschicht geschützt.

Heute gelten andere Richtlinien zur Gestaltung von Kanal-seitendämmen an Bundeswasserstraßen. Danach muß nachgewiesen werden, daß bei Versagen eines Sicherungselementes, wie zum Beispiel der Dichtung, keine Gefahr für Menschen und Sachwerte entstehen kann. Das Prinzip des Teilens des Dammes in „Massivbau“ und „Kanaldamm“ muß aus heutiger Sicht verworfen werden. Der Dammkörper ist als Ganzes zu betrachten.

Für die HOW ist das Wasser- und Schiffsamt (WSA) Eberswalde zuständig. Es beauftragte 1993 die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), die Sicherheit des Ragöser Dammes zu beurteilen.

Der Ragöser Damm ist wie alle älteren Dämme locker gelagert, das heißt seine Böschungen sind durchströmt nicht standsicher. Eine Kontrolle der Drainrohre ergab, daß sie nicht voll funktionstüchtig sind.

Zur Zeit ist die Dichtung noch wirksam. Temperaturmessungen im Dammkörper haben ergeben, daß kein Kanalwasser in den Damm eindringt. Peilungen zeigen jedoch, daß sich die Kiesschicht der Kanalsohle umgelagert hat. Erosionen, besonders im wasserseitigen Böschungsbereich, haben zu einer oberflächigen Beschädigung der Dichtung geführt. Untersuchungen mit einem Taucherschacht bestätigen, daß die Dichtung stellenweise freiliegt und durch den Schraubenstrahl der Schifffahrt angegriffen wird. Das Dichtungsmaterial



hindurchgeführt. Die HOW wurde als Teil des „Großschiffahrtsweges Berlin-Stettin“ am Anfang dieses Jahrhunderts geplant und gebaut. 1914 wurde sie als Hohenzollernkanal dem Verkehr übergeben. Der Ragöser Damm war mit 30 m Höhe doppelt so hoch wie die in Deutschland vorher gebauten Kanaldämme. Eine Grundidee der Erbauer war die gedachte horizontale Teilung des Dammes in einen „Kanaldamm“ und einen „Massiv-

Im Fußbereich des Kanaldammes unter der Kanaldichtung wurden im Abstand von 5 Metern Drainrohre verlegt. Die ineinandergesteckten Tonrohre wurden ohne Filterschicht im Damm verlegt. Sie mündeten in Sickerwasserfanggräben, die auf den Bermen in Kanallängsrichtung verliefen. Man kann vermuten, daß diese Drainung sicherstellen sollte, daß der „Massivteil“ nicht durch austretendes Kanalwasser durch-

wurde anhand von Proben beurteilt, demnach handelt es sich um sandigen, tonigen Schluff. Wenn dieser freiliegt weicht er schnell auf und erodiert wegen seiner geringen Kohäsion.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, die Dichtung ist nicht ausreichend geschützt und weitere Erosionen durch den Schiffsverkehr sind zu erwarten. Ein örtliches Versagen der Dichtung durch außergewöhnliche Ereignisse wie Notankerungen kann nicht ausgeschlossen werden. Damit ist es notwendig den Damm zu ertüchtigen.

### Konzept des Ertüchtigens

Folgende Maßnahmen zur Ertüchtigung des Damms wurden untersucht:

- Abflachen der Dammböschungen damit sie im durchströmten Zustand ausreichend stand-sicher sind.
- Herstellen einer zweiten Dichtung durch Einbringen einer dichten Wand von der Dammkrone bis in den Geschiebemergel.
- Verlängernder Sickerwasserweg durch dichte Wände.
- Absenken der Sickerwasserlinie durch Sickerschlitze und Drainagen.

Die Ertüchtigung mußte so geplant werden, daß

- die Eingriffe in die Natur und Landschaft gering bleiben,
- der vorgesehene Ausbau der HOW weiterhin möglich bleibt,
- durch die Baumaßnahmen der Damm nicht gefährdet wurde,
- die Arbeiten bei laufendem Schiffsverkehr durchgeführt werden konnte,
- die Ausgaben möglichst gering blieben und
- mit der Ertüchtigung möglichst schnell begonnen werden konnte.

Keine dieser Maßnahmen allein hätte zu einem befriedigenden Ergebnis geführt. Der Damm

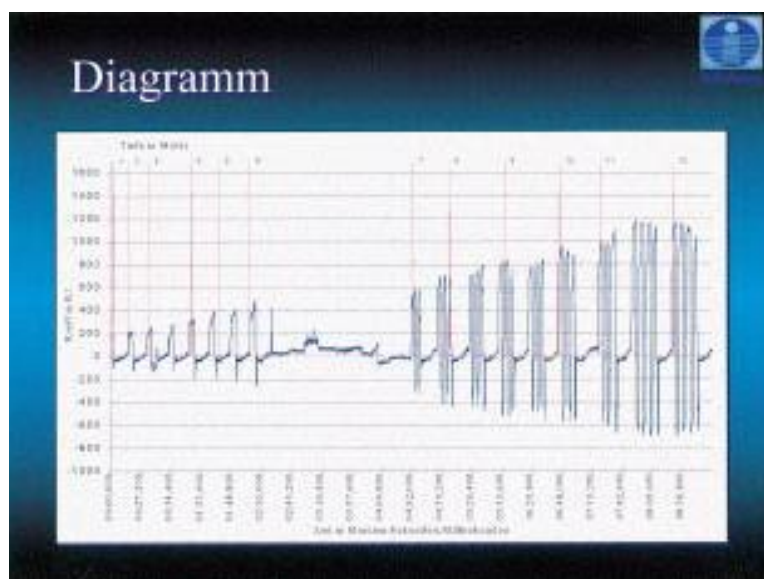


hätte nur mit an anderer Stelle anfallendem Boden kostengünstig abgeflacht werden können. Diese Maßnahme wäre nicht schnell umsetzbar gewesen, hätte eine große Fläche in Anspruch genommen und damit erheblich in die Natur und Landschaft eingegriffen.

Dichte Wände bis in den Geschiebemergel hätten den Grundwasserstrom von Nord nach Süd im Talgrund unterbrochen. Ein solcher Eingriff in den Wasserhaushalt wäre nicht hinnehmbar gewesen. Wegen der hohen Lage des Grundwassers war eine Sickerwasserwegverlängerung nicht möglich.

Sickerwasserfang- bzw. Drainleitungen hätten sehr tief in den Damm eingebaut werden müssen. Der nachträgliche Einbau solcher Drainungen ist nach heutiger Auffassung nicht zuverlässig genug ausführbar.

Die günstigste Lösung für das Herstellen der erforderlichen Dammsicherheit war eine Kombination der vier Maßnahmen. Das Grundelement ist eine dichte Spundwand. Sie erzwingt das vertikale Durchströmen des oberen horizontal geschichteten Bereiches und durchtrennt die Drainrohre unter der Dichtung. Damit werden die horizontalen Sickerwasserwege abgeschnitten





und ein konzentrierter Materialtransport durch eventuell freiliegende Drainrohröffnungen verhindert. In den Talflanken bindet die Wand in die dichte Mergelschicht ein und bildet somit auf 100 m bzw. 250 m die zweite Dichtung. Im mittleren Bereich des Dammes verlängert die bis über 20 m tiefe Wand den Sickerweg. Die Sickerwasserwegverlängerung reicht für das Erreichen der erforderlichen Standsicherheit jedoch nicht aus, deshalb wurden beidseitig Sickerwasserfangleitungen eingebaut.



Sie liegen bis zu 6 m tief unter der Geländeoberfläche. Zum Beobachten und zum Eingrenzen einer Leckage erhielten die Drainleitungen alle 25 Meter einen begehbaren Schacht. Von diesen führen Querleitungen zu Sammelleitungen, die in das Ragöser Fließ münden. Um beobachten zu können ob Sickerwasser austritt, müssen die Sickerwasserfangleitungen über dem Grundwasserspiegel liegen. Auf der Südseite im Fußbereich wurde die Böschung des Dammes durch eine Aufschüttung abgeflacht. Wegen der Aufschüttung wurde der Durchlaß des Ragöser Fließes verlängert. Die gewählte Lösung wurde in Zusammenarbeit mit der BAW, dem Ingenieurbüro PTW aus Dresden und dem WSA Eberswalde entwickelt.

Die Spundwände durften nicht eingerüttelt werden. Denn dadurch hätte der locker gelagerte

Boden sich so umlagern können, daß ein Versagen des Dammes nicht ausgeschlossen werden konnte.

Um das Einbringverfahren festlegen zu können, wurde eine Proberammung sowie eine Probepressung durchgeführt. Das Rammen der 21 m langen Spundbohlen erfordert schweres Rammergerät, wofür die Dammkronen wasserseitig verbreitert werden mußte. Mit einer freischreitenden Presse können die Bohlen ohne Verbreiterung einge-

wand beschrieben. Als dichte Wand wurde eine gedichtete Spundwand mit dem Arbed Profil AZ 26 gewählt.

Die Leistung wurde hinsichtlich des Einbringverfahrens, Pressen oder Rammen, alternativ ausgeschrieben. Mit der Ertüchtigung des Ragöser Dammes wurde die Firma BIT aus Neubrandenburg beauftragt. Die Bohlen wurden mit einer freischreitenden Presse Silent Piler ZP der Firma Giken eingepreßt. Die Spundwandarbeiten wurden im Jahr 1997 durchgeführt.

bracht werden. Darüber hinaus ist diese Verfahren erschütterungsfrei.

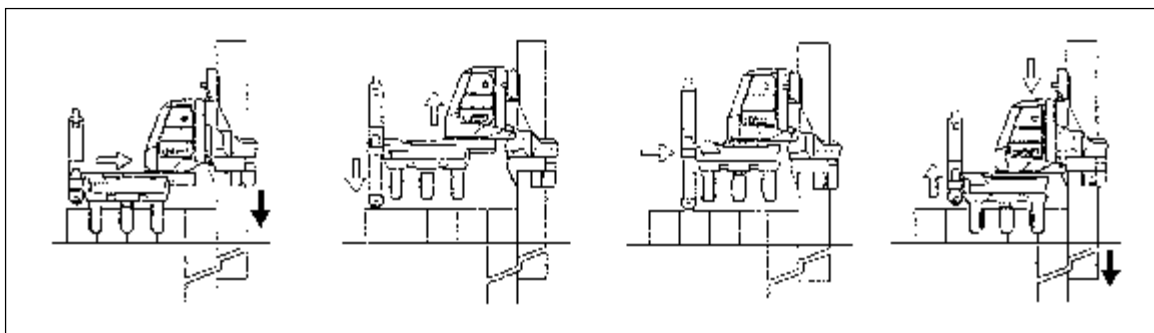
### Durchführen der Ertüchtigung

Die Baumaßnahme umfaßte im wesentlichen

- das Einbringen von 30.000 m<sup>2</sup> Spundwand 13 bis 20 m tief,
- das Herstellen von gut 900 m Sickerschlitz einschließlich Sickerwasserfangleitung in einer Tiefe von bis zu 6 m.
- das Verlegen von knapp 1.200 m Sammelleitung
- das Herstellen von 62 bis zu 7 m tiefen Kontrollschächten,
- das Verlängern des Durchlasses um 21 m und
- das Anschütten von 16.000 m<sup>3</sup> Boden.

Im folgenden wird das Einbringen der gedichteten Spund-

Die Spundbohlen wurden vom Bauherren gestellt. Sie wurden in Chargen von rund 800 t über die Wasserstraße angeliefert, am Bollwerk Eberswalde auf verwaltungseigene Prähme umgeschlagen und der Baufirma zur Verfügung gestellt. Auf der Baustelle entlud ein Seilbagger Fuchs 125 die Bohlen und führte sie direkt der Presse zu. Diese hielt sich mit drei Klemmbacken auf der vorletzten Bohle und den zwei davor eingebrachten Bohlen fest. Die neue Bohle wurde in den Einpreßarm der Presse eingeführt, vertikal ausgerichtet und mit Schüben von bis zu 80 cm eingepreßt. Nach jedem Schub wurde die Bohle geringfügig angehoben. Zwischendurch wurde die vertikale Ausrichtung mit einer Wasserwaage kontrolliert und wenn notwendig durch Drehen, waagerechtes Ziehen oder Schieben mit dem Einpreßarm korrigiert. Nach Errei-



chen der Endtiefe, wurde das Gerät um eine Bohle nach vorne bewegt. Dazu fuhr der Einpreßarm so hoch wie möglich und hielt sich an der einzupressenden Bohle fest. Die drei Klemmbacken lösten sich von den Spundwandköpfen. Der Hauptkörper der Maschine wurde von dem Einpreßarm angehoben und auf einer Rolle über die Spundwandköpfe nach vorne geschoben. Dann senkte der Einpreßarm den Hauptkörper ab und die drei Klemmbacken griffen die Köpfe der drei zuletzt eingebrachten Spundbohlen und hielten das Gerät daran fest. Anschließend wurde das Einpressen fortgesetzt. Der gesamte Vorgang wurde vor Ort von einem Geräteführer mit einem Steuergerät über Kabel kontrolliert. Die Spundwände wurden später auf Höhe Geländeoberkante abgeschnitten, so daß sie nicht mehr sichtbar sind.

Die größten Kräfte, die der Silent Piler ZP 150 aufbringen kann, sind knapp 1500 kN Preßkraft und knapp 1600 kN Zugkraft. Nach den bei dem Ragöser Damm gewonnenen Erfahrungen liegt der Regelbetrieb bei 1000 kN. Die Presse wird hydraulisch angetrieben. Das dazugehörige Aggregat hat eine Leistung von 75 kW.

Die 21 m langen Bohlen in der Dammitte, die zur Sickerwasserwegverlängerung dienen, wurden in rund 25 Minuten auf volle Tiefe gepreßt. Die 14 m langen Bohlen, die am westlichen Talrand in gewachsenen trockenen bindigen Boden einbinden sollen, wurden in 20 Minuten eingepreßt. Die

19 m langen Bohlen am östlichen Talrand, die in den Geschiebemergel einbinden sollen, wurden in 36 Minuten eingebracht. Das Aufnehmen der Bohlen vom Schiff, das Einführen in die Presse und das anschließende Ausrichten dauerten zusammen 3 Minuten.

Voraussetzungen für das einwandfreie Einbringen der so langen Bohlen waren eine vorbereitete stein- und stubbenfreie Preßtrasse, gerade Bohlen, Schlös- ser mit ausreichend Spiel sowie zum Herabsetzen der Schloß- reibung ein voll mit Gleitmittel





gefülltes Schloß. Das Dichtungsmittel Beltan diente gleichzeitig als Gleitmittel.

Einige Bohlen konnten im ersten Anlauf nicht auf volle Tiefe gebracht werden. Als Ursache wurden Hindernisse im Dammkörper vermutet. Die Vermutung stützte sich auf Aufgrabungen bei Hindernissen in weniger als 3 m Tiefe. Es wurden Steine gefunden, die dort nach Bestandsunterlagen eigentlich nicht sein durften. Wenn eine Bohle nicht auf volle Länge eingebracht werden konnte, wurde die Bohle gezogen und in Augenschein genommen. Bei Schloßbeschädigungen wurde die vorher gepreßte ebenfalls gezogen. Die gezogenen Bohlen wurden durch Neue ersetzt. Meist ließen sich diese dann in einer leicht versetzten Preßstrasse auf volle Tiefe einbringen. In der

Regel waren die gezogenen Bohlen unverformt und ließen sich an anderer Stelle mühelos einpressen. Wenn auch im zweiten Versuch die Bohle nicht eingebracht werden konnte, wurde sie abgeschnitten, damit sich die freischreitende Presse auf den Bohlenköpfen fortbewegen konnte. Auf diese Weise entstanden 13 Fenster, die noch 1999 mit einem Verpreßverfahren geschlossen werden sollen.

Wenn sich die Bohlen nicht ziehen ließen, mußte neu angesetzt werden. Ungefähr jede 200ste Bohle wurde neu angesetzt. Die dadurch entstehenden Lücken werden ebenfalls noch 1999 verpreßt.

### Qualitätssicherung

Die durch die Presse aufgebrachte Kraft wurde in Abhängig-

keit von der Zeit gemessen und gespeichert. Vom Geräteführer wurde per Hand der Weg meterweise eingegeben. Mit diesen Daten wurde der Zusammenhang zwischen Einbringtiefe und aufbrachter Kraft dokumentiert. Somit war es möglich, nachzuvollziehen, bei welcher Tiefe wann, welche Kraft aufgebracht wurde.

Zur Qualitätskontrolle wurden die Daten von jeder Bohle festgehalten. Durch den Vergleich der Kurven untereinander wurden Informationen über die Einbringqualität und die Bodenbeschaffenheit bzw. Hindernisse gewonnen. So deutete zum Beispiel ein Abfall der Einpreßkraft auf eine Schloßsprengung hin.

Des weiteren wurde durchschnittlich jede zehnte Bohle mit einem induktiven Schloßsprengungs-Detektor versehen.

### Schlußwort

Mit einer freischreitenden Presse konnte in den Ragöser Damm eine Spundwand schonend eingebracht werden. Sie ist kompakt und arbeitet leise. Die Hydraulik der Presse eignet sich gut zum Dokumentieren der aufbrachten Kräfte. Für eine rechnergestützte Qualitätssicherung der Preßarbeiten sollte die Bewegung der Bohle unmittelbar gewonnen werden.

Quelle

1. Archiv des WSA Eberswalde







### Brückenwiderlager und Stützwände aus Stahlpundbohlen

Dipl.-Ing. H. J. Bartels, Hannover

Sehr geehrte Damen und Herren, geschätzte Kollegen!

Zuvor soll mein Dank dem Ausrichter des Fachseminars „Stahlpundwände – Neues für Planung und Anwendung“ gelten, für die Gelegenheit, in diesem Kreise über „Brückenwiderlager und Stützwände aus Stahlpundbohlen“ vorzutragen. Dabei werde ich natürlich – so war es sicher auch erwartet – die Sicht des Niedersächsischen Landesamtes für Straßenbau erläutern, wie sie sich über den Zeitraum meiner Tätigkeit in diesem Hause entwickelt hat. Insofern sind meine Ausführungen, wenn auch zu großem Teil auf meiner persönlichen Erfahrung fußend, weitgehend als Meinung des Landesamtes zu verstehen.

Diese Meinung entsteht im Zusammenwirken nicht nur der zuständigen Mitarbeiter in unserem Hause, – ändert sich auch nicht plötzlich durch Ausscheiden oder Eintreten von Kollegen bzw. durch Veränderung der Gewichte einzelner Stimmen, – sondern sie entsteht im wesentlichen durch den Dialog mit den an der Ausführung der Bauwerke Beteiligten: den ausführenden Firmen, den Ingenieurbüros, – seien sie nun als Planende oder als Prüfende eingebunden – und zum wesentlichen Teil mit dem Stahlhersteller und dem Spundwandhersteller. Dieser Dialog findet hier und heute statt. Für die Gelegenheit zu diesem Dialog sei von meiner Seite ausdrücklich gedankt.

Stahlpundbohlen sind für Verbaukonstruktionen und als Teil der Bauwerke der Verkehrsanlagen bedeutsam. Denken wir an das Sichern von Baugruben bei hohem Grundwasserstand: hätte man keine Stahlpundwände, man

müßte die auf der Stelle erfinden. Denken wir an das Bauen unter Verkehr mit in der Regel hohen und langen Verbaustrecken, wie im Mittelstreifen der Autobahn: was außer Stahlpundwänden kann den Sicherheits- wie den Terminforderungen des fließenden Verkehrs derart vollkommen genügen?

Aber dieses interessante Gebiet der Baubehelfe ist hier nicht Thema, vielmehr die stählerne Spundwand als Teil des Bauwerks oder als Bauwerk selbst.

Sehen wir die Spundwandkonstruktion in ihrer Funktion

- als raumabschließendes Bauteil oder
- als tragendes Bauteil oder häufig
- als beide Zwecke erfüllendes Bauteil.

Mit raumabschließendem Bauteil meine ich Stützwände, freistehend oder verankert, dicht von Natur aus, mit spezieller Dichtung oder verschweißt. Flügelwände von Widerlagern gehören dazu wie auch Unterspülungsschutz zum Schutz von Gründungskörpern gegen die „Wühlarbeit“ strömenden Wassers.

Relativ selten sind Spundwandkonstruktionen mit nur tragender Funktion. Ich werde dazu ein Beispiel zeigen.

Widerlagerwände sind die klassischen Mehrzweckkonstruktionen, d.h. raumabschließend und tragend. Es gibt daneben Sonderfälle wie z.B. Gründungen mit Unterspülungsschutz. Dabei wird der Kopf der Spundwand, die – raumabschließend – den Lastboden und der Fundamentplatte gegen Ausspülen sichert, über Kopfbolzen mit der Fundamentplatte verbunden. Die Spundwand wird damit – beabsichtigt oder nicht – zur Abtragung der Vertikallast herangezogen.

Die Standsicherheit freistehender und verankerter Stützwände war bereits ein ausführliches Thema. Darum will ich mich auf die in meinem Geschäftsbereich interessantere Frage der

Abtragung lotrechter Lasten konzentrieren.

Bei Tiefgründungen bestimmt die Pfahlgründung das Bild: Fertigpfähle aus Beton, bei speziellen Aufgaben aus Stahl. Ortbetonpfähle, gebohrt oder gerammt, bilden ein breit gefächertes Angebot für vielfältige Anforderung. Zulässige Lasten der Rammpfähle werden, wenn die Qualität des Bodens den Anforderungen der Normen genügt, in Abhängigkeit von der Einbindung in den tragfähigen Boden nach DIN 4026 – „Rammpfähle“ festgelegt.

Andernfalls werden mindestens zwei Probelastungen bis zur Bestätigung der auf der Grundlage des Baugrundgutachtens geplanten Nutzlast durchgeführt.

Das gilt auch für Stahlpfähle und selbstverständlich auch für Spundwände. Daneben werden die EAU-Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufererfassungen“ zur Festlegung der zulässigen Vertikalbelastung von Spundwänden herangezogen (E 33 - 8.2.10.3).

Die Voraussetzungen für die Bemessung schränken die Anwendung dieser Vorschrift ziemlich stark ein und zwar auf

- 1.) Boden, mindestens mitteldicht, diluvial oder halbfest bindig
- 2.) 5 m Einbindtiefe
- 3.) einwandfreie Pfropfenbildung
- 4.) gedrungene Wellen- oder Kastenprofile.

Dann, nur dann kann der Grenz-Spitzenwiderstand  $T_{Sgr}$  von 5000 kN/m<sup>2</sup> und die Grenz-Mantelreibung  $T_{Mgr}$  von 50 kN/m<sup>2</sup> angesetzt werden.

Eine Doppelbohle Larssen 23 kann nach EAU belastet werden:

- aus Spitzendruck mit  $\frac{1}{n} \cdot h \cdot T_{Sgr}$   
 $= \frac{1}{2,0} \cdot 0,42 \cdot 5000 = 1050 \text{ kN}$
- aus Mantelreibung bei einer Einbindtiefe  $t = 5,00 \text{ m}$  mit  
 $\frac{1}{n} \cdot 2 \cdot t \cdot T_{Mgr} = \frac{1}{2,0} \cdot 2 \cdot 5,00 \cdot 50 = 250 \text{ kN}$

$n$  = Sicherheitswert  
 $h$  = Profiltiefe

An den Voraussetzungen für die Bemessung erkennen Sie die Vorsicht der Väter der EAU. Sie kannten den Boden in Niedersachsen!

In der Regel ist eine Bestimmung der zulässigen Belastung durch Probelastung notwendig. Die fragwürdige Homogenität des Baugrundes und die ständig steigenden Einwirkungen des Verkehrs besonders auf den Autobahnen sind die Ursache für diese solide Absicherung der Traglast.

Schließlich gewinnen wir durch eine Probelastung die Chance, die Möglichkeiten einer Stahlspundwand optimal zu nutzen. Darum sehe ich die sicher hohen Aufwendungen für Probelastungen als sinnvoll an.

Dieser Praxis liegt die Über-

zeugung des Nieders. Landesamtes für Straßenbau zugrunde, daß die Ausgaben für eine sichere Gründung gut angelegtes Kapital sind. Denn nichts ist teurer als die Sanierung einer nicht tragfähigen Gründung.

Der Wert eines Bauwerks, der bekanntlich nicht nur durch die Abrechnungssumme für den Bau bestimmt wird, sondern auch durch die Erhaltungs- und Wiederbeschaffungskosten, wird in der Verwaltung rechnerisch durch festgelegte Daten für die theoretische Nutzungsdauer und die jährlichen Unterhaltungskosten erfaßt. Diese Daten sind in den sogenannten Ablösungsrichtlinien abhängig von der Bauart zusammengestellt.

**Tabelle (1):** Sie sehen in dieser Liste die Unterschiede

zwischen den Daten für Bauwerke mit und ohne Korrosionsschutz jeweils im Trockenen und im/am Wasser. Diese Daten sind der Hintergrund für die seit Jahren praktizierte Entwurfspraxis, die eine hohe Lebensdauer zum Ziel hat.

Folgende Maßnahmen sind die Regel:

- 1.) Grundsätzliche Mindestdicke  $t = 8 \text{ mm}$
- 2.) Ausnutzung der zulässigen Spannungen für ungeschützt auf Dauer im Boden verbleibende Spundwände nur zu 75 %
- 3.) Aufweitung der Bauwerke, so daß direkte Berührung mit Wasser auf Dauer vermieden wird. Dieses wird durch Ausbildung eines Niedrigwassergerinnes unterstützt
- 4.) Schutz der Wand durch eine Schwelle aus Beton am Fuß der Wand in der besonders gefährdeten Übergangszone Luft - Boden
- 5.) Verkleidung aus Beton mit 15 cm Mindestdicke. Sie ist preiswerter als eine Beschichtung und vermeidet einige konstruktive Problem- punkte, z.B. die Verbindung von Auflagerbalken und höher liegendem Flügelholm, wie auch die schwierige Schalung der genannten Bauteile. Diese Verkleidung hilft als Versteifung der Wand bei der Verteilung von Lagerkräften wie auch gegen Verformungen aus Erddruck infolge von dynamischen Verkehrslasten. Leider ist in dieser „Verkleidung“ ein Spundwandwiderlager von einem massiven Bauwerk nicht mehr zu unterscheiden. Eine Chance, mit Farbe zu gestalten, ist dann allerdings vertan. Alternative Verkleidungen erleben wir in Form von Naturstein-, selten auch Kunststeinverblendung. Die Sparsamkeit, die uns ja angeboren ist, setzt da enge Grenzen. In der Ortsum-

A) BRÜCKEN		Tafel 2 (Nr. 28 d. RI.)	
Bauwerksteil	Theoret. Nutzungsdauer m Jahre	Jährl. Unterhaltungskosten p %	Zeile
1	2	3	4
(1) Brückenbauwerk Gewölbe aus Mauerwerk oder Beton (ohne statische Bewehrung)	115	0,6	1
Unterbauten und Stützbauwerke (Widerlager einschl. Flügelwände, Pfeiler, Stützwände, Wannens und Gründungen)			
aus Mauerwerk oder Beton (ohne statische Bewehrung)	110	0,5	2
aus Stahlbeton	110	0,5	3
aus Stahlspundwänden			
ohne Korrosionsschutz im Trockenen	60	0,4	4
im / am Wasser	50	0,6	5
mit Korrosionsschutz im Trockenen	80	0,4	6
im / am Wasser	70	0,6	7

**Tabelle 1:** Theoretische Nutzungsdauer und Prozentsätze der jährlichen Unterhaltungskosten für Brücken und sonst. Ingenieurbauwerke

gehung Lüneburg verschwand die Spundwand hinter Lärmschutzelementen, die wenigstens farblich gestaltet wurden.

Weil nun fast alles „verpackt“ ist, fand ich mich in Verlegenheit, als ich nach Objekten suchte, um diesen Vortrag zu bebildern. Es schien mir unpassend, Beton und Lärmschutz, Ziegel und Naturstein als in Wahrheit echte Spundwandbauwerke vorzuführen. Ich versuche darum, diesen Mangel auszugleichen, indem ich die neueste Spundwand-Brücke vorstelle, frisch aus dem Plotter, und dabei zu erläutern versuche, welche Gedanken zu dieser Lösung geführt haben. Es handelt sich um die Brücke über das Strohauser Seltief im Zuge der Ortsumgehung Rodenkirchen (B 212 n) südlich Nordenham.

**Bild (2):** Sie sehen ein bescheidenes Bauwerk mit ca. 32 m Gesamtstützweite bei 19 m Breite zwischen den Geländern. Die beiden Widerlager als Spundwandkonstruktionen mit sowohl raumabschließender als tragender Funktion; dagegen die 4 Stützscheiben als tragende Bauteile.

**Bild (3):** Darüber eine schlanke, dünne Platte. Zweck dieser Überbaukonstruktion ist es, mit niedrigen Rampen die Dammasten zu minimieren, damit langfristige Konsolidationssetzungen klein zu halten. Als Nebeneffekt bleiben die Schnittkräfte aus unterschiedlichen Setzungen wegen kleinerer Trägheitsmomente klein.

**Bild (4):** Auf den Schnitten wird die schlanke Überbauplatte besonders deutlich. Diese Platte erfordert besondere Überlegungen bei der Lagerung. Geringe Lagerabstände erleichtern die Verteilung der Überbaulasten in den Spundwänden.

**Bild (5):** Die Konstruktion des Widerlagerkopfes verteilt die vertikalen Lagerreaktionen gleichmäßig auf die Länge der Widerlager-Spundwand.

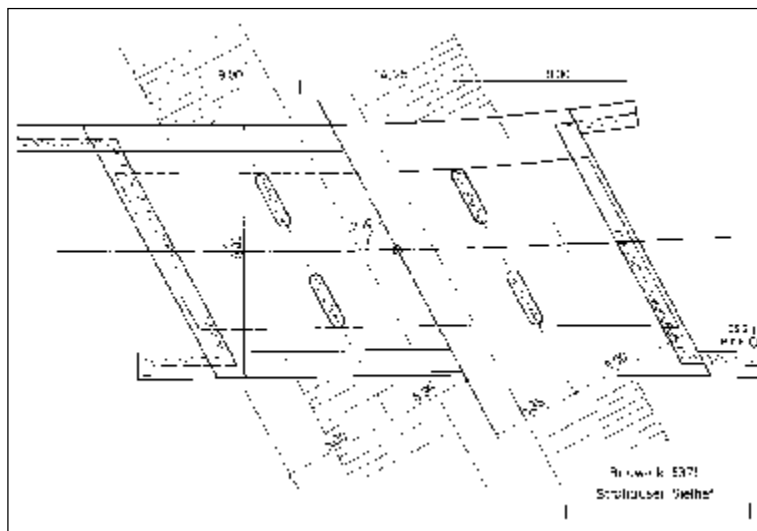


Bild 2: Draufsicht auf die Unterbauten

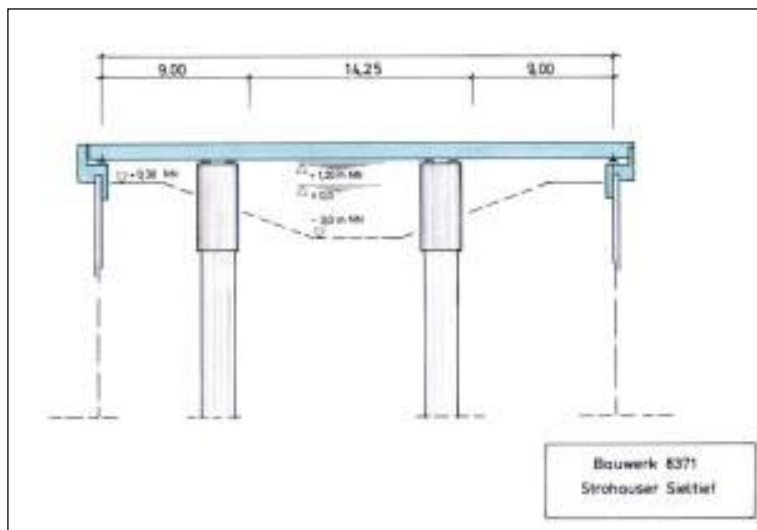


Bild 3: Längsschnitt in Brückenachse

Die angedeutete Konstruktion der Alternative: Widerlager in Betonkonstruktion zeigt eindrucksvoll den Mehraufwand bei Baugrubenverbau, Pfahlgründung und Beton sowie die Baugrube tief im Grundwasser.

**Bild (6):** Die hier besonders einfache Konstruktion wird wegen der geringen Höhe des Flügels über dem Gelände möglich. Horizontalanker können entfallen.

**Bild (7):** Den tragenden Kern der Konstruktion aus Larssen 23 und zwischengeschalteten

LP 23-Pfählen umgibt vom Kopf bis 30 cm unter Sohle des Tiefs ein Betonmantel. Dieser besteht im unteren Teil aus unbewehrtem Unterwasserbeton, im oberen Teil aus Stahlbeton. Der letztere verteilt die Lagerkräfte in der Pfeilerscheibe L 23/LP 23.

**Bild (8):** Zu sehen ist der Wechsel von L 23 und LP 23, die im Fußbereich 4 m lange Flügel IPB 240 erhalten.

**Bild (9):** Diese Flügel wurden notwendig, weil die Möglichkeit, Pfähle bzw. Spundwände abzuset-

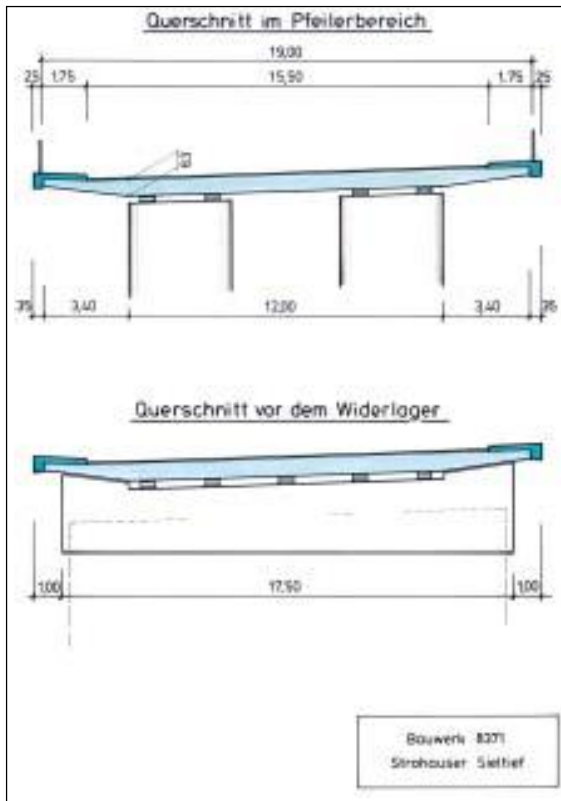


Bild 4: Querschnitte Überbau

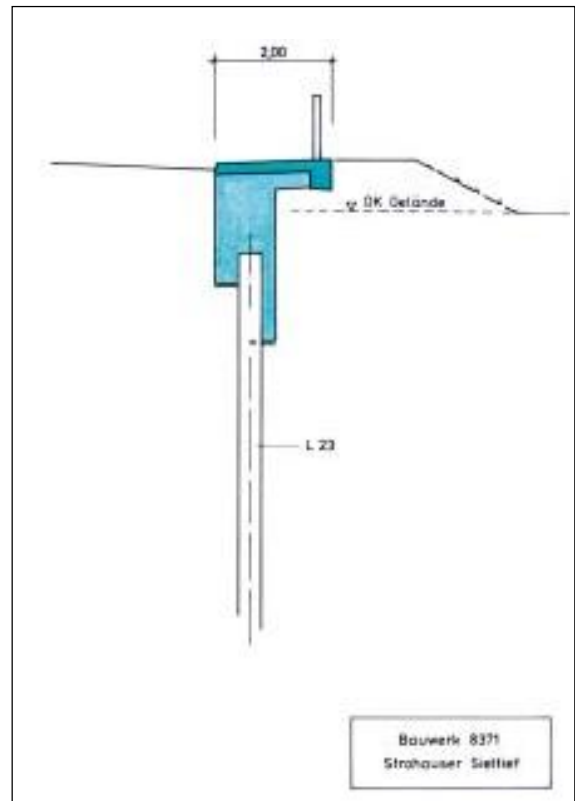


Bild 6: Schnitt durch den Flügel

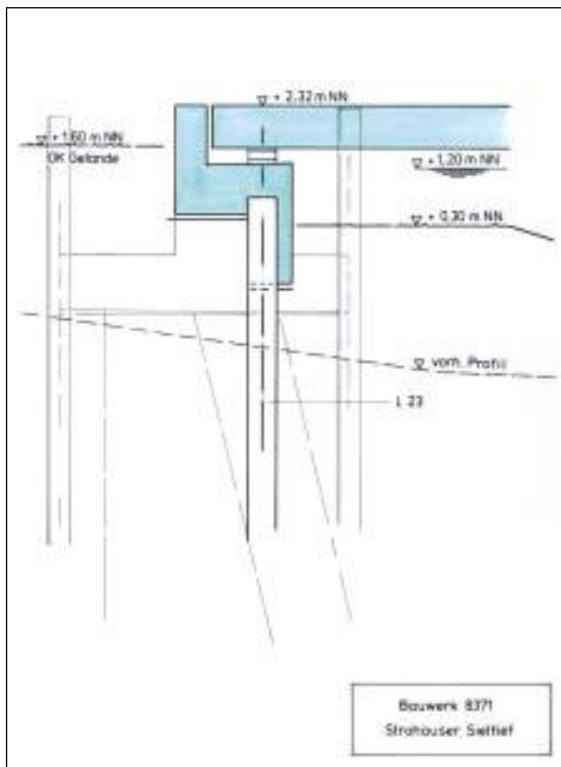


Bild 5: Schnitt durch das Widerlager

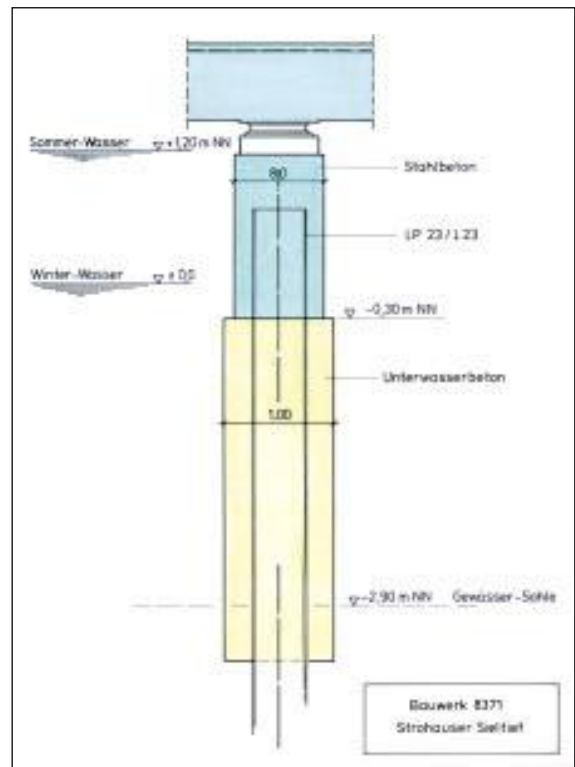
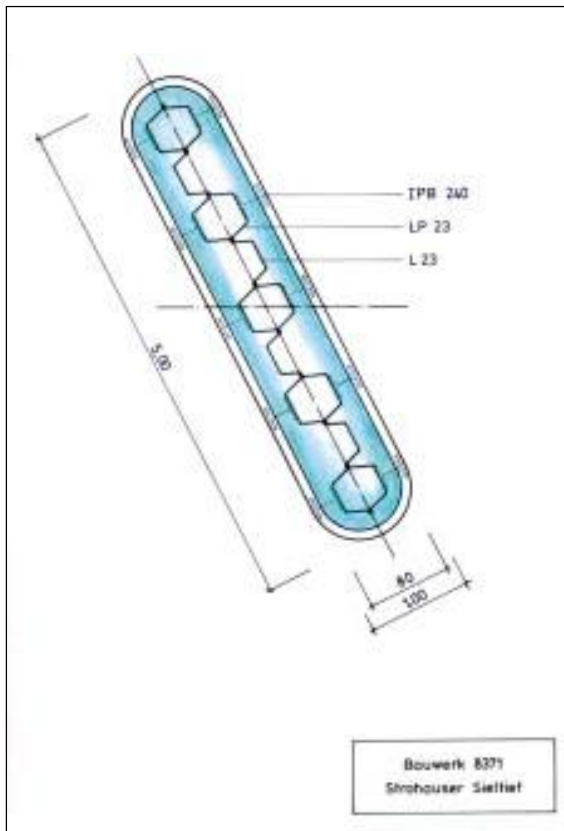
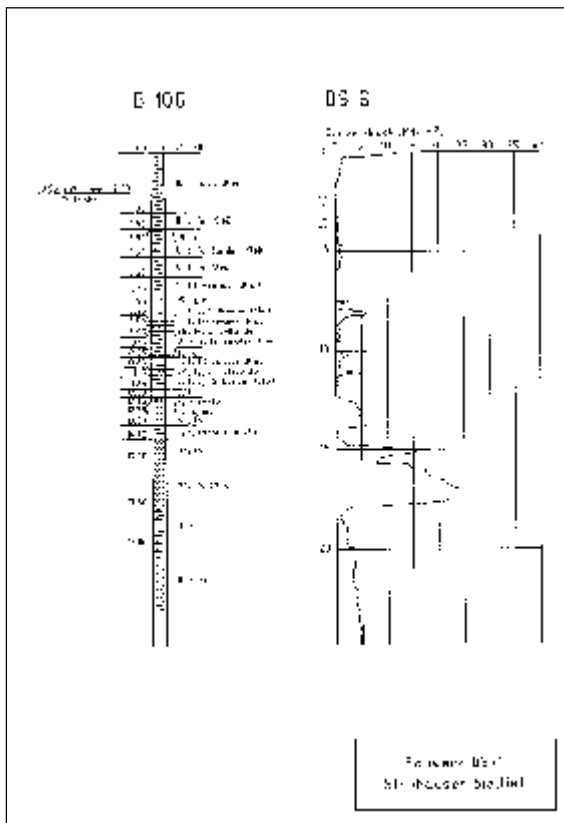


Bild 7: Schnitt durch die Pfeilerscheibe



**Bild 8:** Horizontalschnitt durch die Pfellerscheibe



**Bild 9:** Baugrund

zen, denkbar schlecht sind: unter bis zu 14 m holozänem Klei und Torf folgen nur ca. 3 m dicke tragfähige Sandschichten. Darunter folgt steifer Schluff, zur Tiefe fester werdend.

Die Gründe für die Wahl dieser Gründung waren:

1. Wegen bis zu 14 m dicker breiiger Kleischichten kam nur ein Fertigpfahl in Frage.
2. Nur ein leichtes Rammgerät kann auf dem weichen Untergrund sicher stehen. Das spricht für einen leichten Pfahl, also für den Stahlpfahl.
3. Wegen extrem kurzer Einbindelänge sollte ein Verdrängungspfahl die vorhandene Tragfähigkeit optimal nutzen.
4. Die größere Aufstandsfläche (Umhüllende) sprach für Flügel.
5. Hindernisse, die Schwierigkeiten beim Einbringen der Pfähle verursachen könnten, waren bei der Bodenerkundung nicht entdeckt worden.
6. Stahlpfähle können für den Fall, daß im Bereich des Gewässers – die Bodenerkundungen liegen alle außerhalb – die tragfähigen Sandschichten nicht deutlich ausgebildet sind, aufgejungert werden.

In der Ausschreibung sind Probelastungen für die Doppelbohle wie für den Stahlpfahl vorgesehen. Nach meiner Information sind Sondervorschläge mit wirtschaftlichem Vorteil bei der Submission nicht vorgelegt worden. Es erscheint mir sinnvoll, daß in diesem schwierigen Gründungsfall das Risiko beim Bauherrn bleibt. Ich bin darum – mehr als sonst, wie Sie sich denken können, auf die Ausführung dieser Gründung mit Stahlpundbohlen gespannt.

Meine Damen und Herren, ich habe mich bemüht, an diesem Beispiel deutlich zu machen, welche Chancen für Spundwände in schwierigem Umfeld liegen. Als klassische „Fertigteile“-Bau-

weise ergeben sich günstige  
Perspektiven.

Diese Aufgabe der Ingenieure,  
in schwierigem Umfeld Perspekti-  
ven zu finden, möchte ich Ihnen  
ans Herz legen.

Ich bedanke mich für Ihre  
Geduld und Ihre Aufmerksamkeit.



### Wirtschaftlicher Spundwandeinsatz am Beispiel der Pferdeturmkreuzung in Hannover

Dr.-Ing. Ralf Meyer, Hildesheim

#### 1. Vorbemerkungen

Am Pferdeturm in Hannover kreuzt die Stadtautobahn „Messeschnellweg“ die städtische Hauptverkehrsstraße „Hans-Böckler-Allee“. Zur Entspannung der Verkehrssituation an diesem vielbefahrenen Knotenpunkt soll der Messeschnellweg unter der Hans-Böckler-Allee hindurchgeführt werden. Da im Kreuzungsbereich das Grundwasser hoch ansteht, ist für die Unterführung ein wasserdichtes Trog- und Tunnelbauwerk erforderlich.

Bedingt durch den Ausbau der Pferdeturmkreuzung muß auch

die Eisenbahnüberführung, die sich in unmittelbarer Nähe befindet, aufgeweitet werden.

Beide Baumaßnahmen wurden nach Losen getrennt aber gemeinsam ausgeschrieben, wobei das Straßenbauamt Hannover Auftraggeber für den Trog und die Deutsche Bahn AG Bauherr der Eisenbahnbrücke war.

Der Antrag für den Ausbau der Kreuzung ging Ende 1995 an die Arge „Mittelstandsgruppe Pferdeturmkreuzung“ mit den Firmen Mölders, Papenburg, Mehmel, Schuppert und Wallbrecht. Mittlerweile wurden die Eisenbahnbrücke, der südliche Trogbereich,

der Tunnel und der erste Bauabschnitt im Norden fertiggestellt. Die restlichen Arbeiten sollen im Herbst 1998 abgeschlossen sein.

Die Bilder 1a und 1b wurden im April 1997 aufgenommen. **Bild 1a** zeigt den südlichen Teil der Baustelle mit den Hilfsbrücken für den Straßenverkehr auf der Hans-Böckler-Allee. In **Bild 1b** ist der erste nördliche Bauabschnitt und die Baugrube für das Pumpwerk zu sehen. Im Hintergrund befindet sich die neue Bahnbrücke.

#### 2. Trog- und Tunnelbauwerk

Das Trog- und Tunnelbauwerk hat eine Länge von 455 m. Die lichte Durchfahrtsbreite für die Hauptspuren des Messeschnellweges beträgt 22 m. Da nördlich

Baustelle Pferdeturmkreuzung



Bild 1a: südlicher Trogbereich



Bild 1b: nördlicher Bereich mit bereits fertiggestellter Bahnbrücke

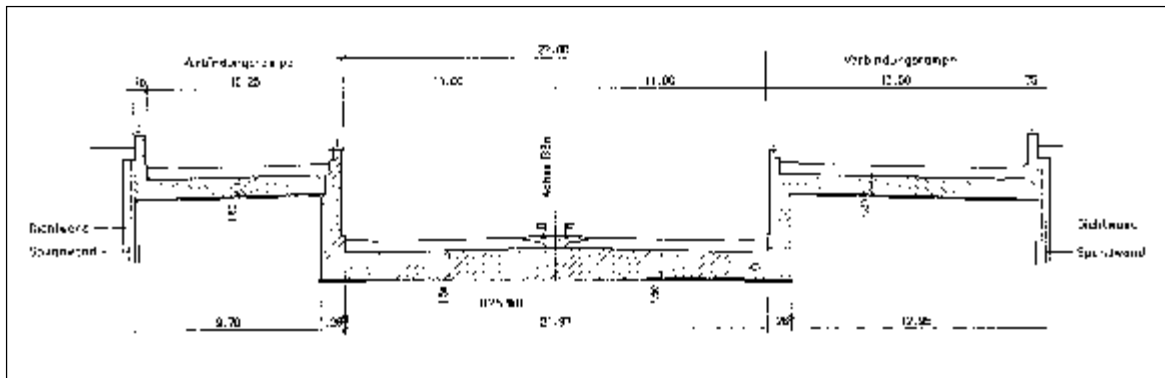


Bild 2: Trogquerschnitt Nordbereich

der Kreuzung auch die Verbindungsrampen für die Abbiegespuren in den Trog integriert werden mußten, ergibt sich hier eine Gesamtbreite von etwa 50 m (Bild 2).

Im Bereich des Bauwerks befinden sich bis in eine Tiefe von 25 m stark durchlässige Fluvialsande und -kiese. Darunter folgt Unterkreideton, der als wasserundurchlässig anzusehen ist.

Um eine wasserdichte Baugrube zu bekommen, waren im Ausschreibungsentwurf rückverankerte Schlitz- und Bohrpfahlwände vorgesehen, die teilweise mit zur Auftriebsicherung herangezogen werden sollten. Nur in den Endbereichen der Ausbaustrecke war eine offene Wasserhaltung bzw. eine wasserdichte Baugrube mit Spundwänden und Unterwasserbeton zugelassen.

Der Sonderentwurf der Arge sah vor:

1. die Schlitz- und Bohrpfahlwand durch eine kostengünstigere Dichtwand zu ersetzen,
2. die Stärke der Trogsohle zu reduzieren und die Auftriebsicherung durch Bohrpfähle zu gewährleisten.

Die 80 cm starke Dichtwand wurde von der Firma Franki im Einphasen-Verfahren hergestellt. Sie bindet 2 m in den Ton ein und hatte als Baubehelf ausschließlich eine dichtende Funktion. Zur Aufnahme der statischen Lasten



Bild 3: Einstellen der Spundbohlen in die flüssige Dichtwandmasse



Bild 4: Wasserdichte Baugrube mit teilweise betonierter Trogsohle



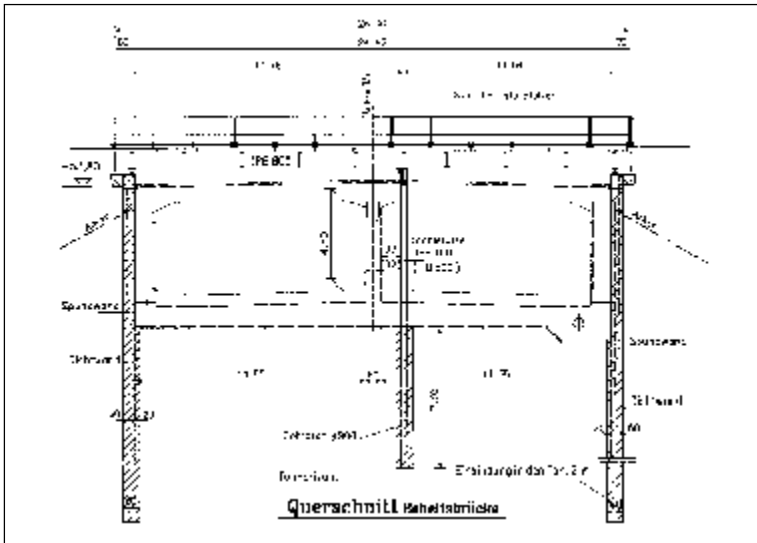


Bild 5: Tunnelquerschnitt mit Hilfsbrücke

waren zusätzlich Stahlpundwände im Aushubbereich der Baugrube erforderlich. Die Spundbohlen wurden in die noch flüssige Dichtwandmasse eingestellt (Bild 3) und später nach dem Erhärten der Suspension im Zuge des Bodenaushubs rückverankert.

Bild 4 zeigt die Spundwand in der ausgehobenen Baugrube mit der teilweise fertiggestellten Trogsohle. Die Dichtwandmasse mußte vor dem Betonieren der Trogabschnitte aus den Spundwandtälern herausgekratzt werden. Um die beim Abbinden des Betons entste-

henden Zwangsspannungen gering zu halten, sollten die Spundwandtäler auf Wunsch des Auftraggebers in einem Zwischenarbeitsgang ausbetoniert werden.

Besondere Schwierigkeiten ergaben sich bei dieser Baumaßnahme durch den öffentlichen Straßen- und Schienenverkehr, der in allen Bauphasen aufrecht erhalten werden mußte. Sämtliche Fahr- und Abbiegespuren der Hans-Böckler-Allee sowie die beiden Gleise der Stadtbahn mußten mit Hilfsbrücken über die Baugrube geführt werden.



Bild 6: Ansicht der Hilfsbrücke

Die Bilder 5 und 6 zeigen die zweifeldrige Hilfsbrücke und einen Querschnitt durch den Tunnel. Die tragende Konstruktion der Hilfsbrücke bestand aus 26 m langen HEB-800-Trägern. Das Mitteljoch wurde mit Bohrträgern gegründet. Die Endauflager bildeten die in die Dichtwand eingestellten Spundwände.

Da in der Literatur keine abgesicherten Bemessungsregeln für die Vertikalkraftübertragung zwischen Spundwand und Dichtwand vorliegen, mußte die Tragfähigkeit der Spundbohlen durch Probebelastungen nachgewiesen werden.

### 3. Pumpwerk

Um den Straßentrog entwässern zu können, mußte ein Pumpwerk hergestellt werden. Dafür war eine etwa 15 m tiefe Baugrube erforderlich. In Bild 7 ist die voll ausgehobene Baugrube zu sehen. Wegen des enormen Wasserüberdrucks waren 3 Steifen bzw. Ankerlagen erforderlich.

Auch hier wurden die Lasten durch in die Dichtwand eingestellte Spundbohlen abgetragen. Innerhalb der wasserdichten Baugrubenumschließung kam jedoch die rechts im Bild 7 zu sehende Trägerbohlwand zur Ausführung.

### 4. Eisenbahnüberführung

Wegen der Aufweitung des Messeschnellweges und weil die Deutsche Bahn AG zusätzliche Gleise für den Berlin-Verkehr plant, mußte die vorhandene Eisenbahnüberführung der Strecke Hannover-Braunschweig durch einen Neubau ersetzt werden. Die neue Zweifeldbrücke mit Stützweiten von 27 und 25 m, besteht aus einem Stahlüberbau und massiven Unterbauten, wobei der Pfeiler mit Großbohrpfählen tief gegründet ist.



Bild 7: Baugrube für das Pumpwerk



Bild 8: Auf Stahlspondwänden gelagerte DB-Hilfsbrücke

Um die Widerlager im Bahndamm unter laufendem Eisenbahnverkehr herstellen zu können, kamen auch hier Stahlspondwände zum Einsatz. In mehreren Sperrpausen wurden alle drei Gleise auf insgesamt sieben Hilfsbrücken gelegt. Als Auflager für die Hilfsbrücken konnten die Widerlager der alten Brücke und die Spundwände genutzt werden (Bild 8).

Bild 9 zeigt die noch nicht voll ausgehobene Baugrube für das westliche Widerlager. Die aufgelagerten Hilfsbrücken konnten zur Aussteifung des Spundwandkastens nicht mit herangezogen werden.



Bild 9: Spundwandkasten Widerlager West (Teilaushub)

Die Spundbohlen wurden mit einer Vibrationsramme eingerüttelt. Nur der letzte Meter mußte gerammt werden, um die Tragfähigkeit der vertikal belasteten Wände durch die Auswertung der Rammergebnisse nachweisen zu können.

### Zusammenfassung

Für die wasserdichte Umschließung der Baugrube kam beim Ausbau der Pferdeturmkreuzung eine Dichtwand mit eingestellten Spundbohlen zur Ausführung. Dabei wurden die Spundbohlen sowohl als tragendes Element zur Baugrubensicherung als auch für die Einleitung von Vertikalkräften aus Hilfsbrücken genutzt. Das System Dichtwand/Spundwand erwies sich als technisch einwandfreie und wirtschaftlich günstige Lösung. Die vertraglich zugesicherte Wasserdurchlässigkeit der Baugrubenwand wurde deutlich unterschritten.

Auch beim Neubau der Eisenbahnüberführung unter laufendem Verkehr wurden Stahlspondwände zur Baugrubensicherung und zur Abtragung von Vertikallasten wirtschaftlich und flexibel eingesetzt.

**Die neue allgemeine bauaufsichtliche Zulassung für Spundwände aus höherfesten Stählen (S390 GP, S430 GP)**

Prof. Dr.-Ing. Helmut Saal, Karlsruhe

**1. Einleitung**

Im August 1995 wurde die Norm DIN EN 10248, warmgewalzte Spundbohlen aus un-

legierten Stählen, mit ihren Teilen 1, Technische Lieferbedingungen, und 2, Grenzabmaße und Formtoleranzen [1] vom Normenausschuß Eisen und Stahl im DIN

herausgegeben (Bild 1). Die bis dahin angewendeten Technischen Lieferbedingungen für Stahlpundbohlen (TLS), Ausgabe 1992 [2] (Bild 2) wurden durch Erlaß des Bundesministeriums für Verkehr vom 10. September 1997 [3] durch DIN EN 10248 und die dem Erlaß beigefügten „Ergänzenden Hinweise zur Anwendung“ [4] ersetzt. Die DIN EN 10248 erfaßt auch die

DEUTSCHE NORM		August 1995
	<p><b>Warmgewalzte Spundbohlen aus unlegierten Stählen</b></p> <p>Teil 1: Technische Lieferbedingungen Deutsche Fassung EN 10248-1 : 1995</p>	<p><b>DIN</b> <b>EN 10248-1</b></p>
<p>ICS 77.140.70</p> <p>Deskriptoren: Spundbohle, Stahl, warmgewalzt, unlegiert, Lieferbedingung</p> <p>Hot rolled sheet piling of non alloy steels – Part 1: Technical delivery conditions; German version EN 10248-1 : 1995</p> <p>Palplanches laminées à chaud en aciers non alliés – Partie 1: Conditions techniques de livraison; Version allemande EN 10248-1 : 1995</p> <p><b>Die Europäische Norm EN 10248-1 : 1995 hat den Status einer Deutschen Norm.</b></p>		
DEUTSCHE NORM		August 1995
	<p><b>Warmgewalzte Spundbohlen aus unlegierten Stählen</b></p> <p>Teil 2: Grenzabmaße und Formtoleranzen Deutsche Fassung EN 10248-2 : 1995</p>	<p><b>DIN</b> <b>EN 10248-2</b></p>
<p>ICS 77.140.70</p> <p>Deskriptoren: Spundbohle, Stahl, warmgewalzt, unlegiert</p> <p>Hot rolled sheet piling of non alloy steels – Part 2: Tolerances on shape and dimensions; German version EN 10248-2 : 1995</p> <p>Palplanches laminées à chaud en aciers non alliés – Partie 2: Tolérances sur forme et dimensions; Version allemande EN 10248-2 : 1995</p> <p><b>Die Europäische Norm EN 10248-2 : 1995 hat den Status einer Deutschen Norm.</b></p>		

Bild 1

<b>Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen – Fassung 1992 –</b>	
<b>Wasserstraßen</b>	<b>Straßenbau</b>
<p><b>Nr. 158 Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen</b></p> <p style="text-align: right;">Bonn, den 20. Juni 1992 BW 21/70.22/113 Va 92</p> <p>Wasser- und Schifffahrtsdirektionen Bundesanstalt für Gewässerkunde Bundesanstalt für Wasserbau Rhein-Main-Donau AG</p> <p>nachrichtlich: Wirtschaftsbehörde Amt Strom- und Hafenaufbau Bundesrechnungshof Vorprüfstelle des BMW Für den Vorprüfdienst zuständiges Referat Z 21 beim BMW Hauptpersonalrat beim BMW</p> <p><b>Technische Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen</b> Erlaß vom 22. Nov. 1985 BW 21/70.22/124 Va 85 <b>Anlage:</b> Technische Lieferbedingungen Stahlspundbohlen – Fassung 1992</p> <p>Die mit Bezugerlaß eingeführten Technischen Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen – TLS – wurden in einigen Punkten der technischen Entwicklung angepaßt und im Benehmen mit der Vertretung der Spundwand-Herstellerfirmen überarbeitet.</p> <p>Für die TLS – Fassung 1992 – wurde gemäß der Richtlinie des Rates der europäischen Gemeinschaften vom 28. März 1983 über ein Informationsverfahren auf dem Gebiet der Normen und technischen Vorschriften (83/189/EWG), geändert durch die Richtlinie des Rates vom 22. März 1988 (88/182/EWG), das Notifizierungsverfahren (Nr. 91/422/D vom 24. März 1992) durchgeführt.</p> <p>Ich bitte, die als Anlage beigefügte TLS – Fassung 1992 – künftig bei allen einschlägigen Leistungen zugrunde zu legen.</p> <p>Der Bezugsertlaß wird hiermit aufgehoben.</p> <p>Dieser Erlaß und die TLS – Fassung 1992 – werden im Verkehrsblatt veröffentlicht.</p> <p style="text-align: center;">Der Bundesminister für Verkehr Im Auftrag Schröder</p>	<p>Die jeweils gültigen Technischen Lieferbedingungen für Stahlspundbohlen sind als aufgeführtes Regelwerk in den Zusätzlichen Technischen Vertragsbedingungen für Kunstbauten ZTV-K enthalten und somit bei Baumaßnahmen des Straßenbaus anzuwenden.</p>

Bild 2

Stahlsorten S320GP, S390GP und S430GP. Diese waren in den bisher angewendeten Technischen Lieferbedingungen nicht enthalten. In dem Erlaß [3] wird darauf hingewiesen, daß Spundbohlen aus die-

sen höherfesten Stählen nur auf der Grundlage einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung des Deutschen Institutes für Bautechnik (DIBt) verwendet werden dürfen. Da sich mit dieser allgemeinen

bauaufsichtlichen Zulassung durch die Stahlsorten S390GP und S430GP die auch in EAU 1996 (E67) [5] angesprochene Möglichkeit der Nutzung höherer Streckgrenzen als bei den bisher üblichen Stahlsorten

ergab, wurde seitens der Hersteller der Spundbohlen über den Verein Deutscher Eisenhüttenleute (VDEh) für die Stahlsorten S390GP und S430GP eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung bei dem DIBt beantragt. Über den Entwurf dieser allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung, der dem DIBt zur Entscheidung vorliegt, wird im folgenden berichtet.

### 2. Geltungsbereich

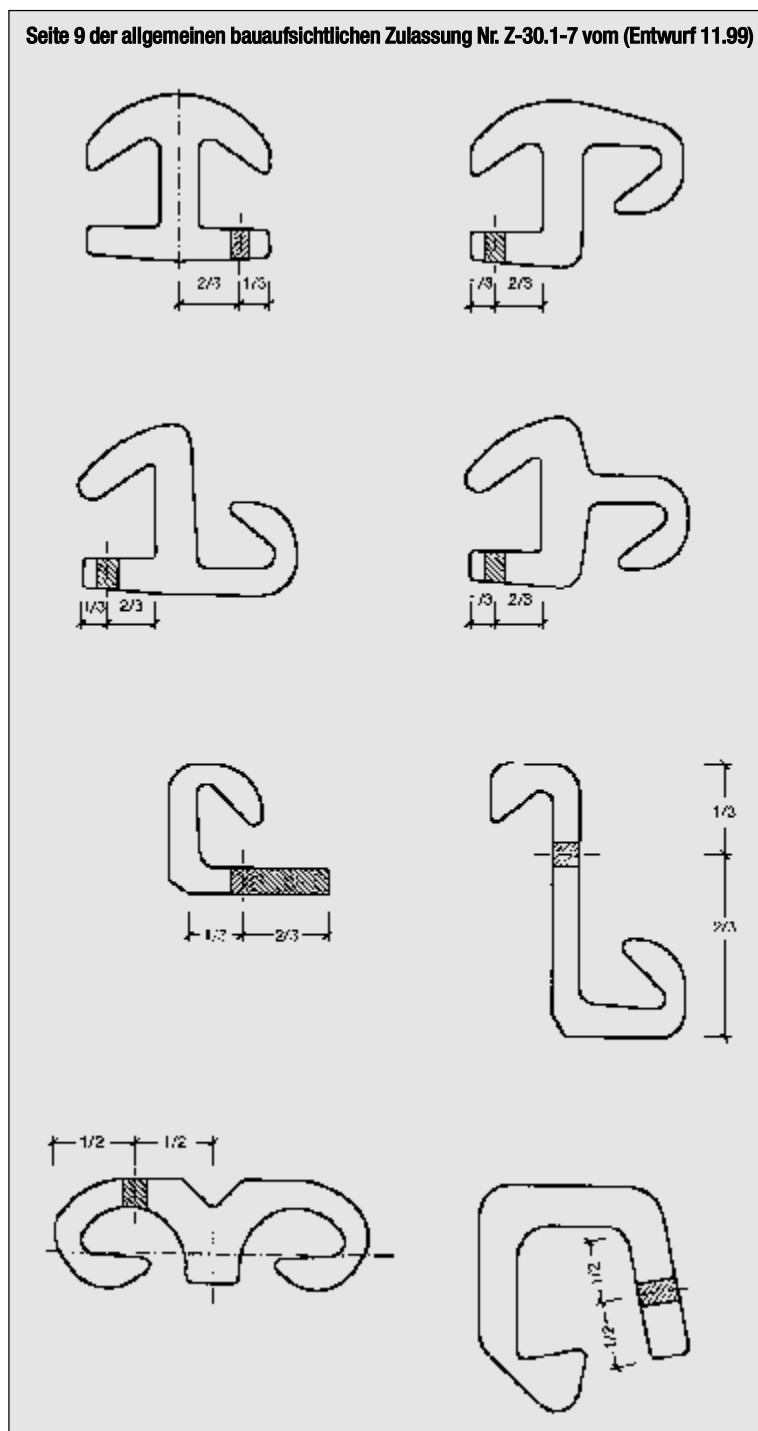
Die Zulassung gilt für die Verwendung vorwiegend ruhend beanspruchter Spundbohlen im Bereich klimabedingter Temperaturen. Sie schließt unter dem Begriff Spundbohlen auch Schloß-, Eck- und Abzweigprofile aus den Stahlsorten S390GP und S430GP ein. **Bild 3**, in dem die Lage der Probeabschnitte für die Zug- und Kerbschlagproben angegeben ist, vermittelt einen Eindruck von den vorgesehenen Formen für diese Profile. Der Dickenbereich ist gemäß Tabelle 1 (**Bild 4**) auf 5mm bis 27mm beschränkt.

### 3. Anforderungen an die Spundbohlen

Mit der Erweiterung der Angabe zu den Analysenwerten von 6 Elementen in DIN EN 10248-1 auf 10 Elemente (vgl. Tabelle 2 in Bild 4) soll dem Anwender deutlich gemacht werden, daß diese Stähle ihre erhöhte Festigkeit den Mikrolegierungselementen verdanken.

Für die von der Dicke unabhängigen Mindestwerte von Streckgrenze, Zugfestigkeit und Bruchdehnung gilt DIN EN 10248-1. Die Mindestwerte von Streckgrenze und Zugfestigkeit werden auch als charakteristische Festigkeitskennwerte  $f_{y,k}$  und  $f_{t,k}$  der Berechnung zugrunde gelegt (vgl. Tabelle 3

Seite 9 der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-30.1-7 vom (Entwurf 11.99)



**Bild 3:** Lage der Probeabschnitte bei Schloß-, Abzweig- und Eckprofilen

in Bild 4). Ergänzend zu DIN EN 10248-1 werden die oberen Grenzwerte der Zugfestigkeit mit  $680\text{N/mm}^2$  für S390GP und mit  $700\text{N/mm}^2$  für S430GP festgelegt. Dies geschieht in Anlehnung an

DIN EN 10113-2 [6] und die Spezifikationen der Hersteller im Hinblick darauf, daß höhere Werte vermuten lassen, daß Abweichungen von der angestrebten Herstellung vorliegen.

Tabelle 1. Lieferwerke, Stahlsorten und Erzeugnisdicken der Spundbohlen

Lieferwerk	Stahlsorte			Dickenbereich mm
	Kurzname	Werkstoffnummer	Werksbezeichnung	
Hoesch Spundwand und Profil GmbH Alte Radstraße 27 44147 Dortmund	S390GP	1.0522	S390GP	5 bis 27
	S430GP	1.0523	S430GP	5 bis 27
ProfilARBED S.A. 66, rue de Luxembourg L-4221 Esch / Alzette	S390GP	1.0522	S390GP	5 bis 27
	S430GP	1.0523	S430GP	5 bis 27
Salzgitter AG Stahl und Technologie Werk Peine Gerhard-Lucas-Meyer-Str. 10 31226 Peine	S390GP	1.0522	StSpS40	5 bis 27
	S430GP	1.0523	StSpS44	5 bis 27

Tabelle 2. Grenzwerte der chemischen Analyse

Bezeichnung nach DIN EN 10027		Analyse	Massenanteile in %									
Kurzname	Werkst.-Nr.		C max	Mn max	Si max	P max	S max	N <sup>1)2)</sup> max	Al <sub>gesamt</sub> <sup>3)</sup> min	Nb max	V max	Ti max
S390GP	1.0522	Schmelze	0,24	1,6	0,55	0,040	0,040	0,009	0,020	0,05	0,14	0,05
		Stück	0,27	1,7	0,60	0,050	0,050	0,011	0,020	0,06	0,16	0,07
S430GP	1.0523	Schmelze	0,24	1,6	0,55	0,040	0,040	0,009	0,020	0,05	0,14	0,05
		Stück	0,27	1,7	0,60	0,050	0,050	0,011	0,020	0,06	0,16	0,07

- 1) Die angegebenen Werte dürfen überschritten werden, wenn je 0,001% N der Höchstwert für den Phosphorgehalt um 0,005% unterschritten wird. Der Stickstoffgehalt darf jedoch einen Wert von 0,012% in der Schmelzeanalyse nicht überschreiten.
- 2) Der Höchstwert für den Stickstoffgehalt gilt nicht, wenn der Stahl einen Gesamtgehalt an Aluminium von mindestens 0,020% oder genügend andere stickstoffabbindende Elemente enthält. Die stickstoffabbindenden Elemente sind in der Prüfbescheinigung anzugeben.
- 3) Der Mindestwert für den Gehalt an Al<sub>gesamt</sub> gilt nicht, wenn ausreichende Gehalte an anderen stickstoffabbindenden Elementen vorhanden sind.

Tabelle 3. Charakteristische Werte für die Streckgrenze und die Zugfestigkeit

Stahlsorte	Streckgrenze f <sub>y,k</sub> N/mm <sup>2</sup>	Zugfestigkeit f <sub>u,k</sub> N/mm <sup>2</sup>
S390GP	390	490
S430GP	430	510




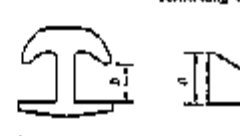




Einem Versagen durch Sprödbruch wird im Stahlbau heute zumindest bei geschweißten Konstruktionen durch die Anforderung an die Kerbschlagarbeit vorgebeugt. Diese Anforderung der Sprödbruchsicherheit ist in TLS [2] nur qualitativ ohne Spezifikation des Kerbschlagversuches angegeben. In EAU1996 [5] wie auch in EAU1990 (67) [7] werden hierzu nur qualitative Anforderungen getroffen, die die Verwendung beruhigt oder besonders beruhigt vergossener Stähle nahelegen. ENV 1993-5:1997 [8] fordert zur Vermeidung von Sprödbrüchen bei den beiden in Rede stehenden Stahlsorten eine Kerbschlagarbeit von 27 Joule bei einer Prüftemperatur von 0°C, wenn die tiefsten Einsatztemperaturen nicht unter -30°C liegen und die Wanddicke nicht über 25mm liegt. Die tiefste Einsatztemperatur von -30°C entspricht der Situation von nicht vom Wasser benetzten Bauteilen in Deutschland [9], [10]. Die Überschreitung der in ENV 1993-5:1997 angegebenen maximalen Wanddicke (25mm) um 2mm durch die Grenzwerte der Zulassung (27mm) wurde als unbedenklich angesehen und die Forderung 27 Joule bei 0°C von dort in den Zulassungsentwurf übernommen. – Für Rammtemperaturen zwischen 0°C und -10°C wird bei schwierigen Rammbedingungen in Anlehnung an (E67) in EAU1996 eine Kerbschlagarbeit von 27 Joule bei -20°C gefordert. Für Rammtemperaturen unter -10°C sind bei schwierigen Rammbedingungen besondere Vereinbarungen zu treffen. Es ist im Zulassungsentwurf nicht vorgesehen, aber hinsichtlich des geltenden deutschen Regelwerkes denkbar, die erhöhten Anforderungen an die Kerbschlagzähigkeit beim Rammen auf geschweißte Konstruktionen zu beschränken. Die Wahl der Stahlgütegruppen nach DAST-Richtlinie 009 ist nur für geschweißte Konstruktionen festgelegt, während ENV 1993-5:1997

keine diesbezügliche Einschränkung für die Festlegung der erforderlichen Kerbschlagzähigkeit vornimmt.

Gegenüber TLS ist sowohl in DIN EN 10248 als auch in dem Zulassungsentwurf der Faltversuch entfallen.

Seite 11 der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung Nr. Z-30.1-7 vom (Entwurf 11.99)

**Tabelle 4. Schloßformen und Verhakungen**

<p><math>a</math> = Hakenbreite <math>b</math> = Schloßöffnung</p> <p>Verhakung <math>a_1 - b_2 &gt; 4</math> <math>a_2 - b_1 \geq 4</math></p>  <p>Form 1</p>	<p><math>a</math> = Keulenhöhe <math>b</math> = Schloßöffnung</p> <p>Verhakung <math>a - b \geq 4</math></p>  <p>Form 4</p>
<p><math>a</math> = Knopfbreite <math>b</math> = Schloßöffnung</p> <p>Verhakung <math>a - b \geq 4</math></p>  <p>Form 2</p>	<p><math>a</math> = Hakenbreite <math>b</math> = Schloßöffnung</p> <p>Verhakung <math>a_1 - b_2 \geq 6</math> <math>a_2 - b_1 \geq 6</math></p>  <p>Form 5</p>
<p><math>a</math> = Knopfbreite <math>b</math> = Schloßöffnung</p> <p>Verhakung <math>a_1 - b_2 &gt; 4</math> <math>a_2 - b_1 &gt; 4</math></p>  <p>Form 3</p>	<p><math>a</math> = Daumenbreite <math>b</math> = Schloßöffnung</p> <p>Verhakung <math>a_1 - b_2 \geq 7,0</math> <math>a_2 - b_1 \geq 7,0</math></p>  <p>Form 6</p>

**Tabelle 5. Schloßtoleranzen**

Form	Nennmaße (nach Profilzeichnungen)	Toleranzen der Nennmaße		
		Bezeichnung	plus [mm]	minus [mm]
1	Hakenbreite $a$	$\Delta a$	2,5	2,5
	Schloßöffnung $b$	$\Delta b$	2	2
2	Knopfbreite $a$	$\Delta a$	1	3
	Schloßöffnung $b$	$\Delta b$	3	1
3	Knopfbreite $a$	$\Delta a$	1,5 ... 2,5 <sup>1)</sup>	0,5
	Schloßöffnung $b$	$\Delta b$	4	0,5
4	Keulenhöhe $a$	$\Delta a$	1	3
	Schloßöffnung $b$	$\Delta b$	2	1
5	Krafthakenbreite $a$	$\Delta a$	1,5	3,5
	Schloßöffnung $b$	$\Delta b$	3	1,5
6	Daumenbreite $a$	$\Delta a$	2	3
	Schloßöffnung $b$	$\Delta b$	3	2

<sup>1)</sup> abhängig vom Profil

Bild 5

Wegen nicht korrekter Darstellungen in DIN EN 10248-2 werden in den Tabellen 4 und 5 des Zulassungsentwurfes entsprechend dem Hinweis in [4] die Schloßtoleranzen aus E67 in EAU1996 übernommen (Bild 5).

Die in [4] als Ergänzung zu den Abschnitten 3.1 und 3.2 von DIN EN 10248-2 für die Bestellung von Mehrfachbohlen geforderte Kopfbündigkeit wird in dem Zulassungsentwurf mit stärkerem Bezug auf den Anwendungsfall ausgeführt: Rammen mit Haube erfordert Kopfbündigkeit, Rammen mit Zange nicht.

Die Kennzeichnung der Spundbohlen erfolgt nach DIN EN 10248-1 und ist beim Trennen zu übertragen. Die Spundbohlen sind mit dem Ü-Zeichen zu kennzeichnen und mit einem Abnahmeprüfzeugnis 3.1.B zu liefern. Mit diesem Abnahmeprüfzeugnis wird die in E67 von EAU1996 für die Stähle mit Mindeststreckgrenzen größer als 355N/mm<sup>2</sup> geforderte Bescheinigung (Werkszeugnis, Abnahmeprüfprotokoll oder Abnahmeprüfzeugnis) konkretisiert.

#### 4. Konstruktion und Verarbeitung

Für die Konstruktion gelten die Regelungen von DIN18800-1:1990-11, EAU1996 und EAB-100 [11]. Für die zum Beispiel bei Abzweigen auftretenden Beanspruchungen in Dickenrichtung wird entsprechend E67 von EAU1996 auf die Maßnahmen von DASt-Richtlinie 014 zur Vermeidung von Terrassenbrüchen hingewiesen. Die von der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassungen Z-30.1-1 [12] übernommene, die DIN 18800-1:1990-11, EAU1996 und EAB-100 ergänzende Forderung nach Schrauben der Festigkeitsklasse 10.9 bei der Ausführung geschraubter Verbindungen dürfte sowohl

wegen der geringen Häufigkeit solcher Verbindungen als auch wegen der guten Verfügbarkeit dieser Verbindungsmittel ohne besondere Anstrengungen zu erfüllen sein.

Für die Verarbeitung gilt SEW088:1993-10 [13] und DIN 18800-7:1983-05 sowie die Herstellungsrichtlinie Stahlbau mit folgenden an der allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung [12] orientierten Ergänzungen:

- Schweißignung für Lichtbogenhand-, Unterpulver-, Schutzgasschweißung und Bolzenschweißung mit Hubzündung
- Großer Eignungsnachweis mit Zusatzprüfung für S390GP und/oder S430GP
- Verfahrensprüfung nach DIN EN 288 für Stumpfnähte und nach DVS-Richtlinie 1702 für Kehlnähte
- Verzicht auf ein Vorwärmen beim Schweißen, wenn Bauteiltemperatur bei Schweißbeginn über 0°C, Schweißverbindung vor raschem Abkühlen geschützt, Wasserstoffgehalt des Schweißgutes nicht größer als HD5 und das durch den CET-Wert ausgedrückte Kohlenstoffäquivalent je nach Blechdicke nicht größer als 0,34% bis 0,31% ist.
- Spannungsarmglühen bei 530°C bis 550°C

Die Regelung zum Vorwärmen stimmt mit der in Z-30.1-1 global überein. Im Detail wurde jedoch die obere Grenze des CET-Wertes in Abhängigkeit von der maximalen Dicke dargestellt, wobei der Wert in Z-30.1-1 als Extrapolationswert angesehen werden kann. Zudem ist die in Z-30.1-1 erhobene Forderung nach dem niedrigen Eigenspannungszustand entfallen, da angenommen wird, daß dieser bei Spundwänden in der Regel entsprochen wird.

Mit der Darstellung der in SEW088 unter der Überschrift „Schweißen“ behandelten Regeln zum Brennschneiden in einem

eigenen Abschnitt soll deutlich werden, daß diese Regeln allgemein gelten, zumal das thermische Schneiden im Anwendungsbereich von Spundwänden nicht nur der Schweißnahtvorbereitung dient.

Die Regelungen zur Warmumformung und zur Kaltumformung werden vollständig durch SEW088 abgedeckt.

#### 5. Bemessung

Die Bemessung erfolgt nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte nach DIN 18800-1, DIN 18800-2 und der Anpassungsrichtlinie Stahlbau sowie EAU1996 und EAB-100 mit den Teilsicherheitsbeiwerten von DIN V 1054-100 für Einwirkungen und Widerstandsgrößen des Bodens. Mit der Anwendung der in diesen Vorschriften und Empfehlungen angegebenen Bemessungsregeln ist auch eine Ausnutzung plastischer Reserven möglich. Da auf diese bereits in [14] ausführlich eingegangen wurde, wird hier auf eine Erörterung verzichtet.

Da das Verhältnis des charakteristischen Wertes der Zugfestigkeit zu dem der Streckgrenze bei S390GP mit  $490/390 = 1,26 > 1,20$  und bei S430GP mit  $510/390 = 1,19 \approx 1,20$  ist, trifft die Einschränkung von Element 726 von DIN 18800-1:1990-11 für die Ausnutzung der plastischen Reserven bei beiden in Rede stehenden Stahlsorten nicht zu.

Für die Stabilitätsnachweise nach dem Ersatzstabverfahren nach den Abschnitten 3.4.2.2 und 3.5.1 von DIN 18800-2:1990-11 wird wie in ENV 1993-5:1997-10 [8] die Knickspannungslinie d angesetzt.

Aufgrund der Versuchsergebnisse mit Kehlnahtverbindungen [15], [16] wird für den Abminderungsfaktor zur Ermittlung der Beanspruchbarkeit nicht durchgeschweißter Nähte (Kehlnähte) für

die Stahlsorte S430GP  $\gamma_w = 0,60$  angesetzt. Der Abminderungsfaktor  $\gamma_w = 0,65$  für die Stahlsorte S390GP ergab sich aufgrund einer vorsichtigen Interpolation zur Stahlsorte S355 mit  $\gamma_w = 0,80$ . (Eine lineare Interpolation auf der Grundlage der charakteristischen Werte der Streckgrenze ergibt 0,70 statt 0,65.) Da bei den in [16] behandelten Versuchskörpern die Länge der Flankenkehlnähte mit  $l/a \leq 50$  relativ klein war, wurde mit Rücksicht auf den möglichen negativen Einfluß der Schweißnahtlänge die rechnerisch ansetzbare Schweißnahtlänge für Flankenkehlnähte von 150a in DIN 18800-1:1990-11 auf 50a vermindert.

### 6. Zusammenfassung

Für die Verwendung von Spundbohlen aus den in DIN EN 10248 erfaßten höherfesten Stählen S390GP und S430GP fordert der Erlaß des Bundesministeriums für Verkehr eine allgemeine bauaufsichtliche Zulassung. Der Entwurf dieser Zulassung sieht die Verwendung dieser Spundbohlen bei vorwiegend ruhender Beanspruchung im Bereich klimabedingter Temperaturen vor. Als Regelungen, die über die Festlegungen in DIN EN 10248 hinausgehen, sind insbesondere die Anforderungen an die Kerbschlagzähigkeit und der Übereinstimmungsnachweis mit Bescheinigung der Werkstoffeigenschaften durch ein 3.1.B-Zeugnis zu nennen. Für die Verarbeitung werden ergänzend zu DIN 18800-7 und SEW088 weitere Regelungen für das Schweißen (Verfahren, Eignungsnachweis, Verzicht auf Vorwärmen) und Brennschneiden getroffen. Mit der Bemessung nach dem Konzept der Teilsicherheitsbeiwerte mit DIN 18800:1990-11

sowie EAU1996 und EAB-100 wird auch die Ausnutzung plastischer Reserven möglich. Die vorliegenden Versuchsergebnisse erfordern wie bei anderen Bauprodukten aus hochfesten Feinkornbaustählen sowohl bei dem Abminderungsfaktor für die Ermittlung der Beanspruchbarkeit von Kehlnähten als auch bei der rechnerisch maximal ansetzbaren Schweißnahtlänge eine Abminderung gegenüber den Werten von DIN 18800:1990-11, die im übrigen uneingeschränkt angewendet werden kann.

### 7. Schrifttum

[1] DIN EN 10248, Teil 1 (Technische Lieferbedingungen) und Teil 2 (Grenzabmaße und Formtoleranzen). August 1995.

[2] Technische Lieferbedingungen für Stahlpundbohlen. Fassung 1992. Bundesministerium für Verkehr. Bonn.

[3] Erlaß BW 21/70.22/7 BAW 97 des Bundesministeriums für Verkehr vom 10.09.1997. Bonn.

[4] Ergänzende Hinweise zur Anwendung von DIN EN 10248-1 und DIN EN 10248-2. Anlage zu [3].

[5] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU1996. 9. Auflage. Ernst & Sohn. Berlin, 1996.

[6] DIN EN 10113-2. Warmgewalzte Erzeugnisse aus schweißgeeigneten Feinkornbaustählen. Teil 2: Lieferbedingungen für normalgeglühte/normalisierend gewalzte Stähle. April 1993.

[7] Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen EAU1996. 8. Auflage. Ernst & Sohn. Berlin, 1990.

[8] ENV 1993-5; Eurocode 3: Design of steel structures. Part 5: Piling. Oktober 1997.

[9] Empfehlungen zur Wahl der Stahlsorte für geschweißte Stahlbauten. DASt-Richtlinie 009, Entwurf August 1998.

[10] Saal, H., und Wacker, M.: Karte der tiefsten Tagesmitteltemperaturen LODMAT für Deutschland. Bericht zum Forschungsvorhaben IV 1-5-710/93 des DIBt, Institut für Stahlbau und Holzbau, Universität Stuttgart, November 1993.

[11] Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ auf der Grundlage des Teilsicherheitskonzeptes, EAB-100. Ernst & Sohn. Berlin, 1996.

[12] Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z-30.1-1: Bauprodukte aus hochfesten schweißgeeigneten Feinkornbaustählen S460N und NL, S460NH und NLH, S690QL und S690QL1. DIBt, Berlin, 1998.

[13] SEW 088: Schweißgeeignete Feinkornbaustähle; Richtlinien für die Verarbeitung, besonders für das Schmelzschweißen. 4. Ausgabe, Oktober 1993.

[14] Sedlacek, G., und Hartmann-Linden, R.: Vorteile der neuen Bemessung von Stahlpundwänden nach Eurocode 3, Teil 5. Seiten 33 bis 42 in Dokumentation 542: Stahlpundwände (2) – Planung und Anwendung. Stahl-Informationszentrum, Düsseldorf, 1997.

[15] ENV 1993-1-1, Anhang D: Verwendung von Stahl S460 und S420. 1994.

[16] Eurocode No. 3. Design of Steel Structures. Part 1 – General Rules for Buildings. Background Documentation to Annex D. Document D.03: Evaluations of test results on welded connections made from FeE460 in order to obtain strength functions and suitable model factors. April 1990.



## Praxisgerechte Planung und Ausschreibung von Spundwandbauwerken – Vermeidung von Fehlern

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Victor Rizkallah, Hannover

### 1 Allgemeines

Wiederholt auftretende Bauschadensfälle in der Geotechnik, insbesondere im Spezialtiefbau, verursachen jährlich Schadenskosten von mehreren Milliarden DM (Bild 1). Diese für

bereits in der Vorerkundungs- und Planungsphase, bauschadensvermeidende Maßnahmen vorzusehen.

Die Planung und die Herstellung von Baugruben und Spundwandbauwerken ist, insbesondere aufgrund immer größerer Abmes-

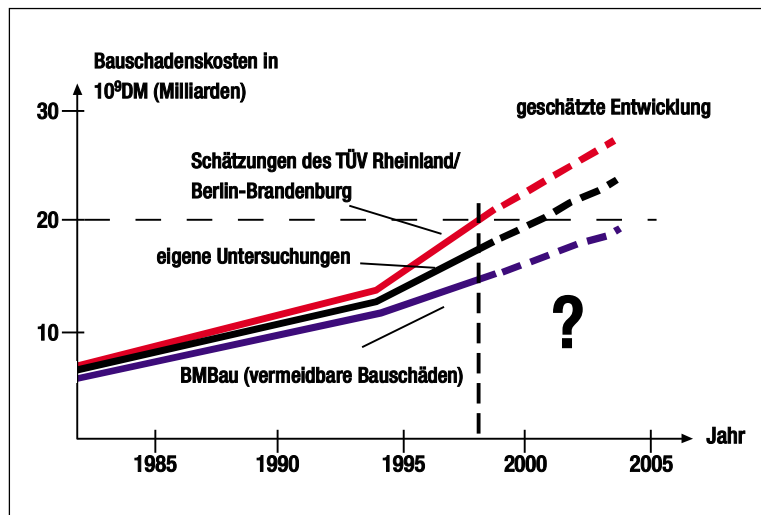


Bild 1: Entwicklungstendenz der Bauschadenskosten in Deutschland

die Volkswirtschaft belastenden Kosten gaben bereits Anfang der 80er Jahren Anlaß zu systematischer Bauschadensanalysen am Institut für Geotechnik (IGBE) der Universität Hannover auf diesem Gebiet. Bei einer Differenzierung der Bauschäden nach den Schadenskosten zeigte sich die Tendenz, daß Fehler aus dem Bereich der Planung und der Vorbereitung von Baumaßnahmen statistisch einen höheren Anteil an den Gesamtschadenskosten aufweisen, als nach der Häufigkeit ihres Auftretens zu erwarten wäre. Aufgrund dieser festgestellten Zusammenhänge ergab sich zwangsläufig die Forderung, möglichst frühzeitig im zeitlichen Ablauf einer Baumaßnahme, also

sungen und Tiefen, zu einer derart komplexen Aufgabe geworden, daß im organisatorischen und im

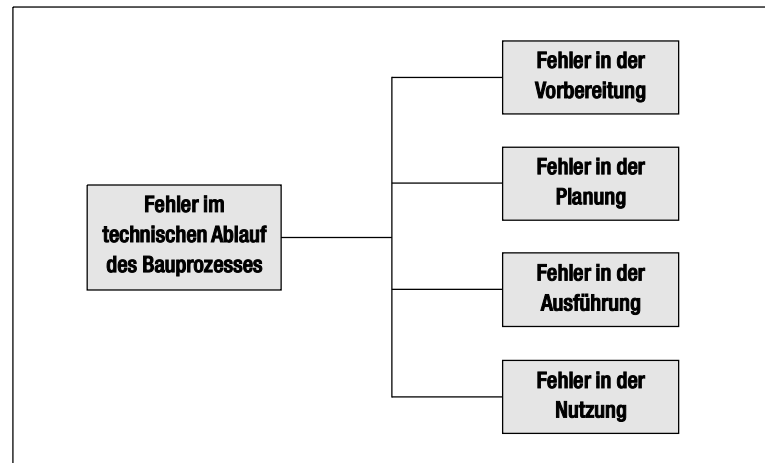


Bild 2: Mögliche Fehlerquellen im technischen Ablauf eines Bauprozesses

technischen Bereich die enge Kooperation von Experten verschiedener Fachgebiete erforderlich ist. Da jede Baugrubenkonstruktion ihre eigenen Besonderheiten bzw. Randbedingungen hat, läßt sich kein allgemeingültiges Rezept zur uneingeschränkten Beurteilung aller Arten von Konstruktionen angeben.

### 1.1 Verteilung der Fehlerquellen im Bauwesen

Zunächst ist zu bemerken, daß praktisch jedes Bauwerk als ein „Unikat“ gilt. Bauwerke unterscheiden sich z. B. im Zweck, in der Nutzung, in der Baukonstruktion, im Herstellungsverfahren, in der Art der verwendeten Baumaterialien oder im Standort. Selbst bei vergleichbaren Konstruktionen ergeben sich zwangsläufig – aufgrund voneinander abweichender Baugrundverhältnisse – gewisse Unterschiede.

Bei den in Bild 2 dargestellten Phasen eines Bauprozesses ist das Auftreten von Fehlern grundsätzlich möglich. Um Aussagen über eine Minimierung von Bauschäden zu treffen, ist eine Untersuchung der Fehler erforderlich (Bild 3). Entsprechend der aufgezeigten Ebenen wird hierzu eine Klassifizierung mit den dort dargestellten Bereichen vorgenommen.



Bei einer Analyse von Bauschadensfällen ist neben der Erfassung der Art und der Kosten von Einzelschäden insbesondere der Anteil einzelner Bauschadensquellen an der Entstehung bauschadensrelevanter Fehler zu untersuchen. Zu diesem Zweck wurden Ablaufschemata entwickelt, die grundlegende schadensrelevante Zusammenhänge nachweislich aufzeigen. Diese Ablaufschemata sind methodisch so aufgebaut, daß eine systematische Rückverfolgung von Fehlern bis zur Bauschadensquelle ermöglicht wird.

oder in deren Einflußbereich führen.

Durch die Bauschadensursachen kann man schadensrelevante Versagensmechanismen für einzelne Bauteile oder für ganze Systeme beschreiben. Die Zusammenhänge, die zum Eintreten des Versagensmechanismus geführt haben, können aber noch nicht erfaßt werden. Hierzu ist eine Untersuchung der Bauschadensquellen erforderlich. Bauschadensquellen sind Vorgänge, Ereignisse und/oder Umstände, die den physikalisch technisch begründ-

durch die Aussage „Mindestens ein „großer“ oder mehrere „kleine“ Fehler führen zu einem Mangel, durch den ein Bauschaden entstehen kann“ beschrieben werden. Grundlegende Überlegungen hierzu werden aus Bild 4 deutlich.

Vereinfachend kann daher das Auftreten eines Schadens auch als Folge einer Summe einzelner Fehler begründet werden. Grundsätzlich muß jedoch nicht jeder Fehler zwangsläufig zu einem Bauschaden führen, da er innerhalb des Gesamtsystems „kompensiert“ werden kann (siehe z. B. Bild 4, Knotenpunkt 5 in der Fehlerebene). Der Einfluß eines oder mehrerer Fehler auf einen Schaden ist abhängig von den Eigenschaften des Gesamtsystems. Der Bauprozess mit den einzelnen Phasen von der Vorerkundung bis zur Bauausführung kann als ein Gesamtsystem betrachtet werden, in dem Fehler ausgeglichen werden können, da in dem Gesamtsystem gewisse Sicherheiten vorhanden sind.

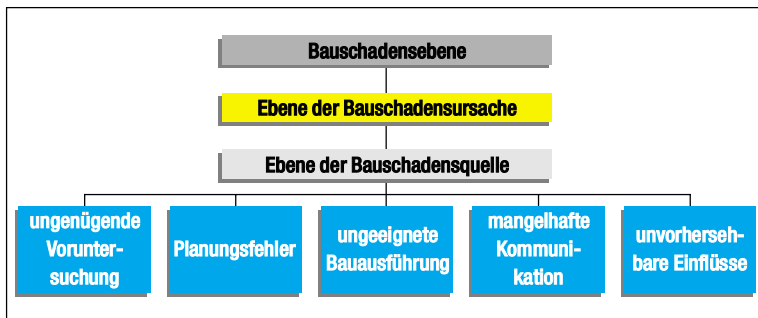


Bild 3: Bauschadensebene und Bereiche für die Auswertung von Bauschäden

„Jedes Problem, das untersucht wird, ist in so viele Teile zu teilen, wie es nötig ist, um es leichter zu lösen“ (DESCARTES 1637). Diese Regel von DESCARTES wird bei der Bauschadensanalyse mehrfach angewendet. Die einzelnen Bauschadensfälle werden soweit aufgegliedert, daß sie in klassifizierbare Gruppen mit bestimmten Merkmalen eingeteilt werden können. Durch diese Vorgehensweise kann man Fehlerquellen aufdecken und allgemeingültige Aussagen zu bauschadensrelevanten Faktoren ableiten. Dadurch wurde es möglich, bestimmte Vergleichbarkeiten der Bauschadensfälle anhand spezieller Beurteilungsmerkmale herauszufiltern.

Hierbei werden unter dem Begriff Bauschadensursachen diejenigen bautechnischen oder physikalische Faktoren verstanden, die unmittelbar auf die Baumaßnahme wirken und zum Eintreten von Bauschäden auf der Baustelle

baren Schadenshergang eintreten lassen. In den Bauschadensquellen liegen die eigentlichen Fehlerquellen, die das Wirksamwerden einer Bauschadensursache erst ermöglichen und damit einen Bauschaden „induzieren“.

Als ein Beispiel für die verschiedenen untersuchten Gebiete werden hier Untersuchungen zu den Fehlern aus unzureichender Voruntersuchung bei Spundwandbauwerken exemplarisch herausgegriffen und in Bild 5 dargestellt.

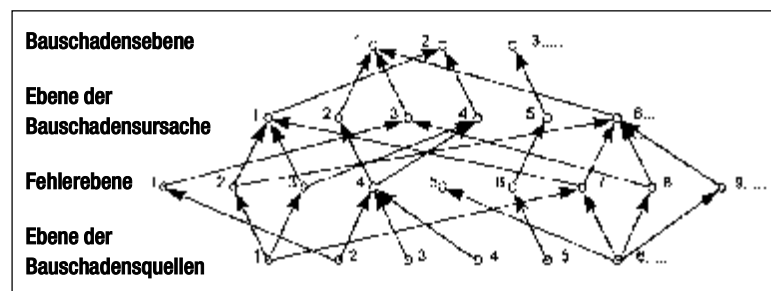


Bild 4: Darstellung der Zusammenhänge der verschiedenen Fehler Ebenen

Die Entstehung eines Bauschadens vollzieht sich nicht zufällig, sondern durch das Zusammenwirken verschiedener Faktoren und Umstände. Diese teilweise recht komplexen Zusammenhänge können vereinfachend

Aus dem Bereich der stationären Produktionsindustrie (z. B. Maschinenbau, Elektrotechnik, Kunststofftechnik) ist die „Zehnerregel für Fehlerkosten“ bekannt. Diese Regel besagt, daß die Kosteneinsparung bei Betrachtung

Die Kosten der gesamten Systemkosten um so größer ist, je früher im Arbeitsablauf ein Qualitätsfehler festgestellt und beseitigt oder gar vermieden wird.

„Mechanik“ hinter einem solchen Ereignis zu verstehen, gelangt man sehr schnell zu einer komplexen Struktur. Es ist jedoch erkennbar, daß es zu einer Art „Teufelskreis“

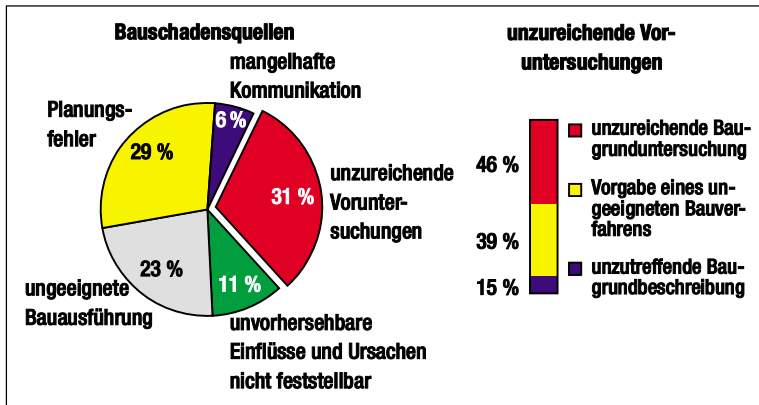


Bild 5: Fehler aus unzureichender Voruntersuchung bei Spundwandbauwerken

Dabei wird von einer Verzehnfachung der Kosten für die Fehlerbeseitigung beim Wechsel in zeitlich fortschreitende Phasen von der Produktentwicklung bis zur Nutzung des Produktes ausgegangen (Bild 6). Die Zehnerregel belegt eindeutig, daß es wirtschaftlicher ist, potentielle Fehler rechtzeitig zu vermeiden, statt aufgetretene Fehler zu beseitigen.

kommen kann. Wird ein Schaden erkannt, so führt dies grundsätzlich zu Mehrkosten und zu einem Zeitverlust. Dies begünstigt unter Umständen das Auftreten von weiteren Fehlern, bedingt durch nachlässiges und hastiges Arbeiten (verstärkter Termindruck). Je früher der Schaden jedoch erkannt und behoben werden kann, desto geringer werden diese Kosten aus-

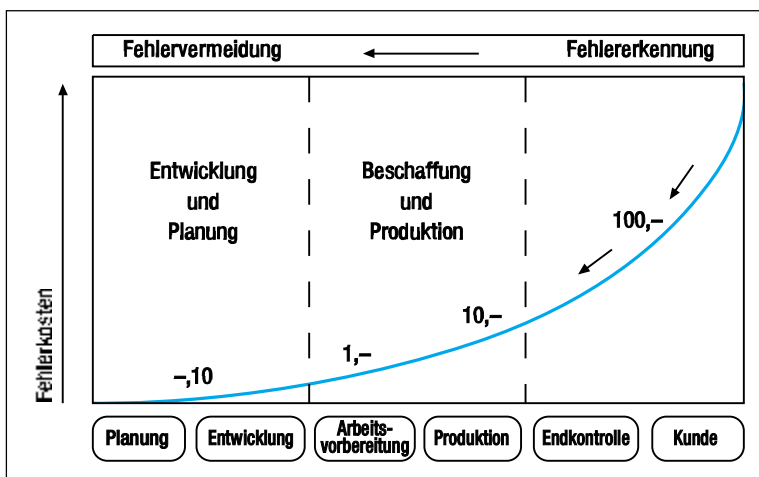


Bild 6: „Zehnerregel“ für Fehlerkosten in der stationären Produktionsindustrie

Bei dem Versuch, ausgehend von einem Fehler in der Planungs- und Vorbereitungsphase, eine Ereigniskette zu erstellen, um die

fallen. Folglich ist es immer am effektivsten Fehler in der Entwicklungs- bzw. Vorplanungsphase und Planungsphase zu vermeiden.

Die Zahlen der vorab genannten Studie zeigen eindeutig, daß die Fehler mit den höchsten Kosten vor Beginn der eigentlichen Baumaßnahme entstehen, und zwar in den Köpfen der Planenden. Daher ist es naheliegend sich verstärkt auf die Planungs- und Ausschreibungsfehler zu konzentrieren. Ein vermiedener Bauschaden aufgrund von Planungsfehlern verringert das Schadensvolumen wahrscheinlich stärker als ein verhinderteter Ausführungsfehler.

## 2 Fehler im Ablauf des Bauprozesses

### 2.1 Allgemeines

Fehler im Ablauf eines Bauprozesses sind erfahrungsgemäß auf fehlende, fehlerhafte und/oder unvollständige Unterlagen für die Ausführung und Nutzung des zu bauenden Objekts zurückzuführen. Aber auch menschliches Fehlverhalten, fehlende Regeln, falsche Anweisungen und dergleichen können Fehler auslösen, die sich weitgehend durch gezielt eingreifende Maßnahmen verhüten lassen, um klare und eindeutige Verhältnisse im Ablauf von Vorgängen der Entwicklungs- bzw. Vorplanungs- und Planungsphase erzeugen.

### 2.2 Fehlerquellen in der Entwicklungs- bzw. Vorplanungsphase

Diese Phase wird meist im Vergleich zu den anderen Phasen des Bauprozesses unterschätzt, obwohl bereits hier weitreichende Entscheidungen getroffen werden. Hier sollten die Aufgaben klar und eindeutig formuliert, und Entscheidungen über den Bauwerkszweck, sowie über Fragen der Gebrauchsfähigkeit und Stand-

sicherheit eines Bauvorhabens usw. nur von kompetenten Experten gemacht werden.

Durch systematischen Einsatz im Bauprozess könnten die in Bild 7 aufgeführten Fehler weitgehend vermieden werden.

### 2.2.1 Baugrunderkundungen (Baugrundaufbau)

Einer der wichtigsten Faktoren in der frühen Phase eines Bauablaufes ist die Durchführung von

für Geotechnik, die erforderlichen Untersuchungen zu planen, die fachgerechte Ausführung der Aufschlüsse und der Feld- und Laboruntersuchungen zu überwachen, die maßgeblichen Bodenkenngrößen anzugeben, die sich aus dem Untersuchungsbefund ergebenden Folgerungen für die Planung, Ausschreibung und Ausführung zu ziehen...“ (DIN V 1054-100, 8.2)

Für die Planung einer Baugrubenumschließung muß jedoch

Verpreßkörpers besonders wichtig. Bei Baugruben müssen jedoch in der Regel weitere Untersuchungen durchgeführt werden. Für Spundwände ist die Beurteilung der Rammbarkeit des Bodens zusätzlich von Bedeutung.

#### Hierzu ein einfaches Beispiel:

Im Rahmen einer Erkundung für eine Spundwandbaumaßnahme wurde ein relativ einfacher Baugrundaufbau „idealisiert dargestellt“. Im Baugrundaufbau war eine Tonschicht vorhanden. Dieser Ton wird im Bohrprofil, das als Planungsgrundlage für die Wahl des Bauverfahrens dient, für jeden ersichtlich dargestellt. Wenn jedoch keine Angaben über die Konsistenz dieses Tones enthalten sind oder vergessen wurden, kann allein diese fehlende Angabe auf die Wahl des Bauverfahrens spürbare negative Einflüsse haben. Ist der Ton zu „weich“, kann es Probleme bei der Dichtigkeit des Verbaus geben; ist er zu fest, treten nennenswerte Schwierigkeiten bezüglich der Rammbarkeit auf, eine Einbringung der Spundbohlen auf Solltiefe ist kaum noch möglich.

Insbesondere in dicht bebauten Wohngebieten von Innenstädten hat die Herstellung einer Baugrube fast immer Auswirkungen auf die benachbarte Bebauung. Bei der Herstellung von Bau-

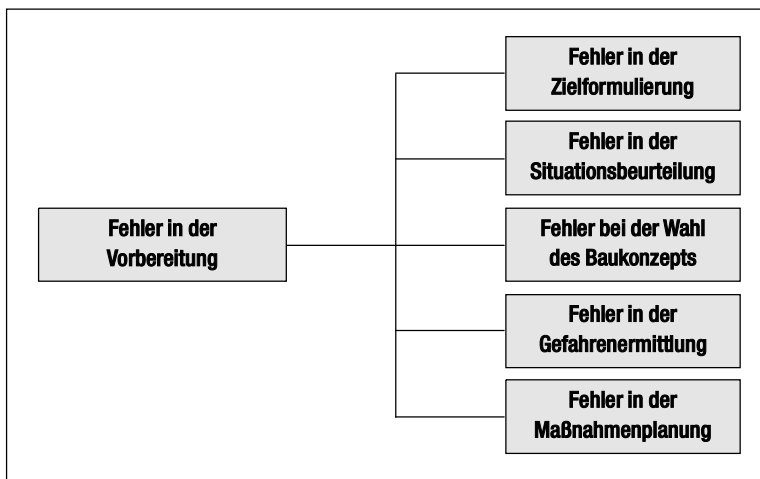


Bild 7: Mögliche Fehlerquellen in der Vorbereitungsphase

Baugrunderkundungen. Für die Wahl und Ausführung eines geeigneten Baugrubenverbaus ist die rechtzeitige Kenntnis des Baugrundaufbaus sowie der bodenmechanischen Eigenschaften der einzelnen Schichten von besonderer Wichtigkeit. Die Grundlagen für die Gebrauchstauglichkeit und die Standsicherheit einer Baugrubenumschließung werden bereits in der Planungsphase einer Baumaßnahme entschieden. Eine genaue Kenntnis der Baugrundeigenschaften ist eine unabdingbare Voraussetzung für wirtschaftliches und sicheres Bauen. Mindestanforderungen an Baugrunderkundungen sind in der DIN 1054-100 enthalten, dort heißt es u. a.:

„Vor der Bauausführung ist es die Aufgabe des Sachverständigen

auch der Baugrund außerhalb der Gründungsfläche erkundet werden. Für rückverankerte Baugrubenwände ist die Kenntnis des Baugrundaufbaus im Bereich des

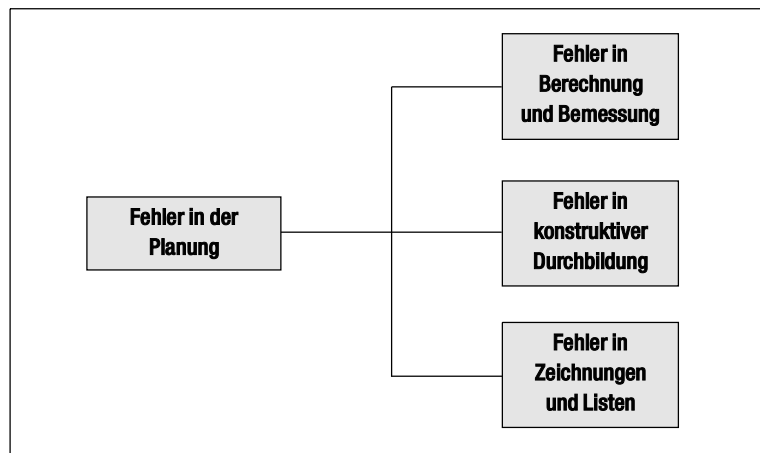


Bild 8: Mögliche Fehlerquellen in der Planungsphase

gruben ist eine Einwirkung auf die Nachbargrundstücke auch bei Einhaltung aller einschlägigen Vorschriften und den allgemein anerkannten Regeln der Technik nicht immer auszuschließen.

### 2.3 Fehler in der Planungsphase

Die Entscheidungen über die in der Entwicklungs- bzw. Vorplanungsphase festgestellten Einwirkungen und Einflüsse auf die einzelnen Bauwerkskomponenten werden in der Planungsphase durch Berechnung, konstruktiven Durchbildung und graphischen Darstellung der Bauwerksbauteile konkretisiert. Diesen Gegebenheiten folgend wird die Planungsphase in die in Bild 8 dargestellten Bereiche unterteilt.

Fehler in Berechnung und Bemessung sind oft einfache Fehler, wie z. B. fehlerhafte Wahl des statischen Systems, unzutreffende Annahmen oder unberücksichtigte Lasteinwirkungen, Verwechslung von Zahlen, unzureichende oder mißverständliche Darstellung von Ergebnissen usw.

Diese Fehler kann man in folgende drei Grundarten gliedern: **Fehlende, unvollständige und/oder fehlerhafte Berechnungen.**

Diese Fehler lassen sich durch folgende Berechnungsprinzipien weitgehend vermeiden:

- Die Berechnung so aufstellen, daß sie für Dritte einfach und verständlich ist.
- Die Berechnung soll transparent und für Dritte gut nachvollziehbar sein.
- Evtl. Änderungen sind zu begründen und zu kommentieren.

Statisch nicht nachgewiesene Bauwerksteile sind immer in konstruktiver Hinsicht zu untersuchen. Dabei sind die rechnerisch nicht erfaßten Einwirkungen auch zu beachten. Die konstruktive Durchbildung muß die Anforderungen der Ausführung bzw. der Nutzung berücksichtigen, z. B.

minimale, durch Nutzung bzw. Herstellung bedingten Abmessungen, ausreichende Platzverhältnisse, eindeutige Zuordnung von Angaben bezüglich Geometrie und Lage zur Vermeidung von Verwechslungen bei der Bauausführung.

Fehler in Zeichnungen und Listen können bei der Erstellung von Angebots-, Architekten-, Rammplänen, Stücklisten usw. entstehen. Diese zeigen sich durch fehlende oder nicht eindeutig identifizierbare Zeichnungen, durch Zeichnungen auf der ganze Abschnitte oder Bauteile nicht vorhanden sind, durch fehlerhafte

Verfahrens als besonders zweckmäßig, um evtl. Mängel in der Voruntersuchung und Planung weitgehend auszuschließen.

### 2.4 Fehler im kommunikativen und organisatorischen Bereich

Die Organisation zur Planung einer Bauleistung wirkt sich nicht nur auf eine Verteilung von Arbeitskräften und Ressourcen, sondern auch wesentlich auf die Kommunikation aus. Hierbei läßt sich eine Fehlerstruktur gemäß Bild 9 erkennen.

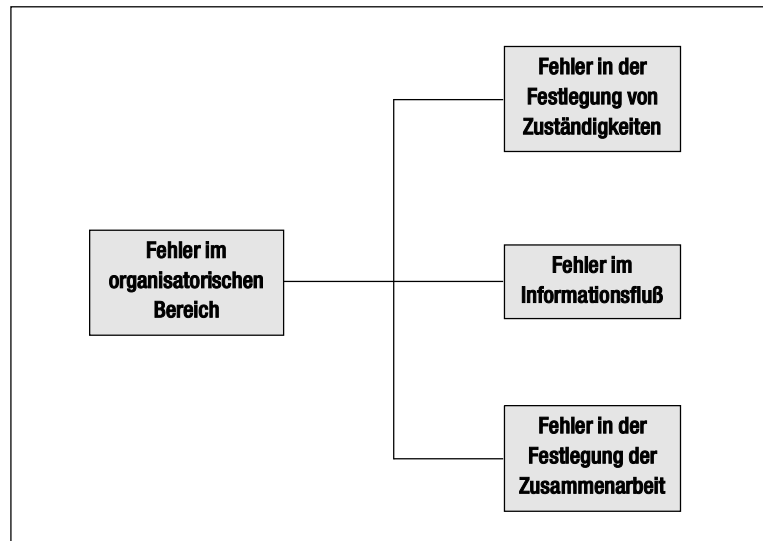


Bild 9: Mögliche Fehlerquellen im organisatorischen Bereich

einzelne Details usw. Die Zeichnungen und Pläne sollten so dargestellt werden, daß sie auch vom Polier auf der Baustelle richtig verstanden werden.

In der Planung lassen sich bei Beachtung der Eignung des Bauverfahrens wichtige Eigenschaften erkennen, die unbedingt beachtet werden müssen. Besonders wichtig ist die Einhaltung in Bezug auf den Einsatzbereich, Geräteinsatz, Materialeinsatz sowie notwendige Bodeneigenschaften. Hier erweist sich ein Vergleich der Angaben des Baugrundgutachters mit den Angaben zur Eignung des gewählten

Während eines Bauprozesses werden in der Regel mehrere Organisationen an der Verwirklichung eines Zieles beteiligt. Dieser zeitlich begrenzte Zusammenschluß von mehreren Unternehmensorganisationen, Verwaltungsorganisationen und Einzelpersonen zur Verwirklichung eines Bauvorhabens, wird hier als Projektorganisation bezeichnet. Deren Form und Zusammensetzung ist von der Zielsetzung und der Art der Ausführung des Bauvorhabens abhängig und muß von Projekt zu Projekt neu bestimmt werden.

Es ist offensichtlich, daß der Einfluß von Störungen im technischen Bauablauf gering gehalten werden muß, um einen fehlerfreien Informationsfluß zu gewährleisten. Unerlässlich für ein funktionierendes Kommunikationssystem ist dessen klare Definition und konsequente Anwendung. Hierbei ist die Anzahl der Kommunikationsvorgänge auf ein Minimum zu reduzieren. Die Kommunikationsstruktur ist so zu gestalten, daß die Kommunikationszentren möglichst wenig ungerichtete Beziehungen aufweisen.

Um einen reibungslosen Ablauf zu erreichen ist jeder Beteiligte zur Zusammenarbeit verpflichtet. Zusammenarbeit besteht in einer aktiven Beteiligung („Mitdenken“) und in einer sorgfältigen Überbrückung von Nahtstellen. Dies kann unterstützt werden, indem die Anfangs- und Abschlußbedingungen genau festgelegt werden. Durch deren Festlegung und Überprüfung werden bereits verschiedene Fehler der vorherigen Aktivität erkannt und beseitigt.

### 3 Fehlerentdeckung durch Kontrollen und Korrekturen

#### 3.1 Allgemeines

Da man praktisch Fehler nie vollständig vermeiden kann, müssen eventuell entstandene Fehler durch Kontrollen entdeckt und durch Korrekturen behoben werden. Die so rechtzeitig entdeckten Fehler können oft mit kleinem Aufwand korrigiert werden und es werden größere Folgeschäden vermieden. Kontrollen finden heute im Bauprozess an vielen Stellen statt, greifen aber häufig leider nicht an den neuralgischen Punkten an. Häufig wird nur das kontrolliert, was sich

leicht kontrollieren läßt. Das führt dazu, daß die Effizienz solcher Kontrollen in Frage gestellt werden muß und erfordert einen systematischeren Einsatz geeigneter Kontrollen in der Planung und der Durchführung von Kontrollen.

Wie ausführlich solche Kontrollen ins Detail gehen, ist von der Komplexität des Bauvorhabens abhängig. Beim Erarbeiten solcher Kontrollpläne sollten zu den einzelnen Arbeitsvorgängen bedacht werden, an welchen Stellen welche Fehler auftreten könnten. Dort ist dann auch der Ansatzpunkt für effektive Kontrollen.

#### 3.2 Ansätze und Methoden zur Minimierung von Fehlern in der Baupraxis

Aus den Ergebnissen der Forschungstätigkeiten im Rahmen der Analyse von Bauschäden sind am IGBE der Universität Hannover

emente bei der Planung und Ausführung von Spezialtiefbaumaßnahmen. Sie wurden für den Einsatz in kleinen und mittleren Bauunternehmen, in der Bauverwaltung und in Ingenieurbüros konzipiert. Auf Basis dieser Erkenntnisse wurde – als ein weiteres Hilfsmittel zur Minimierung von Bauschäden – eine Methodik zur Analyse des Restrisikos von Baumaßnahmen erarbeitet.

Die Abschätzung des Restrisikos einer Baumaßnahme soll eine Beurteilung und eine Aussage über die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Bauschäden ermöglichen. Die Randbedingungen der Planung und Ausführung von Baumaßnahmen werden dabei beachtet. Die Notwendigkeit von zusätzlichen Maßnahmen oder Änderungen bei der Ausführung der einzelnen Arbeitsschritte einer Bauphase kann aus den Ergebnissen der Restrisikoabschätzung rechtzeitig abgeleitet werden.

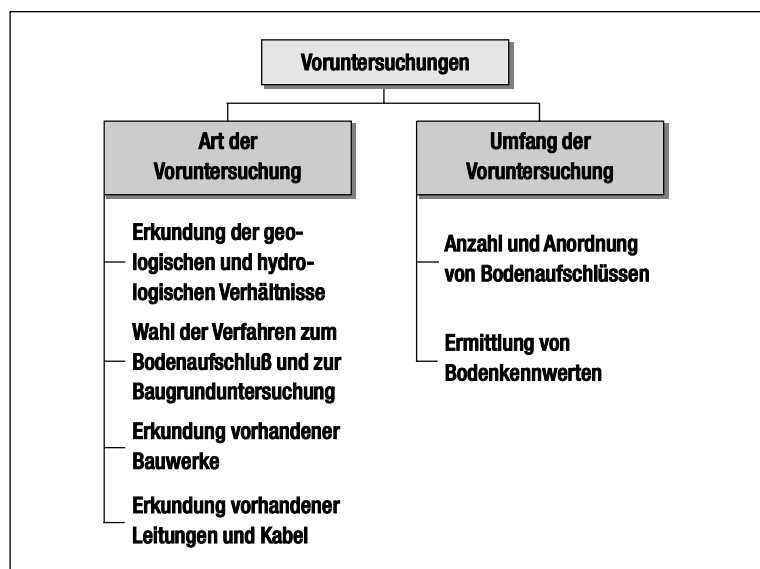


Bild 10: Einteilung der Bauschadensquelle „Voruntersuchungen“ in einzelne Arbeitsschritte

Checklisten für verschiedene Bauverfahren im Spezialtiefbau erstellt worden, die fortgeschrieben und regelmäßig weiterentwickelt werden. Diese Checklisten dienen als unterstützende Instru-

Für die Risikoabschätzung werden die einzelnen Tätigkeiten und Prozesse als „Teile“ definiert, die fehlerbehaftet sein können. Sie werden jeweils unabhängig voneinander hinsichtlich ihres



bauschadensinduzierenden Einflusses bewertet. Mit diesen Teileinflüssen kann das Restrisiko einer Baumaßnahme mit vorgegebenen Eingangsparametern abgeschätzt werden.

Durch weitergehende Aufgliederung gelangt man zu bewertungsfähigen Arbeitsschritte, die für die Restrisikoabschätzung von besonderer Bedeutung sind (vgl. **Bilder 10 und 11**). Eine weitere Detaillierung und Ergänzung unter Berücksichtigung praxisrelevanter Gesichtspunkte ist durchaus möglich.

Weite Teile der Ergebnisse dieser Forschungsarbeit wurden in einem wissensbasierten Computerprogramm zusammengeführt. Das Programm beinhaltet neben Komponenten der Checklisten und weiterführenden Untersuchungen der baubetrieblichen Systematik sowie den Ergebnissen von Sensibilitätsbetrachtungen planerischer Schritte auch ein Modell zur Abschätzung eines

densrelevanter Einflüsse aus der Voruntersuchung, aus Planungsfehlern und aus Kommunikationsfehlern.

### 4 Zusammenfassung

Aufgrund der weltweit fortschreitenden bau- und verfahrenstechnischen Entwicklungen werden die Bauabläufe zunehmend komplexer. Wegen der damit verbundenen erhöhten Fehlerwahrscheinlichkeit steigt zwangsläufig das Risiko des Auftretens eines Bauschadens. Einer wirksamen Reduzierung von Bauschäden sowie einer Senkung der notwendigen Sanierungskosten ist daher ein besonders hoher Stellenwert beizumessen.

Um wirksame Maßnahmen zur Reduzierung von Fehlern und zur Minimierung von Bauschäden rechtzeitig entwickeln zu können, war eine grundlegende Untersuchung der Thematik erforderlich.

Hilfsmittel zur Schadensprophylaxe. Diese Hilfsmittel wurden für den Einsatz in der Planung und im Bauablauf in kleineren und mittelständischen Unternehmen, bei Planungsbüros, bei Architekten und in der Bauverwaltung konzipiert. Dadurch können Fehlerquellen und Schadensrisiken bereits während der Planung rechtzeitig erkannt und minimiert werden.

Dies Ansätze allein sind jedoch für die hier betrachtete Problematik nicht ausreichend. Großer Handlungsbedarf auf dem Gebiet der Stahlpundwände liegt zukünftig auch in der „Grauzone“ zwischen den allgemein vorgeschriebenen Angaben eines Baugrundgutachtens und den verfahrensspezifischen Bodenvoraussetzungen. Hierzu kann auch die Weiterentwicklung von wissensbasierten Systemen (Expertensystem) beitragen.

Grundsätzlich ist es festzustellen, daß es unwahrscheinlich ist, fehlerfrei zu planen und zu bauen. Daher wird immer der Bedarf bestehen, Kontrollsysteme, insbesondere im planerischen Bereich, weiterzuentwickeln zu unterhalten, mit deren Hilfe man eventuell unterlaufene Fehler noch rechtzeitig zu erkennen und zu korrigieren.

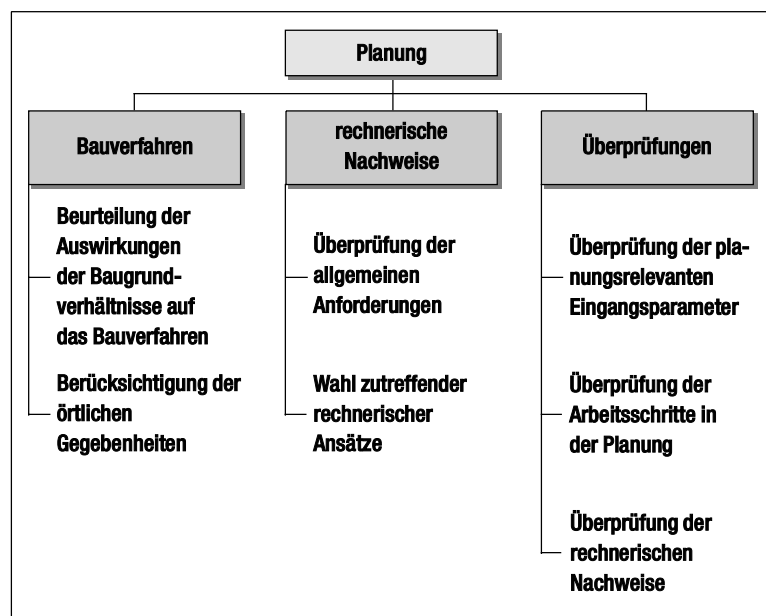


Bild 11: Einteilung der Bauschadensquelle „Planung“ in einzelne Arbeitsschritte

Risikogrades von Spezialtiefbau- maßnahmen. Das wissensbasierte Computerprogramm dient dem frühzeitigen Erkennen, der Vermeidung, bzw. zur Minimierung scha-

Die Erforschung komplexer bauschadensrelevanter Zusammenhänge am IGBE der Universität Hannover lieferte Methoden zur Analyse von Bauschäden und

### 5 Literatur

Bischoff A.  
Informieren, Beteiligen, Kooperieren: Kommunikation in Planungsprozessen; Kommunikation im Planungsprozeß Band 1; Dortmund; Dortmunder Vertrieb für Bau- und Planungsliteratur; 1995

Brandenberger J.  
Ablaufplanung im Bauwesen; 3. überarb. und aktualisierte Aufl.; Institut für Bauplanung und Baubetrieb ETH Zürich, Baufachverlag; 1993

- Döbbelin, J. et al.  
Schadensvermeidung bei Baugrubensicherungen, Institut für Bauschadensforschung e. V., Hannover, Heft 13, Eigenverlag, 1997
- Goebel J.  
Kooperation der Beteiligten am Bauprojekt auf der Grundlage eines gemeinsamen Informationssystems; Dissertation; Universität der Bundeswehr München; Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen; 1995
- Godehart, K. et al.  
Zur Abschätzung des Restrisikos einer Baumaßnahme, Institut für Bauschadensforschung e. V., Hannover, Heft 11, Eigenverlag, 1995
- Jakob J.  
Leitfaden bei Bauschäden: Ursache und Verantwortlichkeit aus technischer und juristischer Sicht; 1. Auflage; Düsseldorf; Werner-Verlag; 1976
- Kalusche W.  
Koordination und Integration in der Bauplanung, Deutsche Bauzeitung, 11/96, S. 177-181
- Losansky, G.  
Analyse und quantitative Beurteilung von Personen- und Sachschäden bei Baugruben-, Graben-, Unterfangungs- und Gebäudesicherungsarbeiten, Dissertation, Dortmund, 1989
- Matousek M.  
Gewährleistung der Sicherheit von Bauwerken- ein alle Bereiche des Bauprozesses erfassendes Konzept; Bericht Nr. 140; Institut für Baustatik und Konstruktion ETH Zürich; Basel; Birkhäuser Verlag; 1983
- Müller U.  
Methodische Überlegungen zur Ablaufsteuerung von Bauplanungs- und Bauentwurfsvorgängen, angestellt auf der Grundlage von Fallstudien; Dissertation; Fachbereich 14
- Konstruktiver Ingenieurbau der Technischen Hochschule Darmstadt;  
1977
- Pfeifer G.  
Schaden im Entwurf ?, Der Architekt 10/98, S. 56-58
- Rizkallah, V. et al.  
Bauschäden im Spezialtiefbau, Institut für Bauschadensforschung e. V., Heft 3, Eigenverlag, Hannover, 1990
- Rizkallah, V.  
Bauschäden bei unsachgemäßem Einsatz von Stahlspundbohlen - Empfehlungen zur Schadensvermeidung -, Geotechnik, Jg. 15, Nr. 4, S. 243-246, 1992
- Rizkallah, V. et al.  
Geböschte Baugruben / Baugruben mit Stahlspundwänden, Institut für Bauschadensforschung e. V., Heft 4, Eigenverlag, Hannover, 1991

## Fachgerechte Planung und Ausschreibung von Spundwandbauwerken – Altlast Gewerbepark Bingen-Ost

Dr.-Ing. N.-Ch. Lund, Kaiserslautern

Planungsleistungen und Baumaßnahmen durchzuführen, wobei an dieser Stelle auf die Planung und Ausführung der Altlastensanierung eingegangen wird.

Der sehr enge Terminplan begründete sich mit den

### Vorbemerkungen

Um in der Region neue Arbeitsplätze zu schaffen, strebt die Stadt Bingen/Rhein die Neuansiedlung von Industrie- und Gewerbebetrieben auf dem ehemaligen Betriebsgelände der Firma Richtberg und einer südlichen Erweiterungsfläche an. Das Gelände ist rd. 40 ha groß und ist durch eine herausragende Verkehrsanbindung (Straße, Schiene, Wasser) gekennzeichnet (Abb. 1).

Zur Vorbereitung der Neuansiedlung der Betriebe waren im Zeitraum Juli 1997 bis November 1998 die in Tab. 1 genannten

Vorgang	Zeit									
	07/97	09/97	11/97	01/98	03/98	05/98	07/98	09/98	11/98	
<b>ALTLASTENSANIERUNG</b>										
Sanierungsplan										
Diskussion Behörden										
Genehmigung					◆ 28.11.97					
Ausführungsplanung										
Ausschreibung					◆ 05.12.97					
Bauftragung						◆ 28.01.98				
Baubeginn						◆ 25.02.98				
Bauausführung										
Sanierungsende									◆ 30.09.98	
<b>BAULEITPLANUNG</b>										
<b>ERSCHLIESSUNG</b>										
Planung										
Bauausführung										
<b>BAUBEGINN INVESTOR</b>								◆ 30.05.98		

Tab. 1 Zeitplan Entwicklung Gewerbepark Bingen-Ost



Abb. 1 Lageplan Gewerbepark Bingen-Ost

Ansiedlungsplänen des ersten Investors. Dieser Investor errichtete teilweise parallel und bis Juni 1999 im südlichen Teil des Gewerbeparks, auf einer Fläche von 20 ha ein Logistikzentrum. Die Baufläche für dieses Zentrum musste zum 30.05.98 altlastenfrei übergeben werden.

### Lage des Standortes und Umgebung

Der Gewerbepark Bingen-Ost liegt östlich des Zentrums der Stadt Bingen, am westlichen Ortsrand des Stadtteils Gaulsheim. Westlich wird das Gelände von der Bundesbahnstrecke Bingen - Bad Kreuznach begrenzt, nördlich von der Bahnstrecke Mainz - Bingen und südlich von der Bundesstraße B9 (Abb. 1).

Die nächstgelegene Wohnbebauung des Stadtteils Gaulsheim befindet sich in einem Abstand von knapp 70 m. Das Rheinufer liegt nördlich im Abstand von 300 - 500 m.

## Geologie und Hydrogeologie

Unter einer bis zu ca. 2 m mächtigen, sandigen Auffüllung (teilweise mit Fundamentresten durchsetzt) stehen im Gewerbepark Bingen-Ost sandig-kiesige Flussablagerungen des Rheins mit einer Mächtigkeit von 6 - 7 m an. Die Flussablagerungen sind mitteldicht gelagert. Unter den Flussablagerungen wird ein fester Rupelton angetroffen, der einen Grundwasserstauer darstellt und eine Mächtigkeit von > 15 m aufweist.

Das Grundwasser steht ca. 2 m unter der Geländeoberkante (GOK) an und strömt im gut durchlässigen, oberen Grundwasserleiter Richtung Norden (zum Rhein hin).

## Untergrundkontamination und Abfallstoffe

Die Firma Richtberg produzierte auf ihrem Betriebsgelände bis zum Ende der 80ziger Jahre Eisenbahnschwellen und Telegraphenmasten. Hieraus resultierten:

- Eine Kontamination des Bodens mit polycyclischen aromatischen Kohlenwasserstoffen und Schwermetallen (Imprägnierung = Behandlung der Holzprodukte mit Teerölen, Kyanisierung = Behandlung mit quecksilberhaltigen Lösungen). Neben einzelnen großflächigen Belastungsschwerpunkten (z. B. Bereich Teeröltanks, Kyanisierungsbecken) mit hohen Schadstoffbelastungen bis zum Grundwasserstauer wurden im Rahmen verschiedener Erkundungsmaßnahmen auch diffus verteilte lokale Belastungen bis ca. 1 m unter GOK nachgewiesen.
- Eine Betriebsdeponie am Südrand des Grundstückes mit einem Volumen von rd. 40.000 m<sup>3</sup> (i. w. Bauschutt, kontaminierter Boden, Eisenbahnschwellen).

- Eine Teerölphase auf dem Grundwasserstauer, die im Zentrum eine Mächtigkeit von bis zu 1 m aufweist.
- Eine Grundwasserbelastung im Gelände und im Abstrom des Geländes.

## Frühere Sanierungsmaßnahmen

Im Rahmen einer ersten Altlastensanierung, Anfang der 90ziger Jahre wurden rd. 20.000 m<sup>3</sup> Boden in den Niederlanden thermisch behandelt. Die Sanierung wurde jedoch abgebrochen, nachdem die ursprünglich mit 5 Mio. DM kalkulierten Kosten um mehr als das 7-fache überschritten wurden. In der Folge lag das Gelände brach und Rechtsstreitigkeiten sowie fehlende finanzielle Mittel verhinderten weitere Maßnahmen vor Ort.

## Handlungsbedarf für eine Fortsetzung der Sanierung, Sanierungsziele

Ein Handlungsbedarf für eine Fortsetzung der Sanierung ergab sich aufgrund der nachgewiesenen Schadstoffbelastung im Boden und der geplanten Neunutzung des Areals als Gewerbe- und Industriegebiet. Folgende primäre

Sanierungsziele wurden mit den Genehmigungsbehörden abgestimmt:

- Ausschluss des unmittelbaren schädlichen Kontaktes zwischen Menschen und Schadstoffen.
- Verringerung des Eintrages von Schadstoffen aus den abgelagerten Abfällen und dem kontaminierten Boden in das Grundwasser durch versickerndes Niederschlagswasser.

Die Beeinträchtigung des Grundwassers und des Rheins durch das Ausspülen von Schadstoffen aus der auf der Aquifer-sole aufliegenden Teerölphase wird momentan als hinnehmbar angesehen. Diese Aussage wird in Zukunft durch ein Grundwassermonitoring überprüft.

## Sanierungskonzept zur Fortsetzung der Altlastensanierung

Aus den primären Sanierungszielen wurden für den Boden auf dem Gelände nutzungsbezogene Schadstoffkonzentrationen abgeleitet, die einen Handlungsbedarf für einen Eingriff zum Schutz des Menschen bei industrieller/ gewerblicher Nutzung der Fläche beschreiben. Diese Zuordnungswerte gelten bis in eine Tiefe von 1 m unter GOK; zu unterscheiden sind (Cs: Schadstoffkonzentration, Tab. 2):

Parameter	X1	X2
	[mg/kg Boden TS]	
Arsen	50	100
Chrom	100	600
Kupfer	100	1000
Quecksilber	10	20
Benzol	0,5	1
Phenol	1	2
MKW	1000	1500
Benzo[a]pyren	10	-
Summe PAK (U. S. EPA 1-16)	20	100

Tab. 2 Zuordnungswerte Boden für den Gewerbepark Bingen-Ost

## Stahlpundwände (3) – Planung und Anwendung

- $C_s < X_1$

Der  $X_1$ -Wert kennzeichnet die zulässige maximale Schadstoffkonzentration im Bereich von Freiflächen innerhalb des Industrie- und Gewerbegebietes (z. B. unbefestigte Lagerplätze, Straßenbegleitgrün).

ein Sanierungskonzept abgeleitet, dass eine Konzentrierung (Umlagerung) der sanierungsrelevanten Bodenmassen und Abfälle auf die stark belastete Kernfläche der Kyanisierung am Nordrand des Areals vorsah. Dort sollten die Böden / Abfälle in ein Sanierungs-

nicht als „geböschtes Erdbauwerk“ sondern als Spundwandkasten geplant, wobei die Spundwände zur Schaffung des Einlagerungsvolumens deutlich über die GOK hinausragen.

Als Maß für die Dichtigkeit des Spundwandkastens wurde von den Behörden eine mittlere Durchlässigkeit gegenüber Wasser von  $k_f < 1 \times 10^{-8} \text{ m/s}$  vorgegeben. Damit soll eine Durchströmung des Kastens durch das Grundwasser bzw. ein Schadstoffaustrag durch Konvektion unterbunden werden. Hieraus ergaben sich folgende Ausführungsmerkmale (Abb. 3):

- Einbindung der Spundwände in den Grundwasserstauer, der die Funktion einer wasserundurchlässigen Basisabdichtung erfüllt (Einbindelänge in den Rupelton:  $> 1 \text{ m}$ ).
- Abdichtung der Schlösser der Spundbohlen durch eine schadstoffresistente und dauerelastische Dichtung.
- Aufbringen einer qualifizierten Oberflächenabdichtung (Kunststoffdichtungsbahn, Schutz- und Drainage-Vlies, Rekultivierungsschicht) mit Dachprofil und Oberflächenentwässerung auf den verfüllten Spundwandkasten.

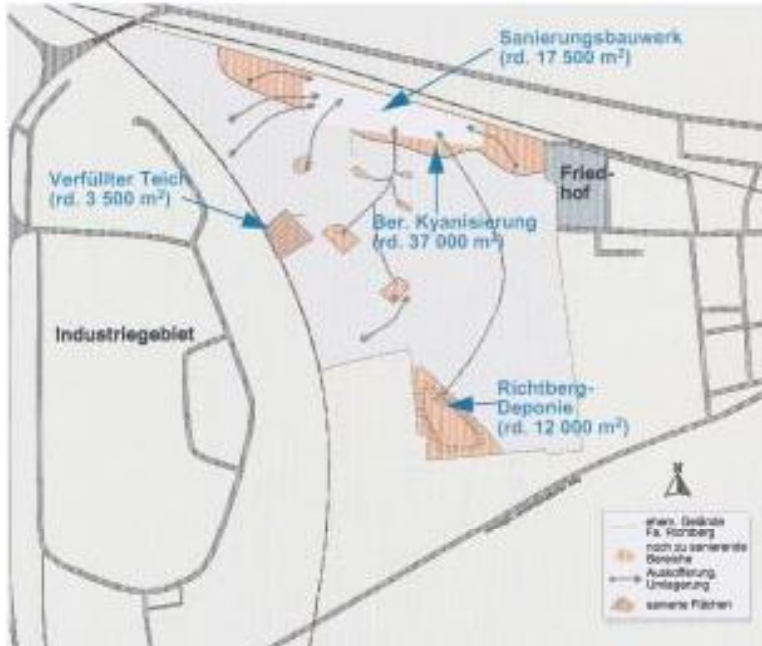


Abb. 2 Sanierungskonzept

- $X_1 < C_s < X_2$

Dieser mäßig belastete Boden muss mit mindestens 30 cm geringer belastetem Boden überschüttet werden oder ist durch Gebäude oder Verkehrsflächen zu überbauen.

- $C_s > X_2$

Dieser stärker belastete Boden darf nicht durch Gebäude überbaut werden, sondern es ist ein Bodenaustausch bis 1 m Tiefe vorzunehmen oder eine Versiegelung der Oberfläche durch eine Verkehrsfläche zu realisieren.

Mit den o. g. Zuordnungswerten ergab sich ein sanierungsrelevantes Bodenvolumen von rd. 50.000 m<sup>3</sup> (ausgekofferter Boden,  $C_s > X_1$ ), welches neben den rd. 40.000 m<sup>3</sup> Abfall aus der Richtberg-Deponie zu berücksichtigen war.

Vor diesem Hintergrund wurde aus den primären Zielen

bauwerk eingelagert und dauerhaft gesichert werden (Abb. 2).

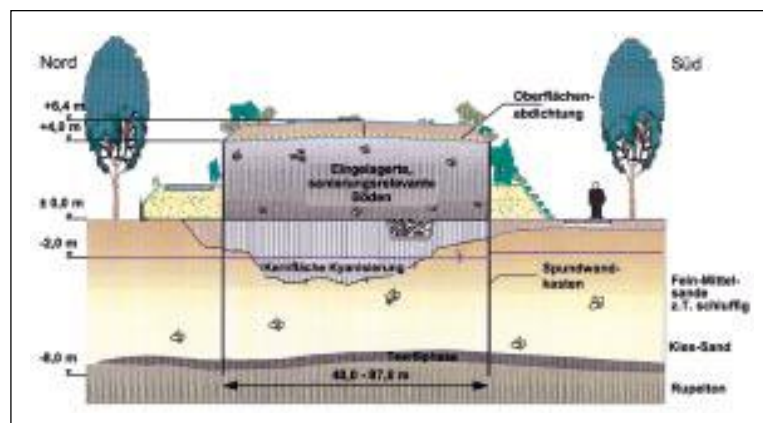


Abb. 3 Prinzipskizze Sanierungsbauwerk (Schnitt)

Aufgrund des günstigeren Verhältnisses von Einlagerungsvolumen zu Flächenverbrauch wurde das Sanierungsbauwerk

Durch die Umlagerung der sanierungsrelevanten Massen in das Sanierungsbauwerk wird ein Kontakt des Menschen mit den



Schadstoffen unterbunden und Schadstoffemissionen in die Umwelt auf Dauer verhindert. Die Umsetzung einer solchen Sicherungsstrategie wurde in Rheinland-Pfalz erstmalig genehmigt.

## Umsetzung des Sanierungskonzeptes

Grundlage der Umsetzung des Sanierungskonzeptes war eine detaillierte Ausführungsplanung (inkl. einzelner Fachgespräche mit Spundwandherstellern) sowie eine beschränkte Ausschreibung nach öffentlichem Teilnehmerwettbewerb im Dezember 1997, an der 10 Fachfirmen beteiligt waren.

### Spundwandkasten

Der Dimensionierung des Spundwandkastens lag ein kalkuliertes Einlagerungsvolumen von mindestens rd. 80.000 m<sup>3</sup> sanierungsrelevante Boden- und Abfallmassen zugrunde, welches bei Bedarf durch eine Veränderung der Steigung des Dachprofils auf rd. 90.000 m<sup>3</sup> erhöht werden konnte. Diese „Reserve“ wurde im Rahmen der Ausführung tatsächlich in Anspruch genommen.

Damit ergaben sich für den Spundwandkasten folgende Kenn-  
daten:

• Grundfläche (längliches Rechteck mit gerundeten Ecken)	rd. 17.500 m <sup>2</sup>
• Umlaufende Länge	710 m
• Höhe Spundwandkopf über GOK	4 m
• Höhe der Bodenanschüttung an der Außenwand (aus statischen und optischen Gründen)	2 m
• Mittlere Einbindelänge in den gewachsenen Boden (Einspannung)	9,3 m
• Mittlere Länge der Spundbohlen	13,3 m

Als Qualitätskriterium wurde ferner vorgegeben, dass die horizontale Verschiebung des Spund-

wandkopfes infolge des Erddrucks der eingelagerten Massen und der Auflast der Oberflächenabdichtung 10 cm nicht überschreiten darf.

Aus diesen Randbedingungen und bei einer unverankerten Wand ergab sich gemäß der statischen Bemessung ein Stahlprofil HOESCH 1700 K 8,9 / 8,9 (S355GP), das durch Rammen in den Untergrund eingebracht werden sollte. Andere Einbauverfahren wurden wegen des Untergrundes (Rupelton) und der Dichtung der Spundwandschlösser ausgeschlossen.

Als Dichtung für die Spundwandschlösser wurde Polyurethan (System HOESCH oder gleichwertig) ausgeschrieben, da dieser Dichtungstyp alterungs- und witterungsbeständig, dauerelastisch und beständig gegenüber Abwässern, mineralischen Ölen sowie zahlreichen Säuren und Laugen ist.

Bei Verwendung von Polyurethan als Dichtungsmaterial wird dieses bereits werkseitig in die Spundwandschlösser eingebracht. Im werkseitig zusammengezogenen Schloss (2-fach Bohlen) besteht die Dichtung aus einer maschinell profilierten Lage im Fädelschloß und einer injizierten, dem Schloßspalt angepaßten Masse. Die Dichtung im Fädelschloß auf der Baustelle ist ferner so ausgelegt, daß beim Schlagen der Bohle Rückstellkräfte im Dichtungsmaterial akti-

viert werden, die den Schlossspalt im gewünschten Bereich abdichten.

Der Spundwandkasten wurde zu Beginn der Sanierungsarbeiten und innerhalb von knapp vier Wochen erstellt. Dabei wurde eine mittlere Tagesleistung der drei mäklergeführte Dieselrammen (Parallelbetrieb) von jeweils rd. 370 m<sup>2</sup> erzielt. Hervorzuheben ist auch die kurze Zeitspanne von 20 Werktagen zwischen der Beauftragung der Altlastensanierung an den Generalunternehmer und die Lieferung der Spundbohlen bzw. dem ersten Rammerschlag. Dies ist auch darauf zurückzuführen, dass gemäß Bauvertrag mit dem Generalunternehmer die schriftliche Bestellung der Spundbohlen beim Lieferanten innerhalb von 5 Tagen nach Auftragsvergabe unter Vertragsstrafe gestellt wurde.

Die Rammarbeiten wurden von einer Firma aus Netphen ausgeführt. Wie ausgeschrieben, wurden Profile und Dichtungen der Firma HSP HOESCH Spundwand und Profil GmbH verwendet.

### Einlagerung der Boden- und Abfallmassen

Nach der Erstellung des Spundwandkastens wurde zunächst die Richtberg-Deponie abgetragen (Sanierungsabschnitt I) und die Abfälle (im wesentlichen Bauschutt, kontaminierter Boden, Eisenbahnschwellen) in den Kasten lagenweise verdichtet eingebaut. Anschließend erfolgte der Aushub und Einbau des kontaminierten Bodens (Abschnitt II und III). Dabei wurde zur genaueren Abgrenzung der Schadstoffbelastung im Boden baubegleitend eine umfangreiche Beprobung mit chemischen Analysen durchgeführt.

### Oberflächenabdichtung

Der verfüllte Spundwandkasten wurde abschließend mit

einer qualifizierten Oberflächenabdichtung überbaut (Dachneigung > 5,5 %). Diese besteht aus einer Kunststoffdichtungsbahn (2,5 mm PE-HD), einem Schutz- und Drainage-Vlies sowie einer bis zu 0,9 m mächtigen Rekultivierungsschicht. Zur Entwässerung wurde auf dem Bauwerk eine umlaufende Entwässerungsrinne aus Ortbeton mit Anschluß an die Regenwasserkanalisation auf dem Gelände erstellt.

### Qualitätssicherung

In Verbindung mit der Bauüberwachung und der Sanierungsnachsorge wurde ein umfangreiches Qualitätssicherungsprogramm durchgeführt, Beispiele:

- Anfertigen und Überprüfen von Rammprotokollen
- Verformungsmessungen am Spundwandkasten
- Lastplattendruckversuche zur Überprüfung der Lagerungsdichte der eingelagerten Boden- und Abfallmassen
- Höhenvermessung der Oberflächenabdichtung
- Messung der Grundwasserstände innerhalb und außerhalb des Spundwandkastens bei Hochwasser im Rhein zur Überprüfung der Dichtigkeit des Spundwandkastens
- u. a.

Die Untersuchungsergebnisse belegen die Qualität der durchgeführten Sanierung und die Einhaltung der angestrebten Sanierungsziele. Durch die Begrünung des Sanierungsbauwerks stellt sich dieses zwischenzeitlich als unauffälliges, begrüntes Bauwerk dar (Abb. 4).

### Sanierungskosten

Folgende Kosten können für die Altlastensanierung im Gewerbepark Bingen-Ost angeführt werden:

Planungskosten	300 TDM
Bauüberwachung mit umfangreicher, baubegleitender Analyse von Bodenproben	500 TDM
Bauausführung	5.300 TDM

Aus den Gesamtkosten von 6.100 TDM und einem Gesamtvolumen der eingelagerten, sanierungsrelevanten Massen von rd. 90.000 m<sup>3</sup> ergeben sich spezifische Kosten in Höhe von rd. 70 DM/m<sup>3</sup>. Die Folgekosten für das angeführte Grundwassermonitoring und die Unterhaltung des Sanierungsbauwerkes belaufen sich auf rd. 100 TDM/anno.

### Projektorganisation

Zur Entwicklung des neuen Gewerbeparks wurde von seiten der Stadt Bingen und des Landes Rheinland-Pfalz die „Wirtschafts-

förderungsgesellschaft Gewerbepark Bingen-Ost GmbH (WGB)“ gegründet. Diese beauftragte die ARCADIS-Gruppe als Projektsteuerer und Generalplaner, wobei nach Vorgaben der WGB oder nach Ausschreibungen einzelne Planungsleistungen an bestimmte Subunternehmer zu vergeben waren. Diese Projektorganisation hatte für die WGB verschiedene Vorteile: nur ein Ansprech- und Vertragspartner, geringer Koordinierungsaufwand, kurze Informationswege.

Verbunden mit diesem sehr engen Zeitplan und der Ansiedlung des ersten Investors wurde ein „zeitabhängiges Erfolgshonorar“ vereinbart. Außerdem wurde ein „kostenabhängiges Erfolgshonorar“ ausbezahlt, da die ursprünglich geplanten Gesamtkosten deutlich unterschritten werden.



Abb. 4 Sanierungsbauwerk mit bepflanzter Bodenanschlüttung (Blick entlang der südlichen Längsseite, Länge 300 m)



**Sondervorschläge in Spundwandbauweise:  
Baugrube Weiherhof-Center, Teil 1**

Dipl.-Ing. (FH) Klaus Hudelmaier, Oberhachingen

Durch die Süba Bau-AG, Mannheim wurde in Karlsruhe-Durlach das Weiherhof-Center, ein Wohn- und Geschäftshaus mit einer zweigeschossigen Tiefgarage für 400 Stellplätze errichtet.

Die Abmessungen der Baugrube, die angrenzende Bebauung – welche teilweise auf weichen

Schluffschichten gegründet ist – und einige denkmalgeschützte Gebäude, machten es notwendig, daß bei der Auswahl der Verbaumethode nicht nur die Wirtschaftlichkeit in den Vordergrund gestellt werden konnte.

Auf dem Baugelände wurde bei den Baugrunduntersuchungen

folgender Schichtenaufbau festgestellt: Unter einer bis zu 4 - 5 m tiefen künstlichen Auffüllung, bestehend aus Bauschutt, Sandsteinbrocken und Ziegelschutt folgt bis zu einer Schichtdicke von 3 m Torf und Schlufflagen in weicher Konsistenz. Dann wurden bis zu einer Tiefe von 14,0 - 15,7 m ab OKG Wechsellagen aus Sanden und sandigen Kiesen erbohrt. Darunter steht eine Ton-schicht an deren Mächtigkeit nach der geologischen Karte mehr als 15 m beträgt. Bei den durchgeführten Aufschlußbohrungen wurde durchwegs eine Tonmächtigkeit von 2,0 m in den Bohrungen nachgewiesen. Über den Tonen wurden in den Bohrungen zum Teil plattige Sandsteine erbohrt. Die Kornanalysen zeigen große Schwankungsbreiten bei den Sanden und Kiesen, wie auch in der Kornzusammensetzung der anstehenden Tone.

Die Rammsondierungen die mit der schweren Rammsonde durchgeführt wurden, zeigen in den Sanden und Kiesen je nach Sandanteil eine mitteldicht bis dichte Lagerung.

Der höchste Grundwasserstand wurde vom Tiefbauamt der Stadt Karlsruhe im Baugebiet mit ca. 115,00 - u. NN der niedrigste Grundwasserstand mit 113,50 - u. NN angegeben.

Die Aushubsole bei der vorliegenden Planung mit 2 Untergeschossen liegt auf der Kote 110,40 u. NN und taucht etwa 4,10 m in das Grundwasser ein.

Ein Absenken des Grundwassers war aus wasserrechtlichen Belangen und wegen der Verträglichkeit für die angrenzende Bebauung nicht möglich. Es mußte deshalb ein Verbausystem gewählt werden, das den seitlichen Grundwasserzulauf sowie den Zustrom von aufsteigendem Grundwasser verhindert. Als Verbau standen zur Wahl:

1. Baugrubenverbau mit einer überschnittenen Bohrpfahlwand, einer Einphasenwand

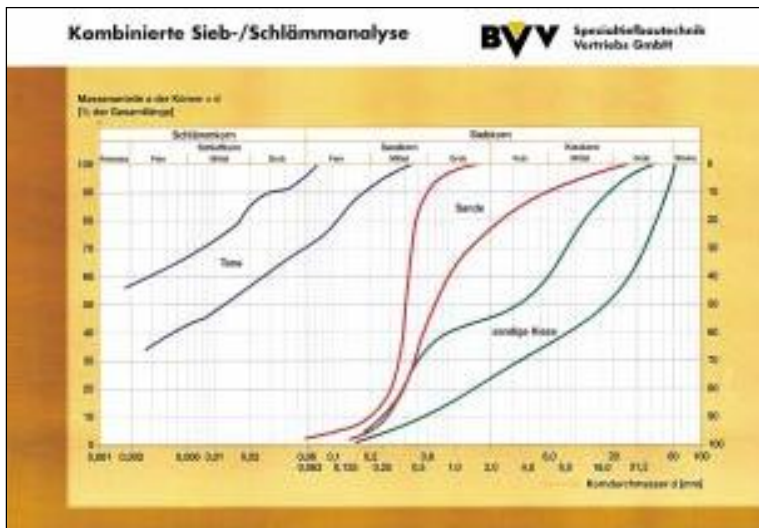


Bild 1: Kombinierte Sieb-Schlamm-analyse

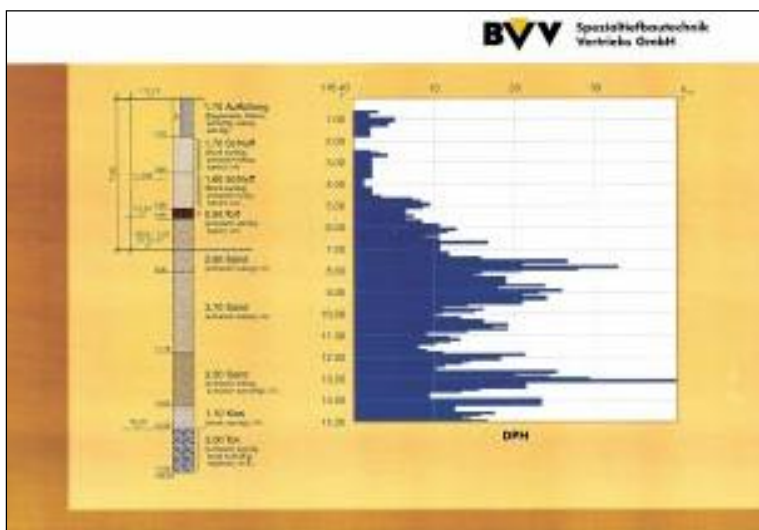


Bild 2: Rammsondierung und Bohrung



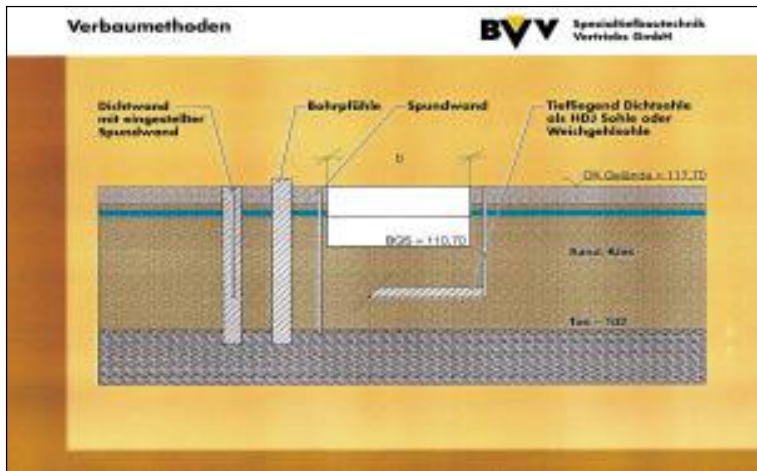


Bild 3: Verbaumethoden



Bild 4: Schnitt Verbau

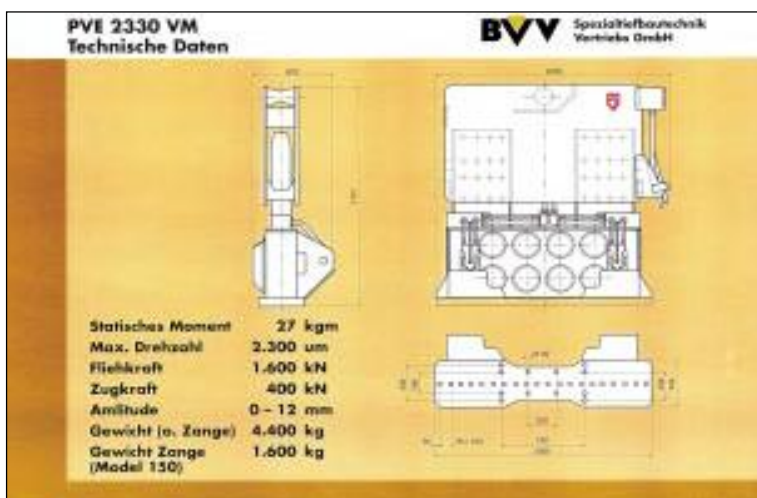


Bild 5: Technische Daten

mit eingestellter Spundwand oder einer Spundwand mit Einbindung in die tiefliegenden Tonschichten.

2. Verbaumaßnahmen wie bei 1, jedoch mit kürzeren vertikalen Dichtwänden und einer horizontalen Dichtsohle gegen das aufsteigende Grundwasser.

Die mit der Ausführung beauftragte Fa. Gollwitzer GmbH Floß entschied sich für eine Baugrubenumschließung mit rückverankerter Stahlspundwand mit Einbindung der Spundwände in die tiefliegende Tonschicht.

Daraus ergaben sich Spundwandlängen von bis zu 16,5 m. Diese Spundwandlängen machten es erforderlich, daß die Spundwände durch die mitteldicht bis dicht gelagerten Kiese und um eine optimale Fußabdichtung zu gewährleisten ca. 1,0 m in den Ton eingebracht werden mußten.

Wegen der angrenzenden Bebauung mußte aber auch ein möglichst erschütterungsarmes Einbringverfahren gewählt werden.

Die von der DIN-Norm 4150 vorgesehenen Anhaltswerte für die zulässige Schwinggeschwindigkeit von max. 8 mm/sec. wurden wegen der eng angrenzenden und setzungs- und erschütterungsempfindlichen Bebauung auf max. 2 mm/sec. beschränkt.

Zum Einbringen der Spundwände wurde ein hochfrequenter Dieseko-Vibrator mit variablem Moment und einer Fliehkraft von 1600 kN ausgewählt.

Bei diesem Vibrator kann durch Verändern der statischen Fliehkraftgewichte immer gewährleistet werden, daß die gewünschten und für die Umgebung günstigsten Frequenzbereiche eingehalten werden.

Durch eine digitale Anzeige im Trägergerät kann das während des Einbringens der Spundbohlen kontrolliert werden.

Als Trägergerät wurde ein Seilbagger mit hydraulisch verstellbarem Mäklar eingesetzt, der ein



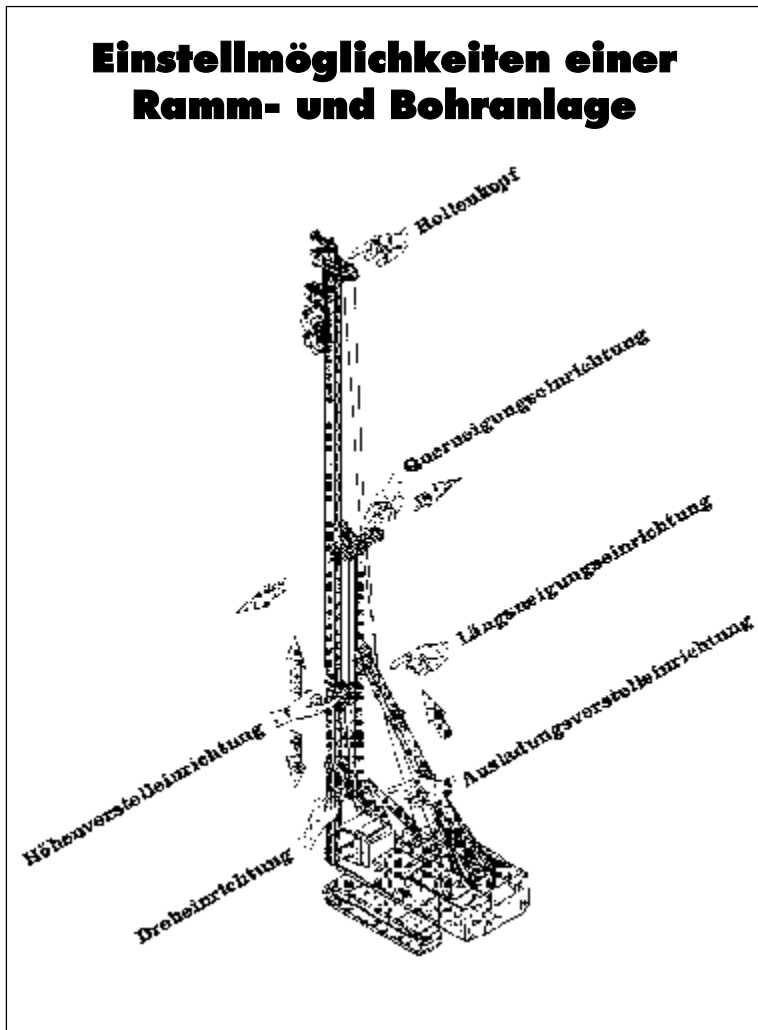


Bild 6: Seilbagger

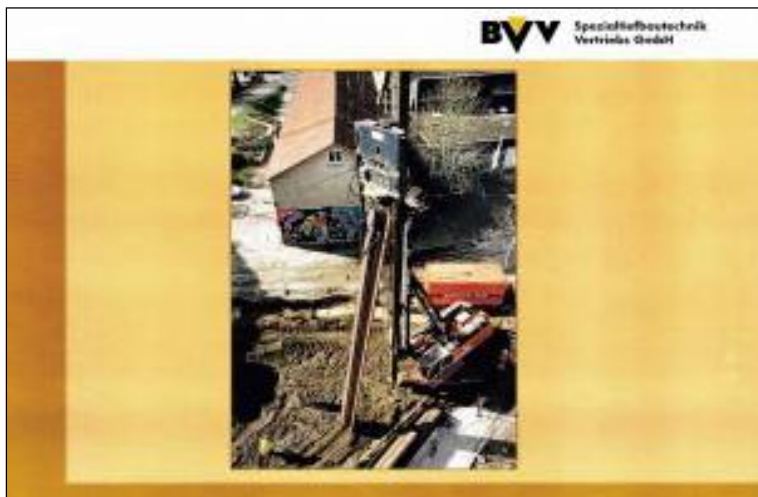


Bild 7: Bagger mit Spundwänden und Bebauung

exaktes Rüstern der Spundbohlen ermöglicht.

Das Einrütteln der Spundwände erfolgte außerdem mit unterstützender Spülhilfe im Niederdruckspülverfahren.

Bei dieser Spülmethode werden Kreiselpumpen verwendet, die einen Arbeitsdruck von 20 bar, bei einer Förderleistung von 10 l/sec. erzeugen.

Um das Wasser in die Tiefe zu bringen, verwendet man Spülzangen mit 1" Durchmesser, die dort an die Spundbohlen angebracht sind, wo die größte Reibungs- und Verdichtungskraft im Boden entsteht, also längs der Schlösser bzw. in den Zellen der Profile.

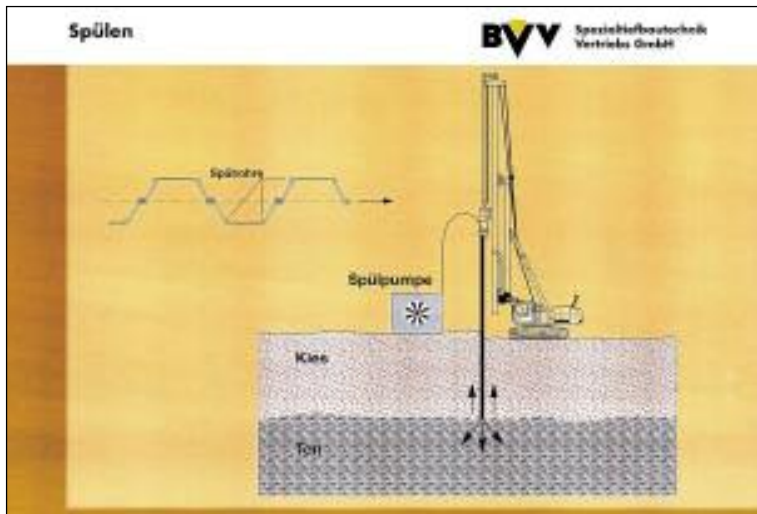
Daß die vorgegebenen 2 mm/sec. max. Beschleunigung an den angrenzenden Gebäuden nicht überschritten werden, wurde während der Rüttelarbeiten permanent gemessen.

Für die Durchführung, Überwachung und Auswertung dieser Messung war die Firma Schütz Meßtechnik verantwortlich. Herr Forst wird Ihnen im Anschluß an diesen Vortrag über die Maßnahmen im Detail berichten.

Ein weiteres Augenmerk wurde auf die Dichtigkeit der Spundwandschlösser gelegt. Es wurde angestrebt pro 1.000 m<sup>2</sup> benetzte Spundwand und Baugrubenfläche nicht mehr als 1,5 l/sec. Restwasser zu fördern.

Die Spundwandschlösser wurden deshalb mit einem umwelt- und grundwassererträglichen Dichtmittel versehen. Das Dichtmittel wurde durch Zusätze auf die Außentemperatur abgestimmt. Die durch den Rüttelvorgang beanspruchte Dichtung im Fädenschloß wurde durch ein direkt am Spundwandschloß angebrachtes Spülrohr gekühlt, so daß ein Verbrennen der Dichtung durch den Rüttelvorgang nicht erfolgte.

Durch diese Maßnahmen konnte der Restwasserzufluß auf 0,5 l/sec. je 1.000 m<sup>2</sup> benetzte



Fläche reduziert werden. Die Grundfläche der Baugrube betrug 5.000 m<sup>2</sup>.

Um einen möglichst dichten Anschluß in der Tonschicht zu erzielen, wurde beim Eintauchen der Spundwände in die Tonschicht die Spülung abgestellt und eine Einbindung in den Ton von 1,00 m gewählt.

Das Eintauchen der Spundwände wurde über den Anstieg des Öldrucks am Vibrobär über Meßeinrichtungen durch den Geräteführer kontrolliert.

Insgesamt wurden auf der Baustelle 4.350 m<sup>2</sup> Spundwände von bis zu 16,5 m Länge und einem Widerstandsmoment von 1.600 cm<sup>3</sup> als Doppelbohlen im Rüttelspülverfahren eingebracht.

Die Tagesleistung betrug unter diesen schwierigen Verhältnissen ca. 180 m<sup>2</sup>/Schicht.

Die Rüttelarbeiten waren nach 1 Monat abgeschlossen, so daß die Belästigung für die Umgebung auf ein erträgliches Maß reduziert werden konnte.



Bild 8 und 9: Rüttelspülverfahren

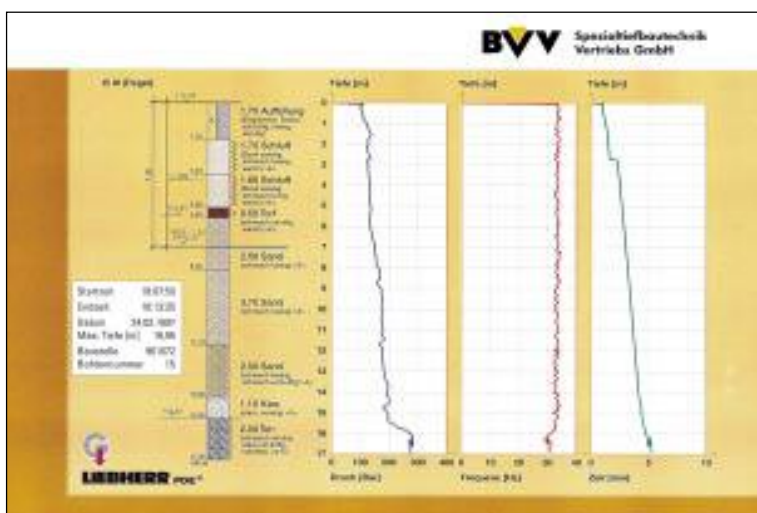


Bild 10: Rammprotokolle

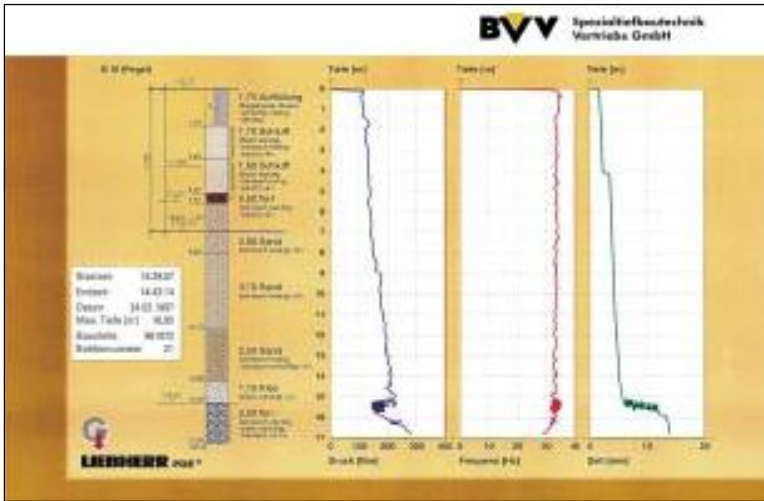


Bild 11: Rammprotokolle



Bild 12 und 13: Fertige Baugrube



## Sondervorschläge in Spundwandbauweise: Baugrube Weiherhof-Center, Teil 2 Erschütterungsmessung

Dipl.-Ing. M. Forst, Groß-Zimmern

### Einleitung

Erschütterungen sind bei Rammarbeiten unvermeidbar. Sie können - insbesondere im Innenstadtbereich - auf angrenzende

Gemäß den DIN-Vorgaben sollen die Messungen in den Gebäuden ausschließlich mit 3-axialen Sensoren durchgeführt werden, die an mindestens zwei Meßpunkten zu positionieren

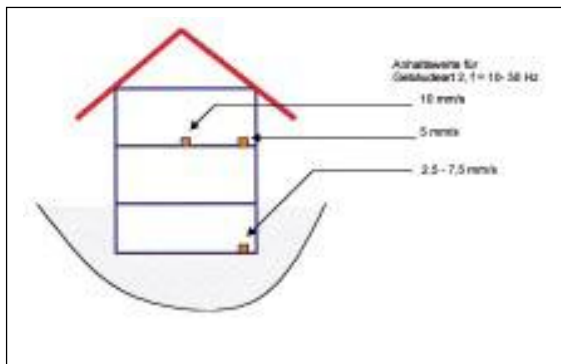


Abb. 1

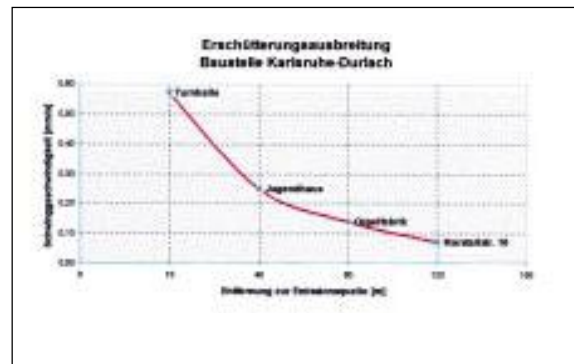


Abb. 2

Gebäude einwirken und Bauschäden erzeugen. Zur Vermeidung dieser Schäden empfiehlt die DIN 4150-3 die Durchführung von Erschütterungsmessungen und die Bewertung nach den darin aufgeführten Anhaltswerten.

sind (siehe Beispiel in Abb. 1). Die Norm-Anhaltswerte werden entsprechend der Gebäudeart, des Frequenzbereiches und der Erschütterungsart (kurzzeitig, stationär) in Tabellen angegeben.

malschutz stand und nun für künstlerische Ausstellungen genutzt wird. Zur Vermeidung von Bauschäden veranlaßte die Bau-firma, daß während der gesamten Verbaumaßnahme Erschütterungsmessungen nach DIN 4150-3 durchzuführen sind.

Um die Messungen sehr sorgfältig und trotzdem wirtschaftlich vorzunehmen, wurde folgende Vorgehensweise festgelegt:

#### 1.) Proberammungen

Zu Beginn der Rammarbeiten wurde zunächst in Gebäuden gemessen, die zur Erschütterungsquelle am nächsten lagen. Um negative Einflüsse auf weiter entfernte Bauwerke auszuschließen, wurden die Erschütterungsausbreitungen meßtechnisch überprüft.

Das Diagramm in Abb. 2 stellt die Erschütterungswerte dar, die bei Rammarbeiten vor der Turnhalle in weiter entfernt liegenden Gebäuden



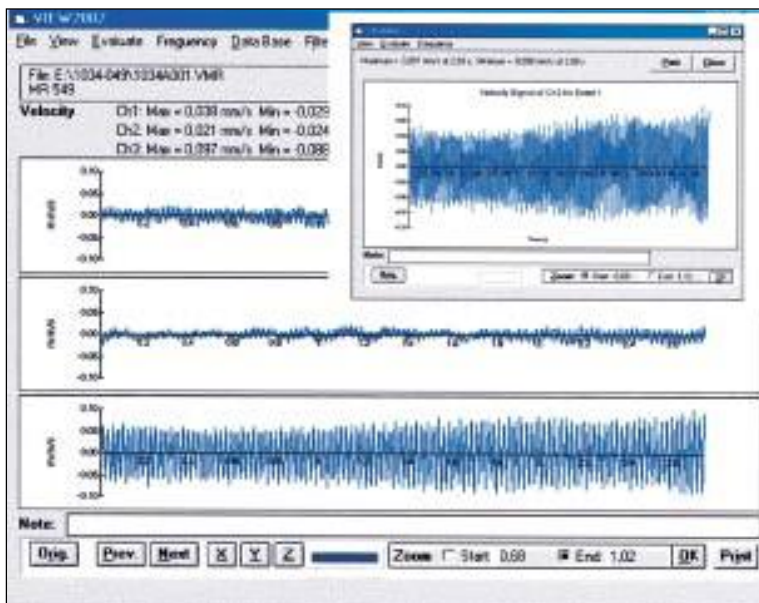
Foto: Baustelle „Weiherhof-Center“, Karlsruhe-Durlach

gemessen wurden. Es ist deutlich erkennbar, daß mit Zunahme der Entfernung die Erschütterungen abnehmen.

Als erschütterungsreduzierende Maßnahme wählte die Baufirma ein Rammverfahren mit Niederdruckspülung. Während der Proberammungen wurde die Anzahl der Spüllanzen variiert, um ein Optimum zwischen Notwendigkeit und Wirtschaftlichkeit zu ermitteln. Hierdurch wurden Erschütterungswerte erzielt, die sogar deutlich unterhalb der Norm-Anhaltswerte für „besonders erschütterungsempfindliche Gebäude“ lagen.

technisch zu überwachen. Eine größere Anzahl von Meßsystemen sowie der nahezu tägliche Einsatz von Fachpersonal für die Durchführung der Messungen war aus Kostengründen auszuschließen. Es wurde daher von der Firma Schütz und der Bauleitung eine Begehung sämtlicher Gebäude vorgenommen. Hierbei wurden die normgerechten Meßpositionen ermittelt und mit speziellen Aufklebern markiert. Die Beschreibung der Vorgehensweise und die Dokumentation der Gebäude mit allen Meßpunktangaben wurden in einem Planungsbericht zusammen-

Voreinstellung nicht mehr manipuliert werden konnte (Zugang nur über Kennwort). Der Bauleiter erhielt eine ausführliche Einweisung bezüglich der normgerechten Aufstellung des Systems nach DIN 45669, so daß im praktischen Einsatz nur noch der Ein- und Ausschalter betätigt werden mußte. Die Meßzeiten wurden automatisch protokolliert, wodurch ein sicherer Nachweis der Erschütterungsmessungen zusammen mit den Ausdrucken des Tiefbauschreibers gewährleistet war. Zusätzlich waren entsprechende Eintragungen in den Planungsbericht vorzunehmen.



- 2.) Dauerüberwachung  
Auf einer Rammstrecke von ca. 300 m waren rund um die Baugrube 13 Gebäude meß-

mengefaßt. Für die Durchführung der Messungen wurde ein Meßsystem ausgewählt, das nach einmaliger

### Fazit

Anhand von Proberammungen mit begleitenden Erschütterungsmessungen konnte vor Beginn der eigentlichen Baumaßnahme die Eignung des Rammverfahrens überprüft und optimiert werden.

Die Dauerüberwachung der Erschütterungen während der gesamten Baumaßnahme von ca. 10 Wochen konnte aufgrund der wirtschaftlichen Vorgehensweise kostengünstig durchgeführt werden.

Dank der großen Sorgfalt, die das Bauunternehmen walten ließ, verliefen die Tiefbaumaßnahmen ohne nennenswerte Erschütterungen und vor allem ohne Bauschäden an den naheliegenden Bauwerken.





### Regenüberlaufbecken Überlingen und Oberuhldingen – Sondervorschläge in Spundwandbauweise

Dipl.-Ing. (FH) Friedbert Hoffmann, Überlingen

#### 1. Vorbemerkung

Der Abwasserzweckverband Überlinger See plante 1996 im Zuge der Entlastung der Ortskanalisation in Oberuhldingen ein Regenüberlaufbecken mit Überlauf- und Einlaufbauwerken. Diese Bauwerke dienen in erster Linie als zusätzliche Speicherbehälter der Mischkanalisation bei starken Regenfällen und leiten das Abschlagswasser in die durch Oberuhldingen führende Seefelder Aach.

Vorgenannter Vorfluter mündet in den naheliegenden Bodensee.



Bild 1: RKB Askaniaweg in Überlingen beim Herstellen der Bodenplatte

Das RÜB wurde in der bisher herkömmlichen Betonbauweise konzipiert. Bedingt durch die Geologischen Verhältnisse war ein temporärer Spundwandverbau zur Sicherung der Baugrube eingeplant und notwendig.

Die Fa. Strobel macht sich in Zeiten eines immer niedriger werdenden Preisniveaus im Stahlbetonbau Gedanken zu alternati-

ven Ausführungsvarianten. Innovative Ideen führen in der heutigen Zeit zu dem gewünschten Erfolg.

Angeregt durch Projekte im Frankfurter Raum erarbeitete die Planungsgruppe einen Sondervorschlag. Die für diese Bauweise notwendige temporäre Spundwand sollte nach dem Willen der Planer als verbleibende, sichtbare Verbauwand herangezogen werden.

In Zusammenarbeit mit den Konstrukteuren der Hoesch Spundwand und Profile GmbH wurde eine entsprechende Statik, Rammpläne und das LV für einen Sondervorschlag erarbeitet.

Im Wettbewerb gegen eine Vielzahl von Anbietern für dieses Projekt erhielten wir im Frühjahr 1997 über den eingebrachten Sondervorschlag den Zuschlag für dieses Bauvorhaben im Sommer des gleichen Jahres wurde das Bauwerk an die Bauherrschaft übergeben.

Ähnliche Voraussetzungen waren bei einer weiteren Projektierung die Ende 1998 konzipiert wurde.

Die Stadt Überlingen plante in unmittelbarer Nähe zum Bodensee den Neubau eines Regenklärbeckens.

Aufgrund der sehr positiven Erfahrungen beim Bau des RÜB Oberuhldingen erarbeiteten unsere Techniker und Ingenieure auch hier einen Sondervorschlag mit verbleibenden sichtbaren Stahlpundbohlen.

Diese Ausarbeitung unserer Spezialtiefbau-Abteilung führte auch hier gegenüber einer starken Konkurrenz zur Auftragsvergabe.

Das Bauwerk wurde im Sommer 1999 nach nur drei Monaten Bauzeit dem Auftraggeber der Stadt Überlingen übergeben.

#### 2. Baugrundverhältnisse

Das Gebiet direkt am nördlichen Bodenseeufer ist geprägt von der Tätigkeit verschiedener Gletscherzungen und den damit verbundenen Abschmelzvorgängen. So sind als Schmelzwasserablagerungen die sogenannten Beckensande bestehend aus schluffigem Fein- bis Mittelsand in denen gelegentlich sandiger Kies eingeschaltet sein kann, vorherrschend.



Bild 2: RKB Askaniaweg in Überlingen vor dem Herstellen der Bauwerksdecke

Die Situation in Oberuhldingen sieht wie folgt aus.

Unter der Oberbodenschicht liegen bis 3,00 m Auffüllungen aus Fein-Mittelsand, schwach schluffig, darunter bis 4,50 m Kiese, sandig bis stark sandig bis 7,00 m stehen Schluffe, feinsandig bis sandig an. In weiteren Tiefen von 12,00 m Fein-Mittelsand, schluffig bis stark schluffig.

Das Grundwasser steht in einer Höhe von 2,30 m unter OK Gelände an.

Die Rammsondierung nach DIN 4094 ergaben eine weiche, steife bis mitteldichte Lagerung der Schluffe, Fein- und Mittelsande bei Schlagzahlen von 15 - 20 Schlägen je 10 cm Eindringung.

Die Geologie beim Regenklärbecken in Überlingen stellt sich wie nachfolgend aufgeführt dar.

Bis 1,00 m Tiefe Auffüllung aus Schluff und Sand, bis 3,40 m Fein-

Mittelsande und Sande, mit dünnen Schluff- und Kiesbändern, ab 3,40 m bis 10,00 m Fein-Mittelsande und Schluffe in wechselnden Anteilen, bereichsweise schwach tonig.

Die Rammsondierung ergaben hier eine mitteldichte bis dichte Lagerung bei Schlagzahlen bis zu 35 je 10 cm Eindringtiefe.

Das Grundwasser steht in einer Höhe von 3,25 m unter OK Gelände an.

### 3. Bauablauf RÜB Oberuhldingen

Beim Regenüberlaufbecken Oberuhldingen handelt es sich um ein Rundbecken mit 15 m Durchmesser und 6,30 m Tiefe. Dem Rundbecken ist ein Einlauf- und Überlaufbauwerk vorgeschaltet. Der Sondervorschlag sah vor, Einlauf- und Überlaufbauwerk mit dem Rundbecken zusammenzurücken und die Seitenwände aus einer verbleibenden sichtbaren Stahlspundwand herzustellen.

Als statisch und rammtechnisch erforderliches Profil wurde Larssen 604 mit einer Bohlenlänge von 9,60 m in S 355 GP ermittelt.

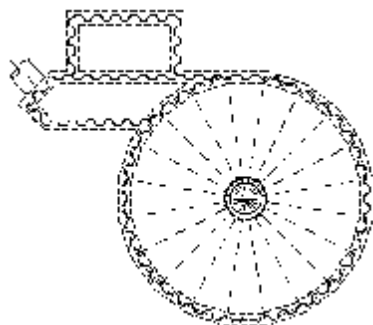


Bild 3: Systemskizze Regenüberlaufbecken Oberuhldingen ( Draufsicht)

Da das Bauwerk zu  $\frac{2}{3}$  im Grundwasser liegt ist die Wasserdichtigkeit der Außenwände ein wichtiges Kriterium.

Aus diesem Grunde wurden die Spundwandschlösser mit der

Schloßdichtung System HOESCH DBP 4427561 auf ganzer Bohlenlänge versehen. Das heißt die Mittelschlösser der Doppelbohlen wurden werkseitig mit einer dem Schloßspalt angepaßten und injizierten, die Fädelschlösser mit einer maschinell profilierten Dichtung ausgestattet.

Nach dem Bodenaushub wurden zur Auftriebssicherheit 10 Bohrpfähle in einer jeweiligen Länge von 7,00 m ab OK Bodenaushub eingebracht. Diese Pfähle dienen durch aktivierende Mantelreibung zur Auftriebssicherung des Beckens.

Die statische Verbindung zwischen Betonsohle und Spundwand gewährten aufgeschweißte Kopfbolzen (12 Kopfbolzen M 16-200 je Doppelbohle).

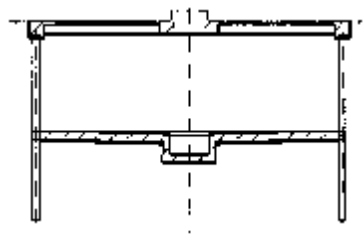


Bild 4: Systemskizze Regenüberlaufbecken Oberuhldingen (Schnitt)

Zur horizontalen Abdichtung gegen drückendes Wasser wurden an der Spundwand Quellbänder aufgeklebt. Als zusätzliche Sicherungsmaßnahme wurde ein Injektionsschlauch zum Nachverpressen mittels Befestigungsschellen an die Spundwand genietet.

Danach wurde eine 40 cm starke, bewehrte Betonsohle eingebaut.

Auf den Spundwandkopf wurde ein Aussteifungsring aus Ort beton gesetzt, der zum einen die Aufgabe erfüllte, die Spundwände während der Bauzeit am Kopf auszusteifen. Zum anderen diente er als Auflager für die später aufzulegende Deckenkonstruktion.

Die Bauwerksdecke wurde frei gespannt, konstruiert aus

einem mittleren Druckring und sternförmig angelegten Betonbalken, die auf dem Druckring und auf dem Aussteifungskranz aufliegen. Die Flächen dazwischen wurden mit Filigran-Fertigteilplatten abgedeckt und die gesamte Decke mit einer 12 cm starken Stahlbetonplatte versehen.

Während der Bauzeit wurde im gesamten Bau Feld das Grundwasser auf ein Niveau unterhalb der Bauwerkssohle abgesenkt. Die erforderlichen Rohreinführungen durch die Außenwände wurden in der Spundwand elastisch aufgelagert und von der Innenseite mit einer Betonplombe versehen. Eingebaute Quellbänder und Injektionsschläuche dienen zusätzlich zur Sicherheit gegen drückendes Wasser.

### 4. Geräteauswahl und Rammtechnik

Die Spundwände wurden mit einem Trägergerät ZR 28 T, ausgerüstet mit Teleskopmäkler und Vibrationsgerät VRZ 600 (600 kN Fliehkraft) eingebracht.

Das Einbringen der gedichteten Stahlspundbohlen durch Vibration war problemlos möglich weil die Eindringgeschwindigkeit entsprechend den Vorgaben des Spundwandherstellers ausreichend hoch war (Eindringgeschwindigkeit  $> 6,00$  m/Min).

Zusätzlich erfolgte die Kühlung der Fädelschlösser durch Wasser. Beim Einbringen der Stahlspundbohlen wurden entsprechend der vorgegebenen Kreisgeometrie des Bauwerkes Führungsträger verwendet um die Einbringtoleranzen gemäß DIN EN 12063 (Spezialtiefbau) einzuhalten.

Sowohl für die kreisrunde Beckenform als auch für die Anschlüsse des Einlauf- und Überlaufbauwerkes waren besondere Konstruktionsbohlen des Spundwandherstellers notwendig.



Bild 5: Übergang Spundwand-Bodenplatte mit Kopfbolzen M12-200 und 2 x Quellband sowie 1 x Injektionsschlauch

### 5. Bauablauf RKB Überlingen

Beim Regenklärbecken in Überlingen handelt es sich um ein Rechteckbecken mit den Abmessungen 23,20 x 7,05 x 4,60 m. Die Oberkante des Beckens liegt 1,00 m unter Gelände OK. Die Aushubtiefe des Beckens beträgt 6,50 m.

Wie schon erwähnt wurde auch dieses Bauwerk durch einen Sondervorschlag in verbleibend, sichtbarer Spundwandbauweise ausgeführt.



Bild 6: RÜB Oberuhldingen, beim Einbauen der Spundwände

Zum Einsatz kam nach statischen rammtechnischen Erfordernissen das Profil Larssen 603 K mit einer Bohlenlänge von 8,50 m und in einer Stahlgüte S 355 GP. Die Spundwandschlösser wurden

wie bei dem vorgenannten Projekt mit Schloßdichtung System HOESCH ausgebildet.

Zur Fußaussteifung der Spundwand diente eine 30 cm starke unbewehrte Betonplatte. Die statische Verbindung zwischen bewehrter Betonsohle (60 cm) und Spundwand gewährten aufgeschweißte Kopfbolzen.

Die geforderte horizontale Abdichtung gegen drückendes Wasser, wurde durch aufgeklebte Quellbänder und einem Injektionsschlauch, der an der Spundwand befestigt wurde, garantiert.

Die Aussteifung der Spundwände am Kopf erfolgte durch Stahlträger HEB 400, die entsprechend statischen und konstruktiven Erfordernissen eingebaut wurden. Diese Stahlkonstruktion

dient als Unterbau für die Fertigteildeckenplatte.

Während der Bauzeit wurde der Grundwasserspiegel durch Filterbrunnen unter die Höhenkote der Bauwerksohle abgesenkt.

Eine entsprechende Drainage (2,00 m unter OK Gelände) um das Bauwerk bewirkt, daß keine Zusatzmaßnahmen zur Auftriebsicherung eingebaut werden mußten.

### 6. Geräteauswahl und Rammtechnik

Das Einbringen der Spundwandprofile erfolgte über ein Trägergerät Sennebogen SR 35 T mit einem Teleskopmäkler 12/15 und einem Vibrationsgerät MRZV 925-V (925 kN Fliehkraft).

Da die Eindringgeschwindigkeit der Spundbohlen auf den letzten 1,50 m nicht mehr den geforderten Einbringvorschriften bei Einsatz von Lippendichtungen entsprach, wurden die Dielen staffelweise mit einem Schnellschlaghammer MENCK SB 180 auf Endtiefe gebracht.

### 7. Vergleichende Betrachtung der Spundwandbauweise zur konventionellen Bauweise aus wirtschaftlicher Sicht.

Die bei beiden Bauwerken gemachten Erfahrungen zeigen sehr deutlich, daß unter der Voraussetzung der Notwendigkeit einer verbauten Baugrube die Sonderbauweise mit Stahlpundwandprofilen einen wirtschaftlichen Vorteil mit sich bringt. Im einzelnen ist jedoch mit folgenden Mehrkosten zu rechnen:

- die Spundwand muß als verbleibend im Boden kalkuliert werden



- Mehrkosten durch Schloßdichtung
- Erhöhter Aufwand bei der Auftriebssicherung
- Erhöhter Aufwand bei der statischen Verbindung zwischen Spundwand und Bodenplatten

behaltung sämtlicher technischen Qualitätsanforderungen in einer wesentlich kürzeren Bauzeit abliefern.

Nach Abschluß beider Baumaßnahmen kann von uns folgendes Fazit gezogen werden:



Bild 7: RÜB Oberuhldingen nach Einbau des Unterbetons

Dem gegenüber stehen folgende Ersparnisse:

- Wegfall der Stahlbetonwände samt Schalung und Baustahl
- kein temporärer Verbau
- weniger Aushub, da kein Arbeitsraum notwendig ist
- keine Arbeitsraumverfüllung mit Verdichtung
- verringerte Bauzeit und damit Ersparnis bei sämtlichen Vorhaltekosten und
- Wasserhaltungskosten

Wir konnten bei beiden Bauwerken die überwiegend wirtschaftlichen Vorteile in der Angebotsbearbeitung berücksichtigen und somit dem Bauherren ein günstigeres Bauwerk unter Bei-

Der Einsatz von Stahlspundwänden als Behälterwände haben sich in beiden Fällen sowohl in technischer als auch wirtschaftlicher Hinsicht voll bewährt. Die Forderung der Dichtheit der Bauwerke wurde durch Einsatz der beschriebenen Techniken erfüllt. Die vorgegebenen Bauzeiten wurden nicht nur eingehalten, sondern konnten durch die wirtschaftliche Bauweise sogar verkürzt werden.

Bei der Erfüllung bestimmter Voraussetzungen kann die Beckenbauweise mittels Stahlspundwänden als eine wirtschaftliche Herstellungsform empfohlen werden.



### WSA Freiburg: Rheinseiten-dammabdichtung mit Spundwänden

Dipl.-Ing. H. Klose, Freiburg

#### 1. Allgemeines

Für die Dichtung von bestehenden Dämmen gibt es viele Methoden, z. B.:

##### Oberflächendichtung

Wasserseitige Oberflächendichtung mit flächenhafter Dichtung des Vorlandes werden aus undurchlässigem Bodenmaterial hergestellt. Auch wenn man diese Dichtungsteppiche sehr sorgfältig ausführt, sind sie jedoch durch Bewuchs oder sonstige Oberflächenbeschädigungen sehr anfällig. Außerdem wird es erforderlich, hierfür die vorhandene Grasnarbe oder den Bewuchs auf der wasserseitigen Böschung komplett zu entfernen. Grundsätzlich sollte wie bei allen anderen Dichtungen auf der Luftseite ein Filterfuß angeordnet werden.

##### Dichtung mit Schmalwänden von der Dammkrone aus

Die Dichtung mit Schmalwänden ist insgesamt eine sehr wirtschaftliche Lösung und ist in Tiefen bis zu 20 m möglich. Jedoch ist diese Maßnahme bei unterschiedlichen Bodenschichtungen nicht überprüfbar, so daß beim Wechsel von feinen Schichten zu groben Schichten Fenster oder Schlitze auftreten können. Weiterhin können derartige Schmalwände bei dauerbelasteten Dämmen, d. h. bei Dämmen unter einseitigem Wasserdruck, nicht sinnvoll eingebaut werden, da die Abbindezeiten zu groß sind.

##### Dichtung mit Injektionsverfahren

Für diese Dichtungen gelten vom Grundsatz her die gleichen Bedingungen oder Gefahren wie bei Schmalwänden.

##### Dichtung im Schlitzwandverfahren

Hier muß man wiederum unterscheiden zwischen der Einphasenschlitzwand und der Zweiphasenschlitzwand. Schlitzwände lassen sich in große Tiefen herstellen, jedoch sind sie sehr teuer und damit nur unter besonderen Bedingungen wirtschaftlich. Alle Schlitzwände und Injektionswände bergen jedoch die Gefahr, daß sie langfristig durchwurzelt werden können.

##### Dichtung mit Spundwänden

Die Dichtung mit Spundwänden hat sich in der letzten Zeit als eine günstige Dichtungsvariante herausgestellt, bei der auch der vorhandene Bewuchs auf den Dämmen fast gänzlich erhalten werden kann. Jedoch sind auch bei dieser Dichtungsart gewisse Bedingungen zu beachten. Im nachfolgenden wird auf die Maßnahmen an den Rheinseitendämmen im Bereich der Staustufe Gamsheim und Iffezheim eingegangen.

#### 2. Dammgeometrie und Baugrundverhältnisse

Die Dämme im Bereich des Oberrheins bestehen aus einem Kies-Sand-Gemisch mit einem Dichtungskern aus Feinboden (schluffiger Fein- bis Mittelsand). Bei den Rheinstaustufen Gams-

heim und Iffezheim wurde im Untergrund eine Tiefendichtung als Schmalwand eingebaut, die in der Regel 6 - 10 m unter das Urgelände reicht. Bei der Staustufe oberhalb Straßburg wurde keine Tiefendichtung angeordnet, da man davon ausging, daß durch eine ausreichende Kolmatierung sich eine Dichtung im Damm und Untergrund aufbaut.

Bedingt durch den sehr unterschiedlichen Untergrundaufbau und das nicht filterstabile Erdbaumaterial im Untergrund und in den Dammschüttungen treten immer wieder Sickerstellen auf, die teilweise Feinmaterial führen. Die Ausspülung der Feinbodenteile führt auf die Dauer zu Stand sicherheitsproblemen des Dammkörpers.

Als Ursachen für die Sickerstellen in den dauerbelasteten Rheinseitendämmen wurden verschiedene Ursachen festgestellt:

- Durchsickerung des Dammkörpers
  - Schadstellen im Kopf der Untergrunddichtung (Schmalwand)
  - Fenster in den Schmalwänden selbst im Bereich von Einkornschichten im Untergrund
  - Starke Wasserführung in Grobkieschichten im Untergrund im Bereich von alten Schluten
- Die genaue Ursache der auftretenden Sickerstellen ist teilweise gar nicht oder nur durch umfang-

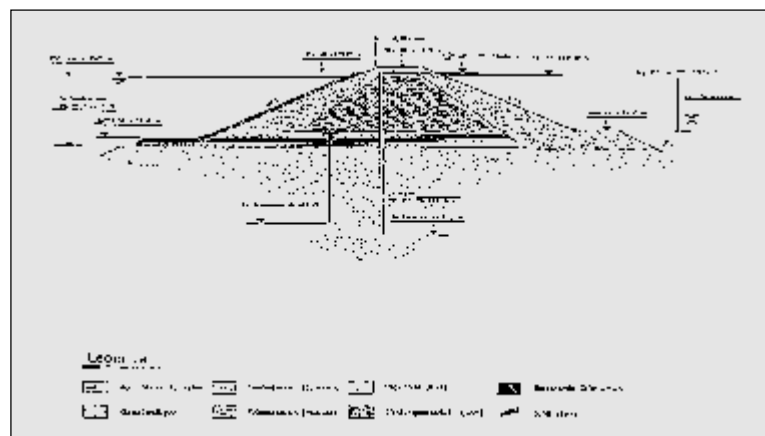


Abb. 1: Dammquerschnitt im Rhein bei Rhein-km 306,400

reiche Untersuchungen zu ermitteln. Die Bundesanstalt für Wasserbau hat daher zur Sanierung von Sickerstellen mit Materialaustritt allgemein eine Dichtung der Dämme und des Untergrundes bis mindestens 2 – 3 m unterhalb der bestehenden Seitengrabensohle empfohlen. In alten Schlutbereichen ist die Dichtung durch die Grobkiesschichten hindurchzuführen. Als Dichtungsmaterial wurden Spundwände mit einer umlaufenden Wandstärke von ca. 10 mm vorgeschlagen, um eine Lebensdauer von etwa 80 – 100 Jahren zu erreichen.

Der Dammquerschnitt im Bereich der Sickerstelle bei Rhein-km 306,400 ist in der **Abbildung 1** dargestellt. Der Damm hat hier eine Höhe von ca. 6,30 m über dem ursprünglichen Gelände. Die Dammkrone hat eine Breite von 5,50 m und der Dammkern von 4,00 m, wasserseits und landseits ist die Böschung des Stützkörpers 1 : 2,5 und die des Kernes 1 : 1,5 geneigt.

Das Kernmaterial des Dammes besteht aus feinsandigem Schluff, der Stützkörper aus sandigem Mittelkies. Der Untergrund besteht aus stark wechselnden

Sand- und Kiesschichten mit unterschiedlicher Lagerungsdichte.

Die Rammsondierungen, die in der **Abbildung 2** dargestellt sind, weisen auf eine sehr harte Schicht zwischen 3,1 und 5,9 m unter der Dammkrone hin und darunter auf Schichten mit sehr lockerer Lagerung. Die Schlagzahl der Rammsondierungen in den harten Schichten betragen zwischen 60 und 600, die in den weichen Schichten größtenteils sogar 0.

Laut Gutachten der Bundesanstalt für Wasserbau sollte die neue Dichtwand mindestens 13 m tief (Dammhöhe 7,00 m + 3,00 m Seitengraben tiefe + 3,00 m = 13,00 m) ausgeführt werden. Da in diesem Bereich jedoch eine alte Schlut bekannt war, wurde aufgrund von Baugrundaufschlüssen eine Spundwandlänge von 18,00 m vorgeschlagen. Eine Spundwandlänge von 18,00 m stellte in diesem Bereich aufgrund der beengten Baustellenverhältnisse der begrenzten Belastungsmöglichkeiten des Dammes die äußerste Grenze dar. Für diese Bedingungen wurden dann Proberammungen durchgeführt.

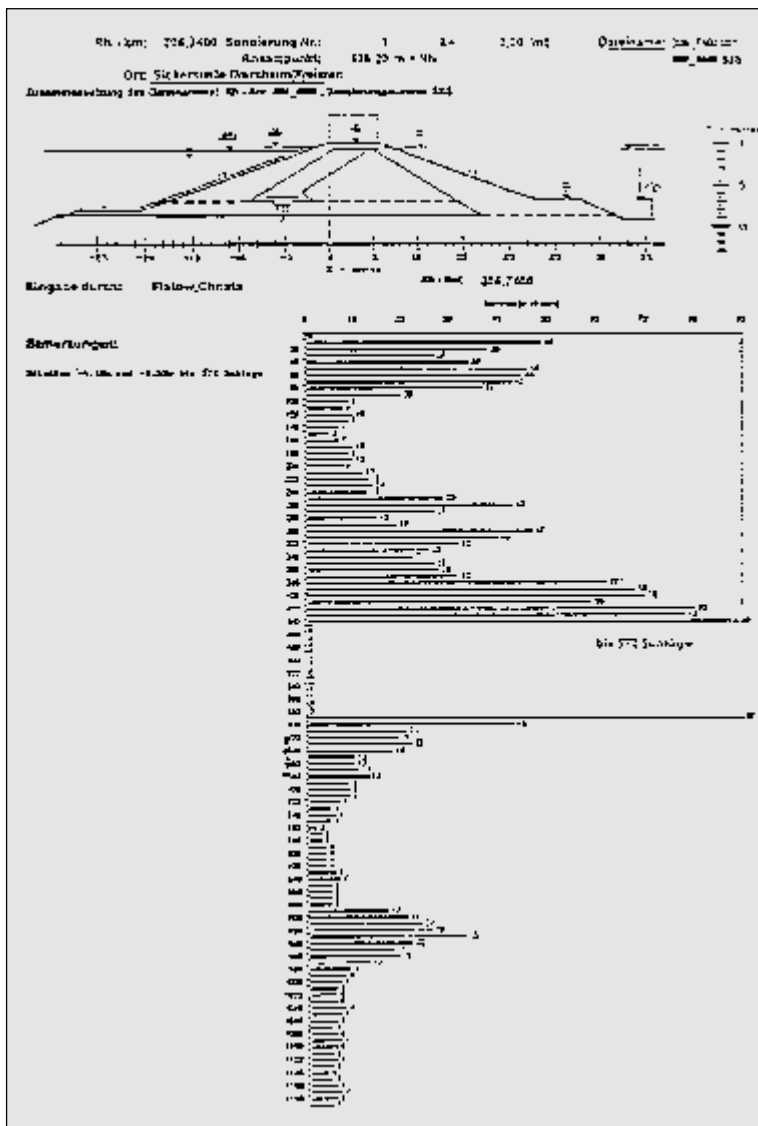


Abb. 2: Rammsondierung bei Rhein-km 306,740

### 3. Randbedingungen für die Proberammung

Bei den zu sanierenden Dämmen muß grundsätzlich davon ausgegangen werden, daß der Dammkern durchströmt wird und damit die Standsicherheit des Dammes gefährdet ist. Aus Sicherheitsgründen müssen daher beim Einbau der Dichtungen folgende Bedingungen beachtet werden:

- Auf der Dammkrone darf nur ein Großgerät (max. 80 t) stehen, damit mögliche Schadstellen auf der Dammkrone von beiden Seiten erreicht werden können.
- Auf der Dammkrone darf kein Material (Spundwände usw.) gelagert werden.
- Die Einbaustellen sind durch Höhen- und Lagemessungen

- sowie Schwingungsmessungen ständig zu überwachen.
- Es ist dafür Sorge zu tragen, daß keine Schloßsprengungen auftreten. Aus Sicherheitsgründen sind daher die Spundwände in 2 Stufen siehe **Abb. 3** (1. Stufe: Rammtiefe etwa Dammhöhe, 2. Stufe: Rammtiefe bis Endtiefe im Pilgerschrittverfahren) einzubauen.
  - Möglichst geringes Bohlengewicht bei umlaufender Wandstärke von ca. 10 mm.
  - Da die Dämme unter einseitiger Belastung stehen, ist ein möglichst schwingungsarmer Einbau vorzusehen.
  - Für die 1. Rammstufe ist eine doppelte Rammführung erforderlich, um Schloßsprengungen zu vermeiden.

### 4. Durchführung der Proberammung

Nach Auswertung der Rammsondierungen wurde die Proberammung bei Rhein-km 306,600 festgelegt, da in diesem Bereich sehr dichtgelagerte Schichten im Dammkörper angetroffen wurden. Ein erfolgreicher Spundwandeinbau bei so ungünstigen Verhältnissen läßt auf eine grundsätzliche Dammsanierung mit Spundwänden schließen. Erprobt wurden die Einbauverfahren mittels Spundwandpressen bzw. variablen Hochfrequenzvibratoren. Zunächst wurden alle Bohlen mit einer doppelten Rammführung bis zu einer Zwischentiefe von ca. 9,00 m unter OK-Damm (1. Stufe) eingebaut. Danach erfolgte der weitere Einbau im Pilgerschrittverfahren (2. Stufe) mit Schrittweiten von 2,00 m. Bei der Hälfte der Spundbohlen wurden vorher im Schloßbereich bis 12,00 m unter OK-Dammkrone Auflockerungsbohrungen durchgeführt. Die Proberammungen wurden durch ein Meßprogramm mit Höhen- und Lagemessungen sowie

Schwingungsmessungen begleitet.

Beim Einpreßverfahren wurden die Bohlentypen Hoesch 134 und Hoesch 155 und beim Vibrationsverfahren die Bohlentypen AZ 18 und AZ 26 der Firma ARBED in Längen von 18,00 m eingebaut.

lich wurde. Beim Einpressen der übrigen Bohlen wurde deshalb auf den Einsatz der Detektoren verzichtet. Das Einpressen von Spundbohlen in schadhafte Dammbereichen stellt die schonendste Sanierungsmaßnahme

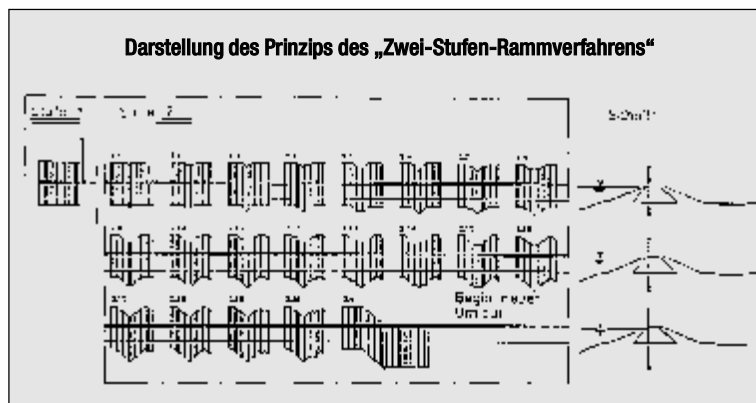


Abb. 3: Zwei-Stufen-Rammverfahren

### 4.1 Einpreßverfahren

Bei einer früheren Sanierung einer Sickerstelle bei Rhein-km 323,300 zeigte sich, daß das Einpressen mittels eines Preßgerätes der Fa. Giken, Typ „Silent-Piler“ nicht zum Erfolg führte. Die Spundbohle wich beim Durchpressen von harten Schichten sowohl rechtwinklig als auch längs zur Rammrichtung aus, so daß sich dieses Verfahren als nicht einsetzbar erwies.

Bei der Proberammung wurde daher das System „Klammt“ eingesetzt. Grundsätzlich ließen sich mit diesem Einbringverfahren alle verwendeten Bohlen bis zur Endtiefe einbauen. Dabei zeigte sich jedoch, daß für den Einbau mittels Spundwandpresse nach dem Verfahren „Klammt“ das verwendete Preßgerät im Grenzbereich seiner Leistungsfähigkeit von 300 bar Preßdruck liegt. Der Einsatz von Detektoren zur Erkennung der Schloßsprengungen hatte bereits beim Einpressen der ersten Bohlen deren Verdrehung zur Folge, so daß der Einbau auf größere Tiefen erst nach der Demontage des Detektors mög-

dar, da keine Schwingungen auftreten. Die Tagesleistung beim Einpressen betrug bei der Probeprägung etwa 60 m<sup>2</sup>. Bedingt durch die vorhandenen Geräte lassen sich voraussichtlich keine größeren Tagesleistungen erzielen.

### 4.2 Spundwandeinbau mit Hochfrequenz-Vibratoren

Bei der Proberammung wurden 8 Doppelbohlen AZ 18 und 8 Doppelbohlen AZ 26, Länge 18 m, mit einem Vibrationsbär MS 48 HFV mäklergeführt einvibriert. Bei 4 Doppelbohlen vom Typ AZ 18 wurden vorher im Schloßbereich der Spundbohlen Bohrungen bis 12 m unter OK-Damm abgeteuft. Zunächst wurden alle Bohlen mit einer doppelten Rammführung nur bis zur Zwischentiefe von 9 m unter OK-Damm einvibriert (1. Stufe). Das weitere Einbringen erfolgte im Pilgerschrittverfahren ebenfalls mit dem Vibrator MS 48 HFV (2. Stufe).

Die von der Bundesanstalt für Wasserbau in ihrem Gutachten geforderte maximale Vibrierzeit

pro Meter konnte nur erreicht werden, wenn im Schloßbereich vorgebohrt wurde. Ohne Vorbohrung lagen die Einbauzeiten z.T. deutlich über den zulässigen Vibrationszeiten pro Meter.

Beim Einvibrieren der Bohlen traten mit den Detektoren zur Erkennung der Schloßsprengung keine Probleme auf.

Hierbei zeigte sich, daß der gewährte Hochfrequenzvibrator bis zum Grenzbereich seiner Leistungsfähigkeit belastet wurde. Die Tagesleistung für das Einvibrieren lag bei ca. 250 m<sup>2</sup>.

## 5. Meßergebnis

### 5.1 Schwingungsmessungen

Die Lage der Meßpunkte sind in Abb. 4 dargestellt. Die Größe der Schwinggeschwindigkeit  $V_R$  wurde in Abhängigkeit von der Vibrierzeit für alle Meßpunkte ermittelt. Es war zu erkennen, daß die Maximalschwingungen an den einzelnen Meßpunkten oft zu unterschiedlichen Zeiten und damit unterschiedlichen Eindringtiefen auftraten.

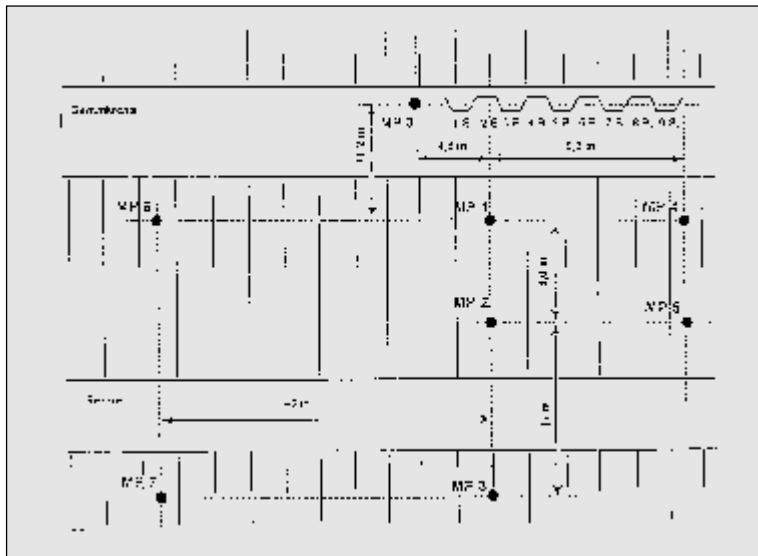


Abb. 4: Lage der Schwingungsmesspunkte

Die Abhängigkeit der jeweils aufgetretenen Größtwerte der

Schwinggeschwindigkeit  $V_{R,max}$  von der Entfernung wurden graphisch dargestellt.

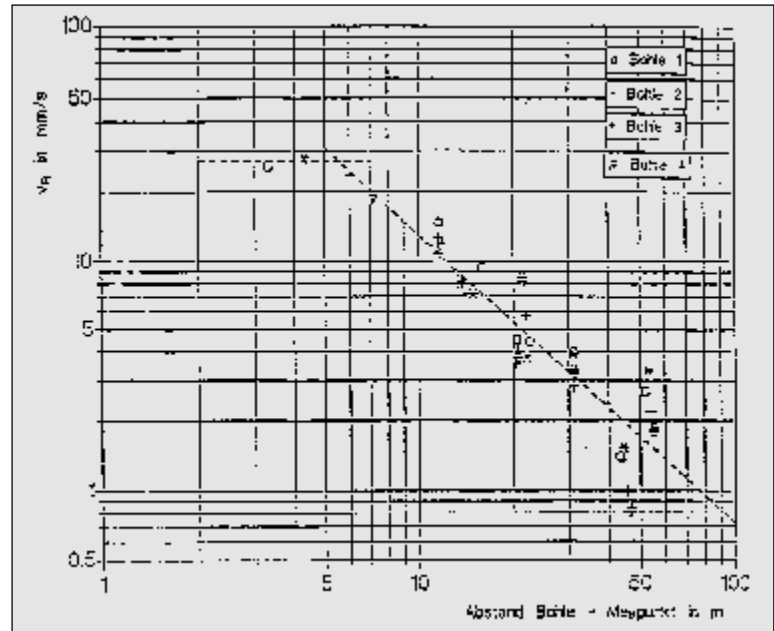


Abb. 5: Vektor der Schwinggeschwindigkeit  $V_R$  in mm/s

Aus Abb. 5 ist erkennbar, daß an der Oberfläche des Damms bis ca. 4 - 6 m Abstand von der Bohle die Schwingung etwa die

gleiche Größe erreicht und danach mit der Entfernung

abnimmt. Bei der Beurteilung der Größe der Schwingungen hinsichtlich schädlicher Auswirkung

muß davon ausgegangen werden, daß die auftretenden Bodenbeschleunigungen und dynamischen Scherdrehungen in einer Größe bleiben, bei der mit schwingungserzeugenden Veränderungen des Bodens und seiner Eigenschaften noch nicht gerechnet werden muß. Nach durchgeführten Modellversuchen der Bundesanstalt für Wasserbau und vorliegenden Erfahrungen sowie nach Haupt, werden bei den vorliegenden Bodenverhältnissen für Bodenbeschleunigungen kleiner  $4,5 \text{ m/s}^2$  und Scherdrehungen  $\gamma < 10^{-4}$  ( $\gamma = V_R/C_S$ ,  $C_S$  = Transversalwellengeschwindigkeit) noch keine nennenswerte Veränderung der Lagerungsdichte und des Schermoduls des Bodens erwarten. Aus diesen Kriterien ergibt sich eine zulässige Schwinggeschwindigkeit des Bodens von  $V_R = 22 \text{ mm/s}$ . Eine geringere kurzfristige Überschreitung, wie auch bei der Proberammung aufgetreten, kann noch akzeptiert werden.

## 5.2 Setzungen und Verschiebungen

Die Lage der Setzungsmeßpunkte und die Ergebnisse der Messungen sind in Abb. 6 dargestellt.

Die im Bereich des Dammfußes und der Berme gemessenen Hebungen und Verschiebungen in Richtung Rhein sind aus der Sicht der dynamischen Schwingungsbelastung nicht zu erklären. Die erschütterungsbedingten Setzun-

Es muß jedoch hervorgehoben werden, daß die Wirkung von Erschütterungen nicht allein in der Verdichtungswirkung gesehen werden darf, die erfahrungsgemäß etwa mit dem Quadrat der Erschütterungsgröße zunimmt und durch meßtechnische Überwachung (Setzungsmessungen) rechtzeitig erkannt werden kann. Bei größerer Überschreitung der Anhaltswerte für die Bodenbeschleunigung und Scherdrehung bzw. des abgeleiteten Anhaltswertes  $V_R = 22 \text{ mm/s}$  kann die Standsicherheit des Dammes, insbesondere durch eine sprunghafte Verringerung des Schermoduls des Bodens in einem, wegen der vergleichsweise geringen Dämpfung Erschütterungen mit der Entfernung, größeren Dammbereich wesentlich herabgesetzt werden.

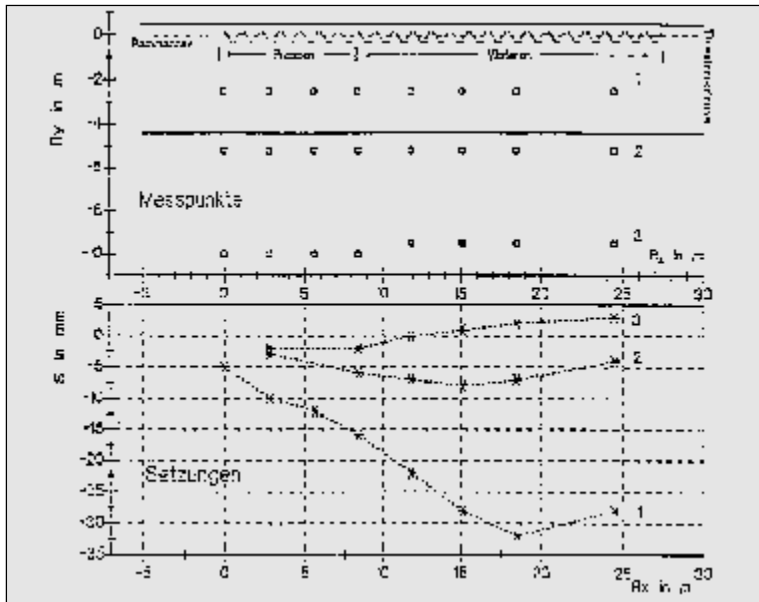


Abb. 6: Lage der Setzungsmeßpunkte (Profil 1 - 3)

Die Lage der Verschiebungsmeßpunkte sowie die Ergebnisse der Messungen sind in Abb. 7 dargestellt.

gen und Verschiebungen der Dammkrone wurden insgesamt als gering und unschädlich festgestellt.

## 6. Empfehlungen der BAW für die Spundwandrammung

Die nachstehenden Empfehlungen gehen davon aus, daß der Damm standsicher und nicht durchströmt ist. Zur Feststellung dieses Zustandes sollten Suchbohrungen in der Rammachse durchgeführt werden. Treffen diese Voraussetzungen nicht zu, sollte das Einbringen der Spundbohlen bis zur Zwischentiefe von etwa 9 m mittels Pressen erfolgen.

Die Vibrationsrammung der 18 m langen Doppelbohlen AZ 18 bzw. AZ 26 bis zu einer Zwischentiefe von 9 m wird schadlos für möglich gehalten, wenn folgende Bedingungen eingehalten werden:

- Arbeitsdrehzahl größer 1980 U/min ( $f > 33\text{Hz}$ ), kräftefreier An- und Auslauf.
- Das wirksame Moment des Vibrators sollte 48 kgm nicht unterschreiten (z. B. MS 48 HFV).
- Die reine Vibrierzeit für die Doppelbohle bis zu einer Tiefe

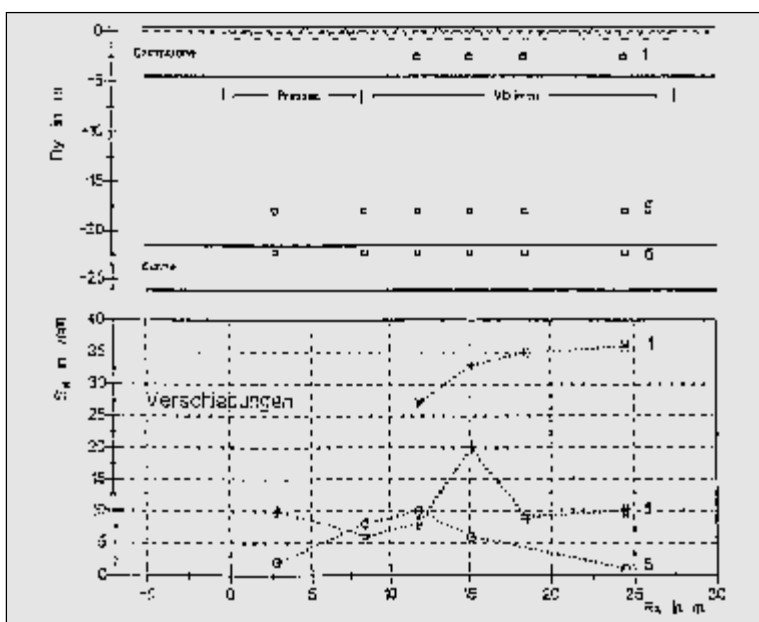


Abb. 7: Lage der Verschiebungsmeßpunkte (Profil 1, 5, 6)



- 9 m sollte 5 Minuten nicht unterschreiten.
- Die Vibriervorgänge sollten lückenlos durch Schwingungsmessungen kontrolliert werden. Bewertungsgröße ist der Vektor der Schwinggeschwindigkeit  $V_R$ , der entweder apparativ gebildet oder näherungsweise aus den gemessenen Einzelkomponenten nach  $V_R = (V_x^2 + V_y^2 + V_z^2)^{0,5}$  berechnet werden kann. Als Grenzwert wird  $V_R = 22$  mm/s für folgende Anordnung der Meßstellen vorgegeben: Es werden 2 Meßpunkte in je 10 m Abstand voneinander parallel zur Dammachse und ca. 10 m Abstand von der Rammachse in der landseitigen Böschung eingerichtet. Diese Anordnung muß die Rammstelle immer einschließen. Maßgebend ist der auftretende Größtwert. Dabei ist es erforderlich, daß die Überschreitung des o. g. Grenzwertes sofort erkannt und signalisiert wird. Tritt dieser Fall ein, sollte vorgebohrt, gepreßt oder schlagend gerammt werden. Für die

Schlagrammung können höhere Werte ( $V_R < 35$  mm/s) zugelassen werden.

Das Weiterrammen der eingestellten Spundwand im Pilgerschrittverfahren kann weiterhin mit einem Vibrator erfolgen, solange die Eindringung größer als 1 m/Minute beträgt. Andernfalls ist mit einer Schlagramme zu rammen.

Treten auf beiden Seiten der vibrierten Doppelbohle größere Setzungstrichter (Tiefe > 0,5 m) auf, sollte die Vibrationsrammung abgebrochen werden.

## 7. Schlußfolgerungen

Wie die Versuchsdurchführungen, aber auch bereits größere Dammsanierungen mit Spundwänden gezeigt haben, hat sich der Einbau von Spundwänden als eine wirtschaftliche Lösung erwiesen. Hierbei hat sich der Einbau mit Hochfrequenzvibratoren bewährt. Durch die Einbaumethode im Zwei-Stufen-Verfahren (1. Stufe mit doppelter Führung, 2. Stufe im Pilgerschrittverfahren mit Stufen von etwa 2,00 m) ist es möglich, relativ schwache Bohlen einzubauen.

Da die Bohlen nicht konstruktive Aufgaben haben, sondern nur die Durchströmung verhindern sollen, ist eine umlaufende Wandstärke wichtig. Diese sollte jedoch nicht unter 10 mm liegen, um eine ausreichende Lebensdauer zu gewährleisten. Bei Spundbohlenlängen > 12,00 m wird empfohlen, auf mindestens 2/3 der Rammtiefe Auflockerungsbohrungen durchzuführen, um ein sicheres Einbauen zu gewährleisten.

Schwere Vibratoren wie MS 48 HFV haben sich als gut erwiesen, jedoch wurden auch mit leichteren Geräten wie MS 36 HFV und Vorspannung von 6 t vertretbare Ergebnisse erzielt. Bei sehr harten Schichten werden jedoch die leichteren Geräte sehr problematisch, da sich durch die Schwingungen die Spundwandschlösser sehr stark erwärmen. Um belastete Dämme nicht zu gefährden, ist es erforderlich, die Grenzwerte des Bodens ständig zu messen.

Insgesamt hat sich der Einbau von Spundwänden als Dichtungselement in bestehenden Dämmen bewährt und stellt eine wirtschaftliche Lösung dar.



Proberammung Einpreßverfahren System „Klammt“



Detektor zur Erkennung von Schloßsprengungen



Proberammung mit Hochfrequenz-Vibrator und doppelter Rammführung



Spundwandrammung (1. Stufe)



Spundwandrammung (2. Stufe – Pilgerschritte)



Erwärmung von Spundwandschlössern bei Vibration auf harten Schichten



Sackungen bei Vibration durch lockere Schichten



Sackungen bei Vibrationen durch lockere Schichten

## Bauvorhaben Baden-Airpark: Qualitätsgerechte Umsetzung

Dr. Dipl.-Geologe Ingo Sass, Mühlthal  
Dipl.-Ing. Georg Geyer, Karlsruhe

### 1. Allgemeine Beschreibung des Projektes

Der Neubau des Verwaltungsgebäudes der Schmider-Kleiser Finanz Holding (SKFH) auf dem Gelände des Baden Airparks erforderte eine innovative und komplexe Baugrube, die im wesentlichen mittels Larssen-Spundwandverbau und mehrlagigen Dichtsohlen hergestellt wurde. Die Spundwände (SPW) wurden vorwiegend rammtechnisch eingebracht, die Dichtsohlen mittels porenraumfüllender Injektionstechnik.

Zur SKFH in Ettlingen / Baden-Württemberg gehören derzeit 12 Unternehmen, darunter etwa die Firmengruppe FlowTex, die Marktführerin für Horizontalbohrsysteme, dann verschiedene Unternehmungen aus den Bereichen Bergbau / Rohmontanwachsgewinnung / Kraftwerk, der Müllentsorgung und seit einigen Jahren die Baden Airpark AG.

Die Baden Airpark AG (BAA) ist Eigentümerin eines ca. 620 ha großen ehemaligen NATO-Stützpunktes der kanadischen Luftwaffe in Söllingen, ca. 10 km WSW von Baden-Baden gelegen. Im Zuge der Konversion führt die BAA dieses große Areal einer zivilen Nutzung zu, welche den Ausbau zu einem Regionalverkehrsflughafen mit angeschlossenem Gewerbe- und Freizeitpark vorsieht. Die Einheiten werden als Baden Airport und Baden Airpark bezeichnet. Die BAA ist sowohl Betreiberin des Baden Airports als auch des Baden Airparks.

Das Verwaltungsgebäude der Unternehmensgruppe wird in einer exponierten Lage des Baden Airpark in unmittelbarer Nähe zum Terminal und zur Start- und Landebahn errichtet. Die Lage beschränkte das Projekt durch luftfahrtrechtliche Auflage auf eine Höhe von 23 m über Gelände.

In seiner von der Glasarchitektur bestimmten Erscheinungsform stellt es einen futuristischen Solitär dar, der sich harmonisch in die weitgehend naturbelassene Landschaft des Baden Airpark „einsenkt“.

Das Gebäude besteht aus einem zentralen Kuppelbau und zwei punktsymmetrisch zur Kuppelmitte angeordneten Seitenflügeln; diese wiederum bestehen im Querschnitt betrachtet aus drei sich überschneidenden Röhren, die sich in Ihrer Mittelachse mit dem halbkugelförmigen, ein Ventil symbolisierenden Kuppelbau verschneiden. Das Sinnbild des Rohrleitungsbaues reflektiert das Hauptgeschäftsfeld und den wesentlichen Wachstumsmotor der SKFH, die grabenlose Leitungsbau-Technologie der FlowTex.

Durch die dicht unter der Geländeoberkante anstehende Grundwasseroberfläche und der Symbolik des erdverlegten Rohrleitungsbaues schrieb der Bauherr dem Planungsteam eine deutliche Assoziation des Gebäudes mit dem Element „Wasser“ in das Pflichtenheft.

fläche umgeben. Auf dieser Wasserfläche „schweben“ die beiden Seitenflügel auf verdeckten Pfeilerschotten. Der künstlich angelegte See korrespondiert mit dem mittleren Grundwasserstand etwa 4,50 m u. GOK. Diesen Abstand vermitteln flach einfallenden Kaskaden, über deren geschliffene Betonoberflächen in etwa zwei Stunden das gesamte Seewasser umgewälzt wird. Etwa 5.000 m<sup>3</sup>/h fließen auf beiden Gebäudeseiten mit einem etwa 10 mm starken Film ruhig in den See. Die Einspeisung des Wassers erfolgt über ein 3,0 m breites und 0,40 m tiefes umlaufendes Becken.

Wenn der Wasserspiegel des Sees auf unter 118,30 mNN fällt, beginnt der Kuppelbau den See in zwei symmetrisch gleiche Teilseen zu trennen.

Der See wird mit einer Biozönose aus Fischen, Schnecken und Wasserpflanzen besetzt, welche für eine konstante und verträgliche Wasserbeschaffenheit sorgen werden.

Neben der gestalterisch-ästhetischen Funktion leisten die beiden Seeteile auch einen Beitrag zur Gebäudekühlung im Sommer, welche ansonsten hauptsächlich über Grundwassernutzung und Wärmetauscher erfolgt. Die für den ständigen Luftwechsel benötigten enormen Luftmengen werden über der Wasseroberfläche angesaugt und

Die wichtigsten technischen Daten des Gebäudes sind:

Gesamtlänge einschließlich Treppentürme:	144 m
Breite bezogen auf Kuppel/Seitenflügel	35 m
Max. Höhe über Gelände	25 m
Nutzfläche (n. DIN 277)	13.300 m <sup>2</sup>
Gebäudeoberfläche	13.900 m <sup>2</sup>
Arbeitsplätze	500 – 600
Baukosten	100.000.000 DM
Davon Baugrube	5.500.000 DM

Die Lösung fand sich darin, die Kuppel fest in den Boden zu stellen, sie wird von einer Wasser-

sind somit gegenüber der normalen Umgebungstemperatur bereits um 2 bis 3° vorgekühlt.



## 2. Architektonische und Grundbautechnische Konzeption für die Baugruben und den Verbau

Das architektonische Konzept stand im ersten Entwurf in krassem Widerspruch zum geltenden Wasserrecht. Es war zunächst vorgesehen, daß der sogenannte Kaskadensee als Grundwasserblänke hergestellt wird. Dieses ist genehmigungsrechtlich jedoch nicht darstellbar. So war ursprünglich vorgesehen, mit temporärem Verbau und Wasserhaltung zu arbeiten. Nach Bewertung der hydrogeologischen Randbedingungen, es handelt sich um hochdurchlässige Kiese des Oberen Kieslagers (OKL) in der Oberreinebene, wurde aus wirtschaftlichen Gründen ohnehin auch für die Seitenflügel ein Verbau mittels SPW und Dichtsohlen mit temporärer Wirkung ausgewählt. Ohne Dichtsohlen hätten die Grundwasserflächenspenden 120 l/s (Seitenflügelbereich) und 380 l/s (Kuppelbereich) betragen.

In Abstimmung mit den Behörden wurde dieses Konzept erweitert zu einem Verbau mit permanenter Dichtwirkung im Bereich der Seitenflügelbaugruben.

Seitenflügel orientieren sich in Tiefe und Größe im wesentlichen an den Anforderungen der Kaskadensee. Daraus ergab sich ein Konzept mit drei Hauptbaugruben: BGR 1 = Südflügel mit permanenter Dichtwirkung, BGR 2 = Kuppel mit temporärer Dichtwirkung und BGR 3 = Nordflügel wiederum mit permanenter Abdichtung. Hinzu kamen drei kleinere Baugruben, eine an der Ostflanke der Kuppelbaugrube zur Aufnahme der Tiefgaragenzufahrt und zur Zuführung von Gebäudetechnik BGR 2-L, temporär. Jeweils eine weitere an der südlichen bzw. nördlichen Stirnwand der Flügelbaugruben zur Aufnahme der Pumpentechnik für den Kaskadensee und zur Hineinführung des Luftansaugkanales (BGR 1-P und Bgr 2-P, beide permanent).

## 3. Geotechnische und hydrogeologische Ausgangssituation

Unter dem Oberboden stehen grobkörnige quartäre Sedimente an. Bis ca. 3 m unter GOK handelt es sich überwiegend um Sande, darunter folgt eine Wechsellagerung aus Sand und Kies. Ab ca. 10 m unter GOK wurden nahezu ausschließlich unterschiedlich sandig

eingeschaltet sind. Die Kiese sind im wesentlichen weit und intermittierend gestuft, wobei die Sandgehalte etwa 10 - 50 % betragen. Diese Lagen sind im allgemeinen sehr ungleichförmig ( $U > 15$ ), bereichsweise jedoch ungleichförmig bis an die Grenze zu gleichförmig ( $U = 5$ ).

Die kiesigen Sedimente sind dicht, örtlich bei Schlagzahlen der schweren Sonde DPH nach DIN 4094 von bis zu  $N_{10} \geq 40$  (unter Wasser) sehr dicht gelagert. Insgesamt ist der Hauptteil der kiesigen Folge den Bodenklassen 3 und 5 zuzuordnen.

Das Grundwasser fließt mit einem Gefälle von 2 - 3 ‰ nach NNW. Der repräsentative Bereich der Durchlässigkeitsbeiwerte wurde im Mittel zu  $k_f = 3,0 \times 10^{-3}$  m/s bestimmt.

## 4. Anforderungen an den Verbau aus rechtlicher Situation und Funktionalität des Bauwerkes

Mit der Beantragung der wasserrechtlichen Erlaubnis wurde die Planung so umgestellt, daß die ohnehin vorgesehenen Dichtsohlen permanent im Bereich der Flügel ausgeführt werden. Grundsatz bei dieser Entscheidung war die Überlegung, daß der Kaskadensee über eine Dichtsohle mit einer um mindestens drei Größenordnungen gegenüber dem Grundwasserleiter reduzierten Permeabilität begrenzt mit dem Grundwasser in Kommunikation stehen kann. Dabei waren Bau-Betriebs- und Havarieszenarien zu berücksichtigen.

Entsprechend der Behördenvorgaben sind dauerhaft die folgenden Restwassermengen in den Seitenflügelbereichen einzuhalten: Bauzustand  $1,5 \text{ l/s} \times 1.000 \text{ m}^2$  für die Dichtsohle zzgl.  $2,5 \text{ l/s} \times 1.000 \text{ m}^2$  aus den Spundwänden

### Technische Daten der Baugrube

Gesamtfläche der Baugrubensohle	ca. 5.800 m <sup>2</sup>
Anteil permanenter Dichtsohle	ca. 4.750 m <sup>2</sup>
Gesamtpundwandfläche der Baugrube	ca. 7.800 m <sup>2</sup>
Anteil permanenter Spundwände	ca. 7.000 m <sup>2</sup>
SPW-Länge BGR2	16,80 m
SPW BGR1 und BGR3	bis 12,80 m
Max. Wasserdruck im Bauzustand	ca. 9,00 m
Max. Wasserdruck im Betriebszustand	ca. 4,50 m
Bemessungswasserstand	120,30 mNN
Mittlerer GW-Stand	118,30 mNN
Kubatur Aushub	ca. 72.000 m <sup>3</sup>

Im Kuppelbau war eine zweigeschossige Tiefgarage unterzubringen. Die Baugruben der

und steinig durchsetzte Kiese sedimentiert, wobei unregelmäßig Sand- sowie vereinzelt Tonlinsen



in Bezug auf die Baugrubensohlfäche. Im späteren Betriebszustand durften diese Werte  $2,0 \text{ l/s} \times 1.000 \text{ m}^2$  bzw.  $0,5 \text{ l/s} \times 1.000 \text{ m}^2$  nicht überschreiten.

Die Dichtigkeitsanforderungen an die SPW konnten nach Auffassung der Planer nur mittels Doppelbohlen und Polyurethan-Dichtlippe (Schloßdichtung System Hoesch) unter Einsatz von Signalgeberbohlen erreicht werden. Aus diesen Gründen wurde neben einem Qualitätssicherungsplan „Dichtsohlen“ eine separater QSP „Verbau“ entwickelt und umgesetzt.

### 4.1 Anforderungen an den Verbau

Für die Lieferung der Spundbohlen galten die technischen Lieferbedingungen DIN-EN 10 248 T1 + 2. Es durften nur ungebrauchte Bohlen eingebaut werden. Die Doppelbohlen waren am Mittelschloß mit werksseitiger Dichtschweißung zu versehen. Die Toleranzen wurden wie folgt vorgegeben: horizontal OK SPW-Kopf  $\pm 7,5 \text{ cm}$ , vertikal  $\pm 5,0 \text{ cm}$ , Lotabweichung 1% über die gesamte Bohlenlänge.

Aufgrund der Wahl des höchsten verfügbaren Dichtungsstandards des Schlosses mit Polyurethan-Dichtlippe erfolgte der Einbau der Bohlen zwingend rammend und nicht rüttelnd. Vorbohrungen waren aufgrund der dichten Lagerung der Kiese ausgeschrieben. Trotz Wahl eines stärkeren Profiles gegenüber der statischen Erfordernis durch den Unternehmer konnte nicht überall auf Vorbohrungen verzichtet werden.

### 4.2 Qualitätssicherung

Stichwortartig zusammengestellt zeigt sich, daß die QS-Anforderungen weit über das übliche Maß einer Verbaumaßnahme hinausgingen:

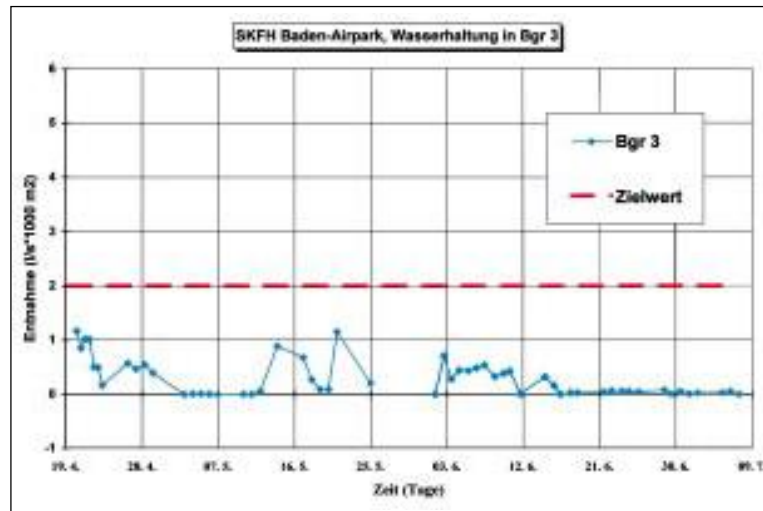


Abb.: 1 Grundwasserstände außerhalb der Baugrube

- Vorlage eines Ramm- und Bohlenplanes
- Geräterweise Anlieferung
- Proberammung mit elektronischem Signalgeber
- Schweißnachweis Werkschweißung
- Abnahmeprotokoll jeder Doppelbohle im Werk und auf der Baustelle
- Baustellenschweißung nur durch Fachfirma mit großen Eignungsnachweis
- Rammprotokoll bei jeder Bohle
- Überwachung aller SPW-Arbeiten durch Rammpolier der Lieferfirma
- Überprüfung der Schloßintegrität mit elektronischem Signalgeber an jeder zwanzigsten Doppelbohle
- Lagekontrolle des SPW-Kopfes

## 5. Ergebnisse

Das vertraglich vereinbarte Ziel der Dichtigkeit war insgesamt  $2,0 \text{ l/s} \times 1.000 \text{ m}^2$  permanent bei einem Außenwasserstand von  $119,50 \text{ mNN}$ . **Abbildung 1** zeigt die saisonale Entwicklung des Grundwasserstandes außerhalb der Baugruben. Dabei ist anzu-

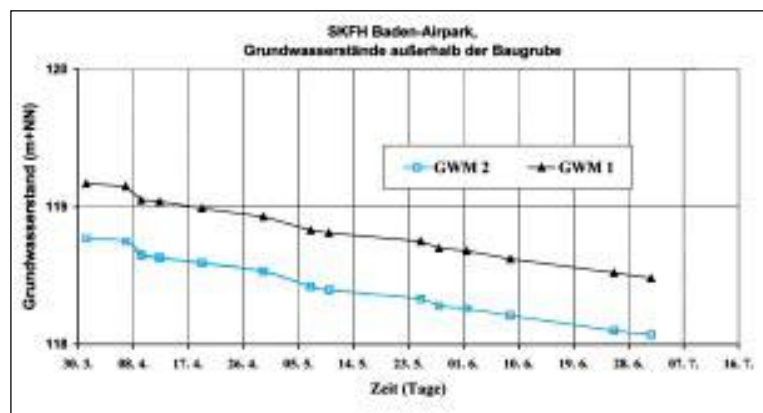


Abb.: 2 Wasserhaltung in BGR1

- Zusätzlich regelte der QSP bei jeder zwanzigsten Doppelbohle:
- Großer Rammbericht

merken, daß es sich beim Bauwinter 98/99 um einen Jahrhundertwinter im Hinblick auf die

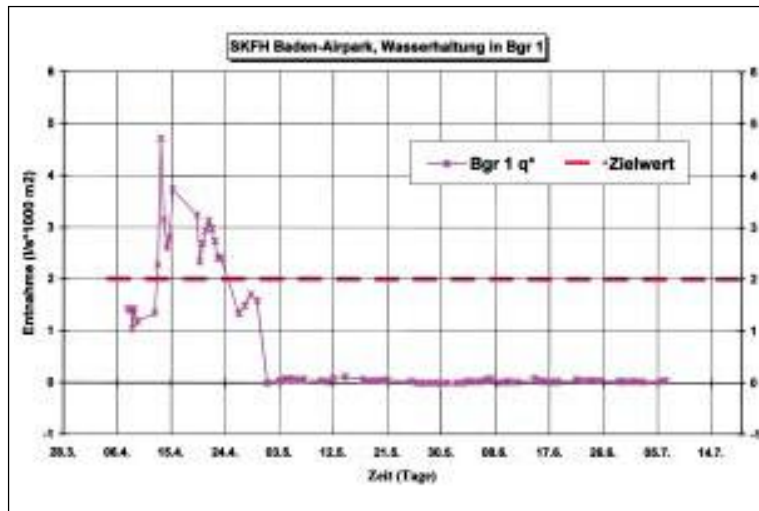


Abb.: 3 Wasserhaltung in BGR3

Grundwasserstände handelte. Sowohl in Baugrube 1 als auch in BGR 3 (Abb. 2 und 3) wurden die Vorgaben um nahezu eine Größenordnung unterschritten.

Diese ist neben der reinen Materialwahl bei Verbau und Dichtsohlen vor allem auf die Gütesicherung der Baumaßnahmen mittels QSP zurückzuführen.

## Tragfähigkeit von exzentrisch verankerten AZ-Bohlen

Prof. Dr.-Ing. G. Sedlacek und Chr. Dercks, Aachen

### 1. Dimensionierung von Spundwänden nach den Eurocodes

Die Bemessung von Stahlspundwänden, z.B. für Baugrundsicherungen nach EAB [1] oder Uferbefestigungen nach EAU [2] wird in Deutschland z. Zt. i.d.R. rein elastisch nach zulässigen Spannungen durchgeführt. Die Erddruckermittlung erfolgt häufig nach Coulomb, wobei die Erddruckverteilungen auf der Seite

der Streckgrenze des Spundwandstahls enthalten ist.

Verfahren zur Berücksichtigung der nichtlinearen Verformungen von Spundwänden sind schon seit langem in der EAB (EB 27) [1] und der EAU (E 77) [2] verankert und auch Gegenstand mehrerer Veröffentlichungen, z.B. von Weißenbach [5], [6] und Brinch Hansen [7], [8]. Diese Verfahren sind aber erst durch die Entwicklung der ENV 1997 - Eurocode 7 „Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik“ [3] und

ENV 1993- Eurocode 3 - Teil 5 „Entwurf und Bemessung von Stahlbauten - Spundwände und Pfähle“ [4] für eine allgemeine Verwendung in den Vordergrund gerückt, da in diesen Europäischen Regelungen ein einheitliches Sicherheitskonzept angewendet wird, demzufolge nach:

1. Tragsicherheitsnachweisen, mit denen über Festigkeit und Stabilität Bruch oder Kollaps verhindert werden soll, und nach
2. Gebrauchstauglichkeitsnachweisen, mit denen über Steifigkeit die Verformungen begrenzt werden sollen, allgemein unterschieden wird, **Bild 2**.

Die Gebrauchstauglichkeitsnachweise werden i.d.R. im elastischen Verformungsbereich der Spundwände (also bei Beanspruchungen unterhalb der Streckgrenze des Spundwandstahls) mit charakteristischen Lasten (das sind in der Regel Lasten mit Wiederkehrperioden von bis zu ca. 50 Jahren) geführt. Die Tragsicherheit wird dagegen mit Bemessungslasten (das sind  $\gamma$ -fache charakteristische Werte, die Wiederkehrperioden von ca. 1.000 ÷ 10.000 Jahren entsprechen) nachge-

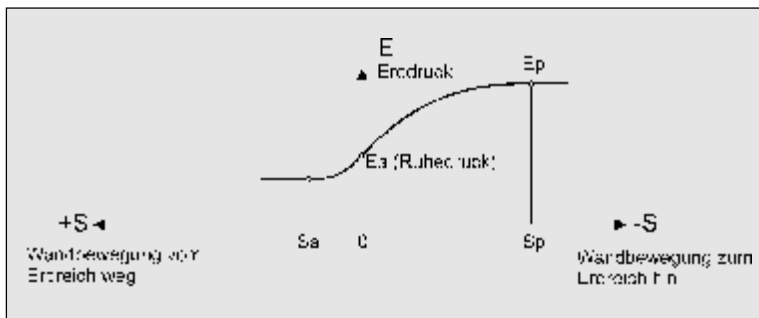


Bild 1: Zusammenhang zwischen Erddruck und Wandbewegung

des aktiven Erddrucks abhängig vom System, ohne oder mit Anker oder Abstützungen, angesetzt werden. Beim passiven Erddruck, zu dessen Mobilisierung wesentlich geringere Wandverformungen als beim aktiven Erddruck notwendig sind, **Bild 1**, wird der rechnerische Erddruck nicht voll angesetzt, sondern um den Faktor 1/1.2 bzw. 1/1.5 verringert.

Die zur Berechnung des Erddrucks nach DIN 4085 benötigten Bodenkennwerte, innerer Reibungswinkel  $\varphi$  und Kohäsion  $c$ , werden als vorsichtige Mittelwerte angesetzt. Damit wird die Einhaltung einer zulässigen Spannung nachgewiesen, in der ein Sicherheitsfaktor von i.d.R. 1.5 gegen Erreichen des Nennwertes

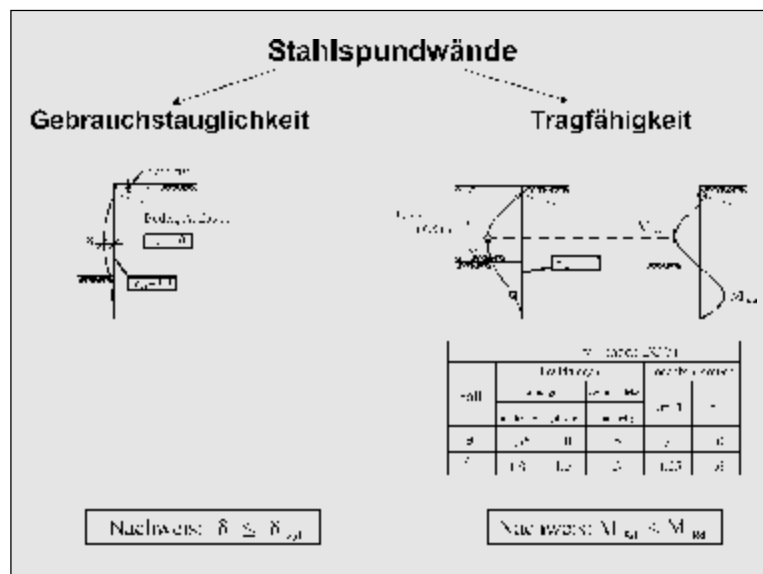


Bild 2: Grenz Zustandsbemessung für Spundwände

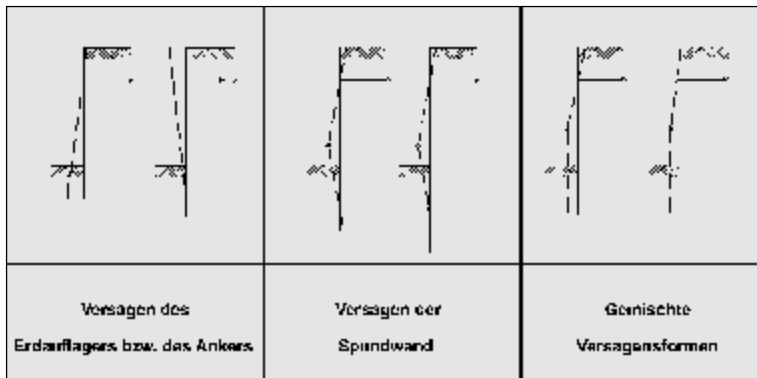


Bild 3: Versagensformen im Grenzzustand der Tragfähigkeit

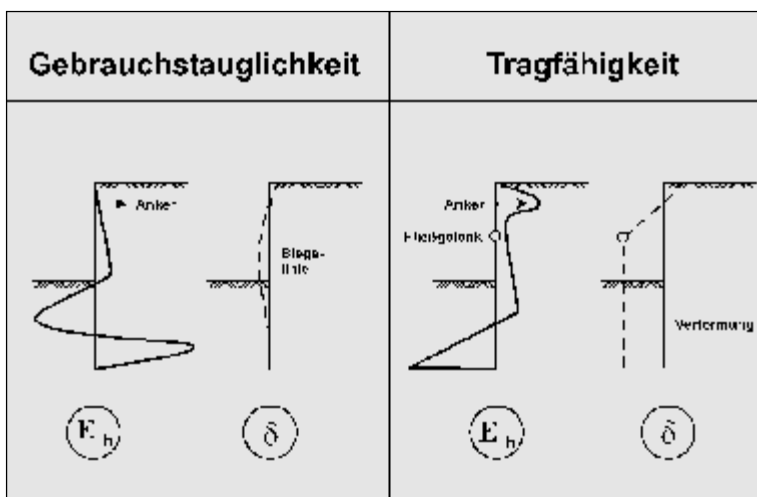


Bild 4: Horizontale Erddrücke  $E_h$  und Verformungen  $\delta$  im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und der Tragfähigkeit

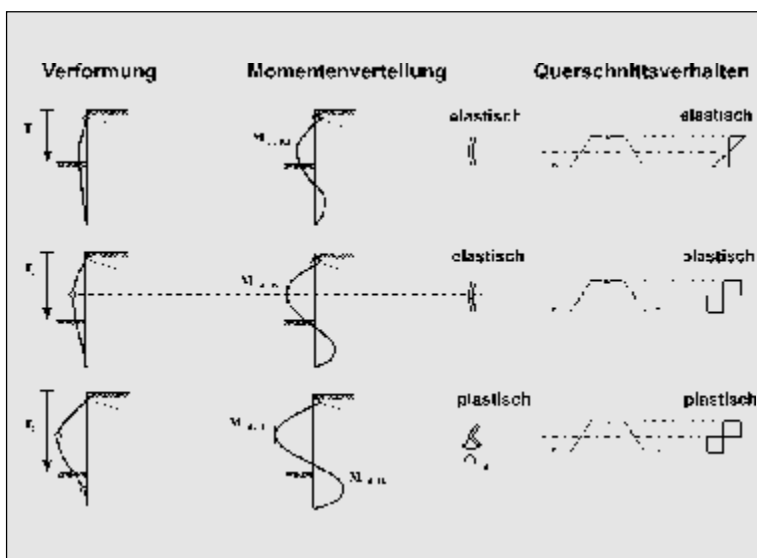


Bild 5: Verhalten einer Spundwand bei fortschreitendem Aushub

wiesen, und dieser Nachweis an der Grenze zu Bruch und Kollaps, siehe **Bild 3**, erlaubt die Ausschöpfung aller nichtlinearen Effekte, wie sie auch vor dem Eintreten des Bruchs oder Kollaps in der Natur eintreten würden. In **Bild 4** sind beispielsweise die unterschiedlichen Erd-druckverteilungen und Verformungen im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und Tragfähigkeit angegeben.

Für den Tragfähigkeitsnachweis für verankerte Spundwände bedeutet dies, daß das nichtlineare Werkstoffverhalten des Spundwandstahls an und oberhalb der Streckgrenze ausgenutzt werden darf und damit im höchstbeanspruchten Querschnitt über die elastische Spannungsverteilung hinaus für Profile der Klasse 2 auch die Bildung eines plastischen Gelenkes mit plastischer Spannungsverteilung angenommen werden darf. Für die Profile der Klasse 1 darf sogar die sukzessive Bildung weiterer plastischer Gelenke bis zur Entstehung einer labilen kinematischen Kette angenommen werden, die plastische Knickwinkel (sog. plastische Rotationen) im zuerst sich bildenden Fließgelenk erzeugt.

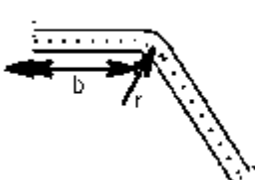
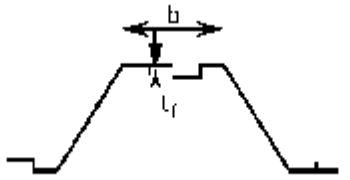
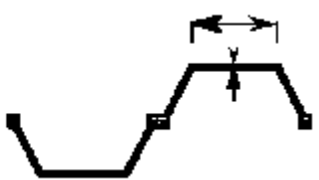
Das **Bild 5** zeigt, wie sich bei Profilen der Klasse 1 bei fortschreitender Aushubtiefe  $T$  die Spannungsverteilung aus dem elastischen Bereich in den plastischen Bereich an der höchstbeanspruchten Stelle und schließlich auch in den plastischen Bereich an mehreren Stellen entwickelt. Die einzelnen Stufen der Beanspruchbarkeit, die eine Spundwand mit Klasse 1-Profil durchlaufen kann, sind also gleichzeitig Grenzen der Beanspruchbarkeit für Klasse 2-Profile (nur ein plastisches Fließgelenk), Klasse 3-Profile (nur elastische Spannungsverteilung bis zu Streckgrenze an den Rändern) und Klasse 4-Profile (nur elastische Spannungsverteilung bis zu einer Grenzspannung unterhalb der Streckgrenze).

## Stahlpundwände (3) – Planung und Anwendung

Das Kriterium für die Klassifizierung von Profilen ist das  $b/t$ -Verhältnis der gedrückten Flanschen, siehe **Tabelle 1**. Diese  $b/t$ -Verhältnisse werden aus Biegeversuchen mit Profilen gemäß

ten-Rotationskurve bestimmt und aus der höchsterreichbaren Belastbarkeit  $M_u$  im Vergleich zu den Grenzen  $M_{el}$  auf Klasse 3-Profile und  $M_{pl}$  auf Klasse 2-Profile geschlossen.

biegeversuchs herangezogen werden könnte, **Bild 7**, der wegen der steileren Momentengradienten eine günstigere Momenten-Rotationslinie liefert. Jedoch wurde im Eurocode 3 – Teil 5 auf diesen Vor-

Klasseneinteilung	Z-Profile	U-Profile						
								
<b>Klasse 1</b>	– die gleichen Grenzwerte wie für einen Klasse 2 Querschnitt – zusätzlich ist ein Rotationsnachweis erforderlich ( <i>siehe Anmerkung</i> )							
<b>Klasse 2</b>	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq [45]$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq [37]$						
<b>Klasse 3</b>	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq [66]$	$\frac{b/t_f}{\epsilon} \leq [49]$						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	$f_y$ [N/mm <sup>2</sup> ]	<table style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>240</td> <td>270</td> <td>320</td> <td>355</td> <td>390</td> <td>430</td> </tr> </table>	240	270	320	355	390	430
240	270	320	355	390	430			
	$\epsilon$	<table style="width: 100%; text-align: center;"> <tr> <td>0,99</td> <td>0,93</td> <td>0,86</td> <td>0,81</td> <td>0,78</td> <td>0,74</td> </tr> </table>	0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74
0,99	0,93	0,86	0,81	0,78	0,74			
<b>Erläuterung:</b>  <b>b:</b> Flanschbreite, die zwischen den Eckausrundungen gemessen wird, vorausgesetzt wird jedoch, daß das Verhältnis $r/t_f$ nicht größer als [3,0] ist; andernfalls sollte eine genauere Methode verwendet werden; <b><math>t_f</math>:</b> Flanschdicke, für Flansche mit einer konstanten Dicke; <b>r:</b> Radius der Querschnittsmittellinie zwischen Steg und Flansch; <b><math>f_y</math>:</b> Streckgrenze.								
<b>Anmerkung:</b> Bei Klasse 1 Querschnitten sollte nachgewiesen werden, daß das plastische Rotationsvermögen des Querschnitts nicht kleiner als die von dem jeweiligen Bemessungsfall geforderte Rotation ist. Anleitung für diesen Nachweis (Rotationsnachweis) wird im Anhang E.4.4.2 gegeben.								

**Tabelle 1:** Klassifizierung der Querschnitte nach EC 3 Teil 5

**Bild 6**, den sog. 4-Pkt.-Biegeversuchen, bestimmt, die in etwa die Momentenverhältnisse im Spundwandfeld (also an dem sich zuerst bildenden Fließgelenk) annähern. Es wird die sogenannte Momen-

Die  $b/t$ -Verhältnisse an der Ankerstelle könnten noch günstiger als im Spundwandfeld sein, da wegen der spitzen Momentenlinie in diesem Bereich der Dreipunktbiegeversuch statt des Vierpunkt-

teil an der Verankerungsstelle verzichtet.

Typisch für solche Dreipunktbiegeversuche ist, daß die Lasteinleitung so erfolgt, daß die Profile symmetrisch belastet werden,



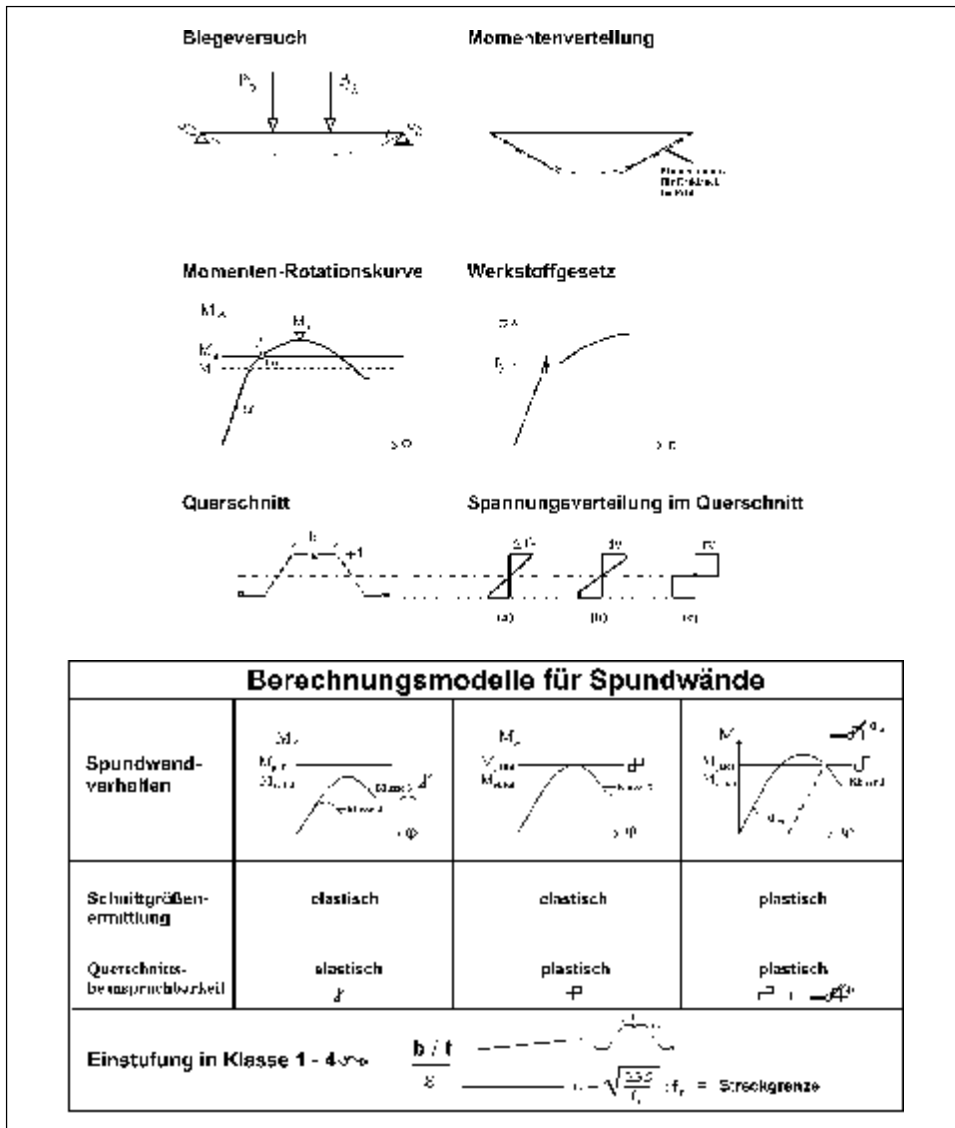


Bild 6: Beispiel eines Biegeversuchs mit einem Spundwandprofil

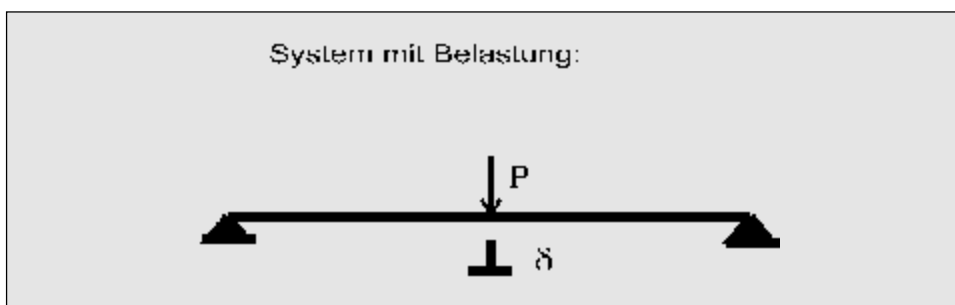


Bild 7: Beispiel eines Dreipunktbiegeversuchs mit einem Spundwandprofil

damit der zentrischen Anordnung der Anker oder der Verankerung über Gurte Rechnung getragen wird, siehe Bild 8.

Bei U-Profilen ist die zentrische Anordnung der Anker einfach, bei Z-Profilen würde die zen-

trische Anordnung der Anker jedoch eine Bohrung durch das Schloss bedeuten und damit Probleme für die Wasserdichtigkeit erzeugen. Deshalb sind bei Z-Profilen exzentrische Verankerungen nach Bild 9 vorzuziehen, Bild 9.

Bisher gibt es keine Regelungen in ENV 1993 - Eurocode 3 - Teil 5 oder in den deutschen Normen, wie solche exzentrische Verankerungen zu behandeln sind. Daher soll der vorliegende Beitrag, der die Ergeb-

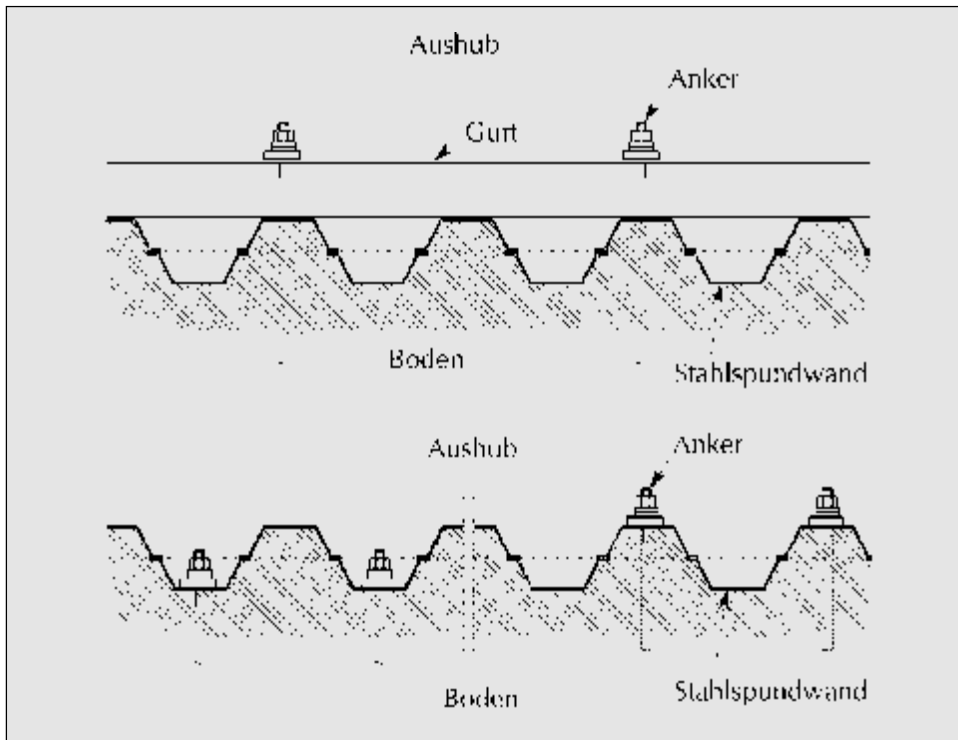


Bild 8: Beispiel für eine Gurtung und Verankerung bei U-Bohlen

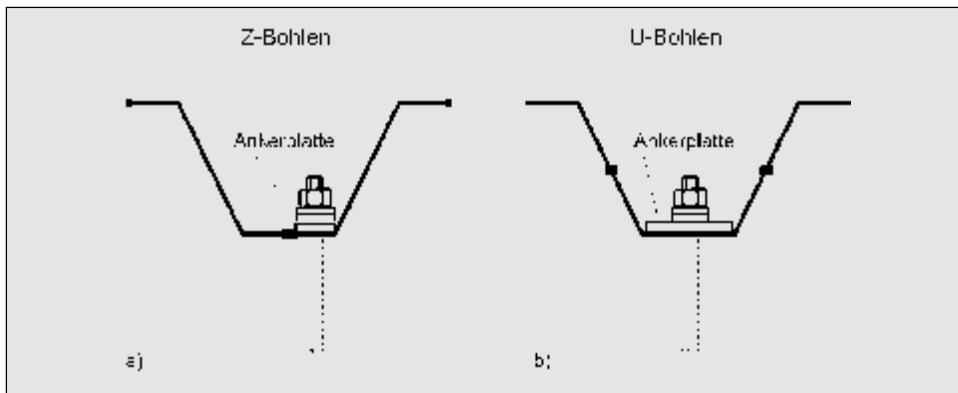


Bild 9: a) Zentrische Verankerung bei U-Bohlen und b) exzentrische Verankerung bei Z-Bohlen

nisse einer im Auftrag der Firma Profil-Arbed durchgeführten Studie [9] wiedergibt, zeigen, in welcher Weise die exzentrische Verankerung die Erreichbarkeit des plastischen Momentes an

der Verankerungsstelle beeinflusst, wo Grenzen durch die Lastübertragung durch das Schloß liegen und wie die weiteren lokalen Nachweise zu führen sind.

## 2. Durchgeführte experimentelle und rechnerische Untersuchungen

Die Verhältnisse einer Spundwand mit exzentrisch angeordneter Verankerung sind sehr schwierig im Labor nachzustellen. Deshalb wurde für den experimentellen Teil der Untersuchungen von vornherein ein Versuchsaufbau gewählt, mit dem primär das lokale Verhalten um den Verankerungspunkt und nur sekundär das Momenten-Rotati-

Probe	Stahlgüte	Länge [m]
AZ 261	S 240 GP	2,975
AZ 262	S 355 GP	2,975
AZ 183	S 240 GP	2,975
AZ 184	S 240 GP	1,975
AZ 135	S 240 GP	1,975

Tabelle 2: Versuchsprogramm für Dreipunktbiegeversuche

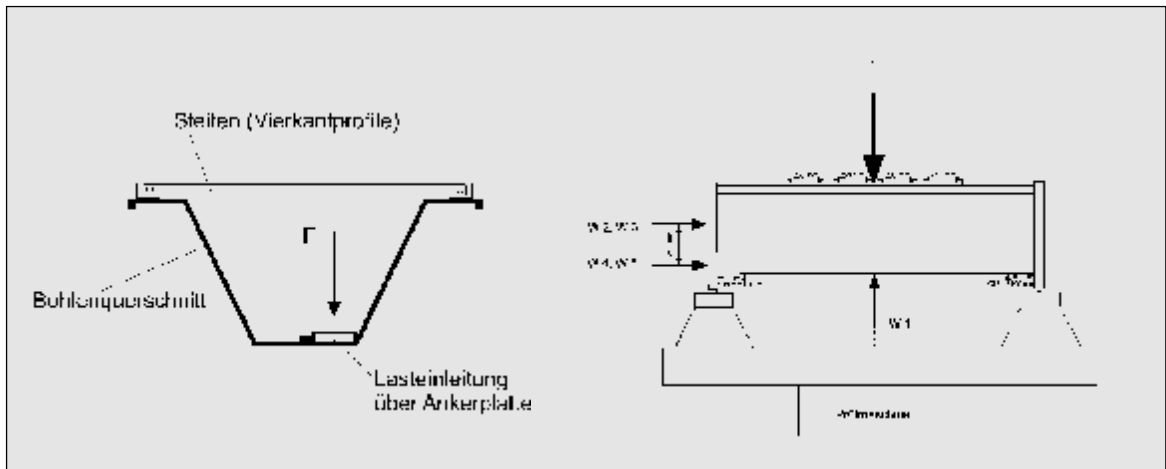


Bild 10: Schnitt durch den Querschnitt der Versuchsprobe und Versuchsaufbau

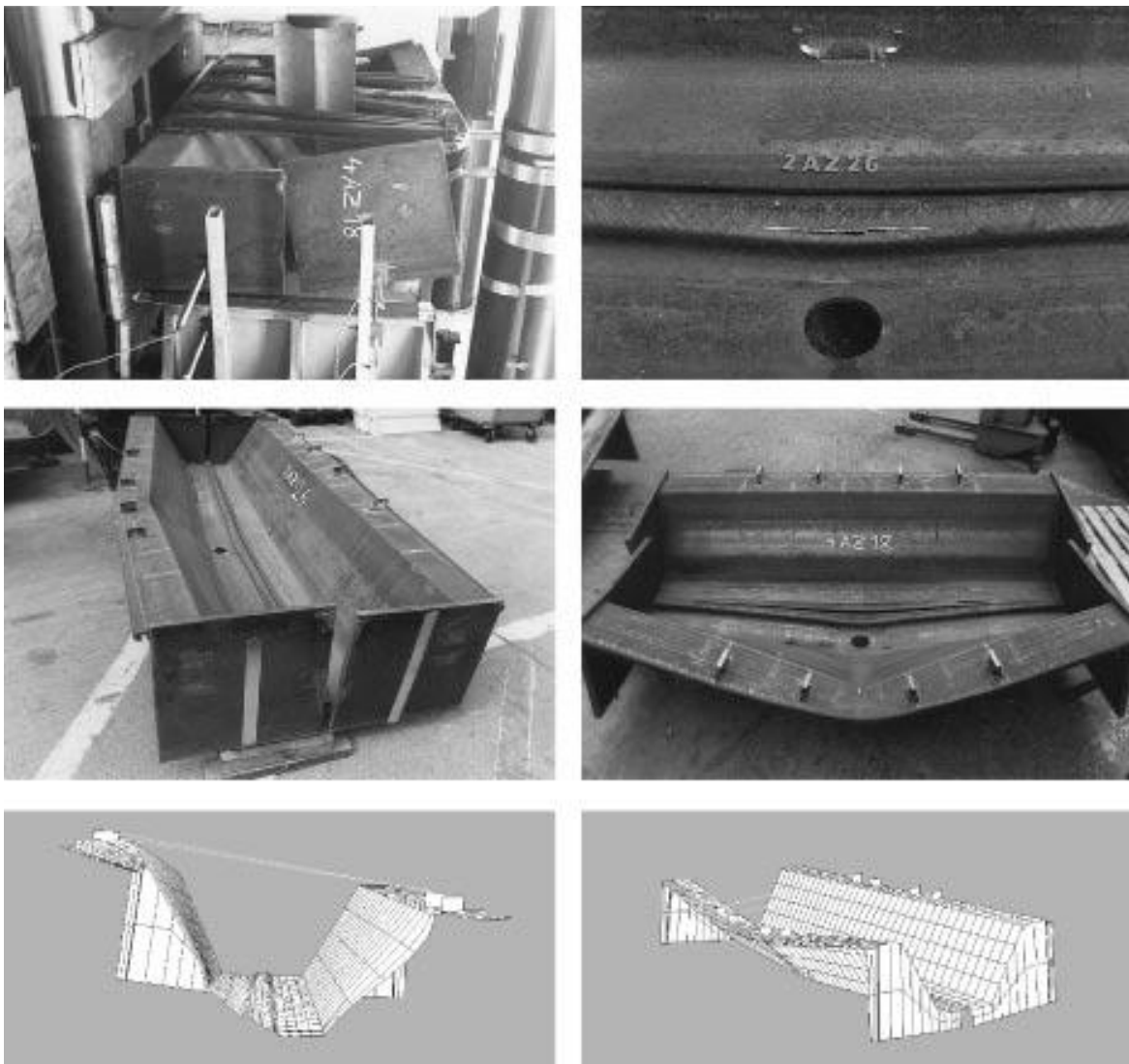


Bild 11: Verformung der Proben nach Versuch und Verformungsfiguren der FE-Simulationen

ons-Verhalten der Profile untersucht werden sollte. Das Ziel war, die Versuchsergebnisse zur Kalibrierung eines Finite-Element-Programms zu verwenden, mit dem dann das Zusammenwirken des lokalen Verhaltens um die Verankerungsstelle mit dem Momenten-Rotationsverhalten der wirklichen Spundwand im Verankerungsbereich genau genug ermittelt werden konnte.

Das **Bild 10** zeigt den Versuchsaufbau zusammen mit den untersuchten Profilen. An der Verankerungsstelle wurde eine Bohrung mit Durchmesser 70 mm eingebracht, durch die die Verankerungskraft über eine Platte eingeleitet wurde.

Das **Bild 11** zeigt die verformten Versuchsteile nach Erreichen der Traglast zusammen mit den Ergebnissen der für die Kalibrierung durchgeführten FE-Simulation. Für die FE-Simulation wurde das Programm MARC verwendet.

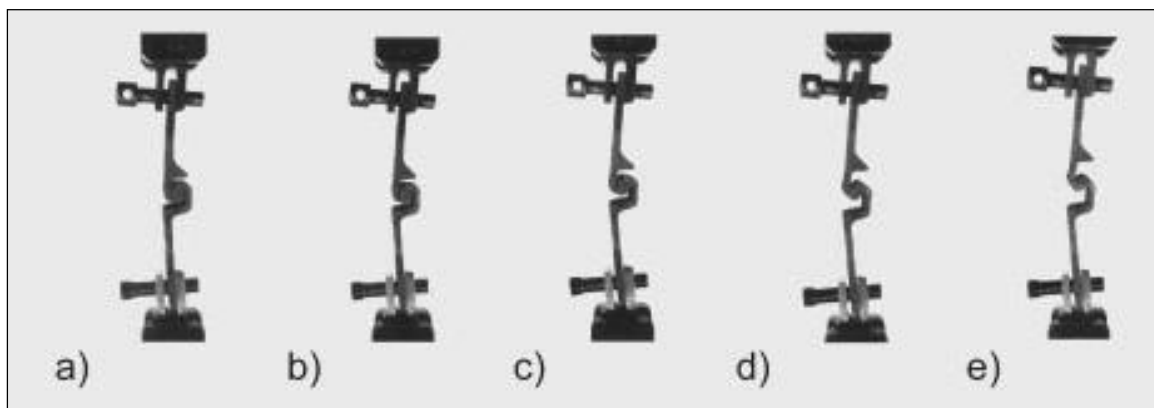
Die Versuche zeigten einen nichtlinearen Kraft-Verschiebungsverlauf, **Bild 12**, der seine Ursache weniger in der Plastizierung des Spundwandprofils, sondern vor allem in dem Aufziehen des Spundwandschlusses an der Lasteinleitung bis zur Rissbildung hatte. Daher war es erforder-

lich, das Schloßverhalten unter Zug in einer besonderen Analyse zu erfassen und in das FE-Modell für den Dreipunktbiegeversuch einzubringen.

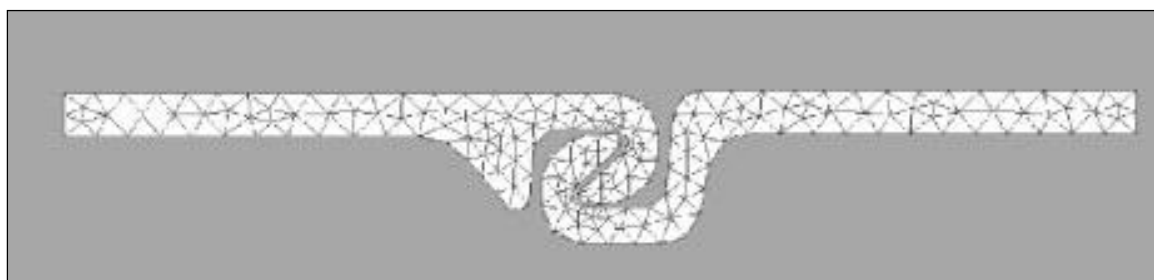
Dazu wurden eigene Versuche durchgeführt, **Bild 13**, die mit Dreieckselemente nach **Bild 14** nachgerechnet wurden.



**Bild 12:** Kraft-Verformungskurve aus Dreipunktbiegeversuch



**Bild 13:** Zugversuche an Spundwandschlössern



**14:** FE-Modell des Spundwandschlössern

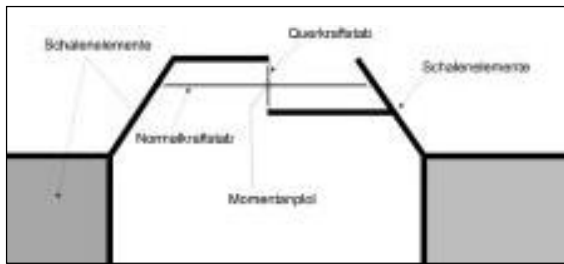


Bild 15: Abbildung des Schlosses durch Ersatzstäbe in der Doppelbohle

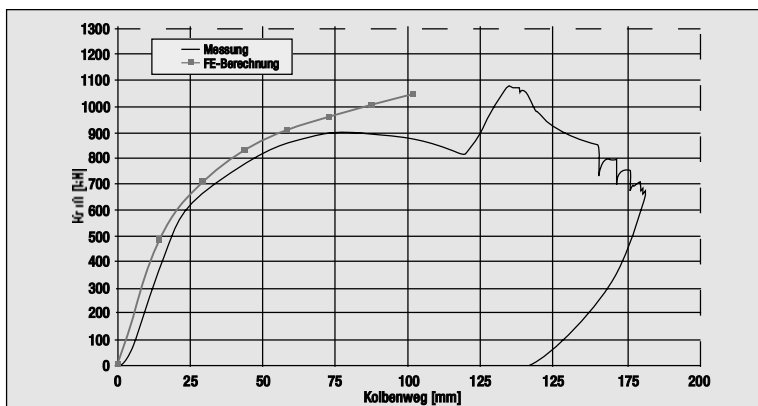


Bild 16: Vergleich der Kraft-Verformungskurven im Versuch und der FE-Simulation

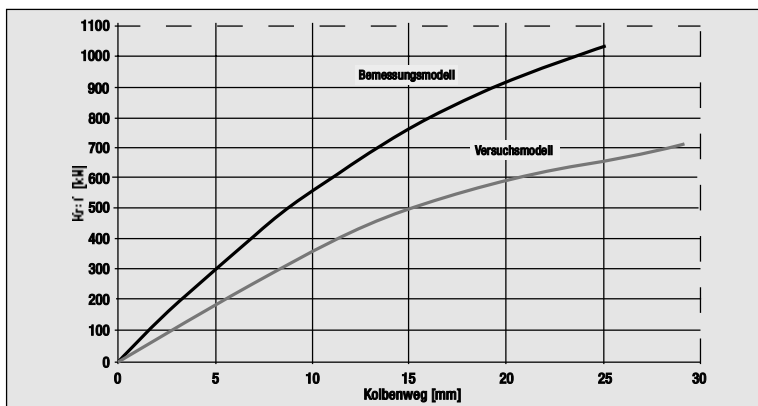
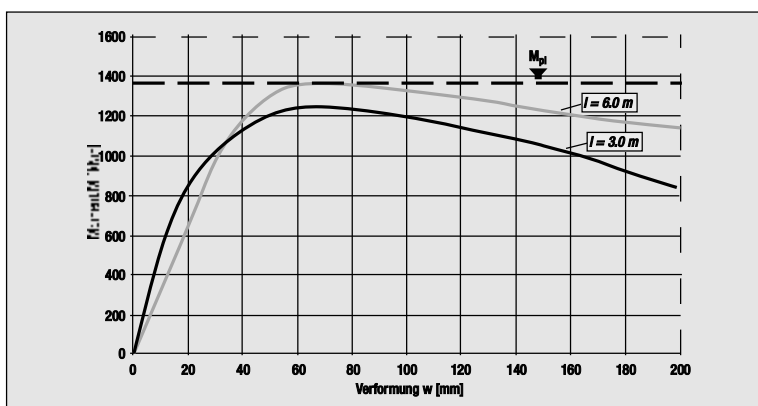


Bild 17: Vergleich der Kraft-Verformungskurven im Versuch und im Modell einer wirklichen Spundwand (Bemessungsmodell)



Damit war es möglich, das Schloss durch geeignete vereinfachte Stabelemente mit geeigneter Charakteristik abzubilden, Bild 15.

Bild 16 gibt einen Überblick über die Güte der FE-Simulation der durchgeführten Versuche.

Das an den Versuchen kalibrierte FE-Modell gestattet, das Verhalten der exzentrisch verankerten Spundwandprofile im Dreipunktbiegeversuch unter den Bedingungen des Zusammenhangs vieler Profile wie in einer wirklichen Spundwand zu berechnen. Bild 17 zeigt den Unterschied zwischen dem Anfangs-Last-Verformungsverhalten in dieser Situation gegenüber dem durchgeführten Versuch.

Parameterstudien mit unterschiedlichen Feldlängen des Dreipunktbiegeversuchs zeigen, daß die Ausnutzbarkeit des Spundwandprofils bei exzentrischer Verankerung von der Feldlänge abhängig ist, Bild 18. Das läßt darauf schließen, daß die Wirkung der exzentrischen Verankerung gegenüber der zentrischen Verankerung ein lokaler Effekt ist, der über die Feldlänge abklingt.

(9) Es lag deshalb nahe, diesen lokalen Effekt zunächst im elastischen Bereich zu verfolgen, indem die exzentrische Lasteinleitung als Superposition einer symmetrischen Lasteinleitung mit einer antimetrischen

Bild 18: Vergleich der Kraft-Verformungskurven für verschiedene Feldweiten



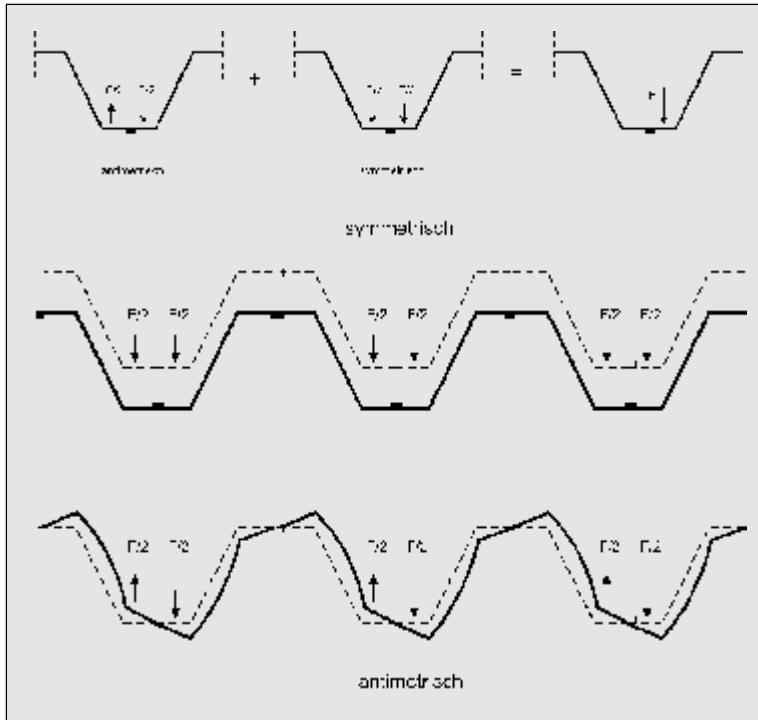
Lasteinleitung aufgefaßt wird, **Bild 19**. Das führt zu einer ersten Näherung  $\alpha_{ex}$  für die

Abminderung der maximalen Biegebeanspruchbarkeit des Profils bei zentrischer Veranke-

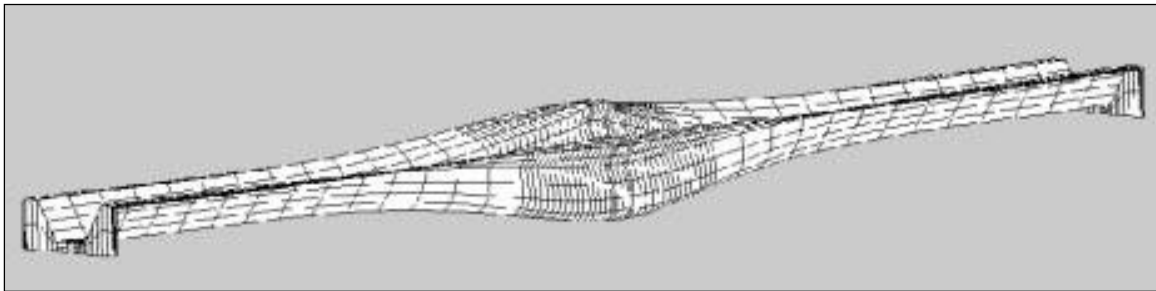
rungsanordnung. Im **Bild 20** ist das FE-Modell und im **Bild 21** sind die  $\alpha_{ex}$ -Werte bei verschiedenen Profilen in Abhängigkeit von der Feldweite aufgezeigt.

Genauere FE-Untersuchungen im elastisch-plastischen Bereich zeigen, daß die Abminderungsfaktoren weniger groß sind als  $\alpha_{ex}$ . In **Bild 21** sind diese als  $\beta_{ex}$ -Werte über der Feldlänge und im Vergleich zu  $\alpha_{ex}$  angegeben.

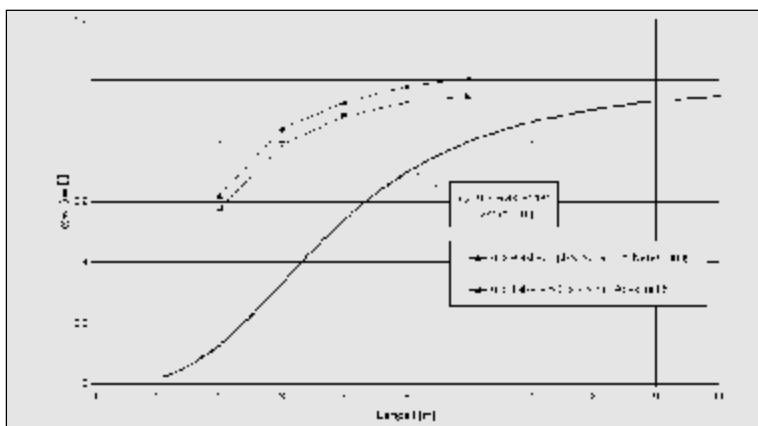
Die Frage ist nun, wie die Feldlänge des Dreipunktbiegeversuchs mit der Momentenlinie der Spundwand im Verankerungsbereich in Verbindung gebracht werden kann. Als für den Vergleich entscheidend hat sich der Öffnungswinkel der Momentenlinie an der Spitze, d.h. die Ankerkraft herausgestellt. Damit kann das Dreipunktbiegeersatzsystem durch Halbierung der Abstände der Verankerungsstelle von den Querkraftnull-Linien einfach bestimmt werden, **Bild 22**.



**Bild 19:** Antimetrischer und symmetrischer Lastfall mit Verformungen



**Bild 20:** FE-Simulation mit antymetrischer Belastung: Die Verformungen sind auf eine feste Länge beschränkt



**Bild 21:** Abminderungsfaktor  $\alpha_{ex}$  nach elastischer Berechnung und  $\beta_{ex}$  nach elastisch-plastischer Berechnung

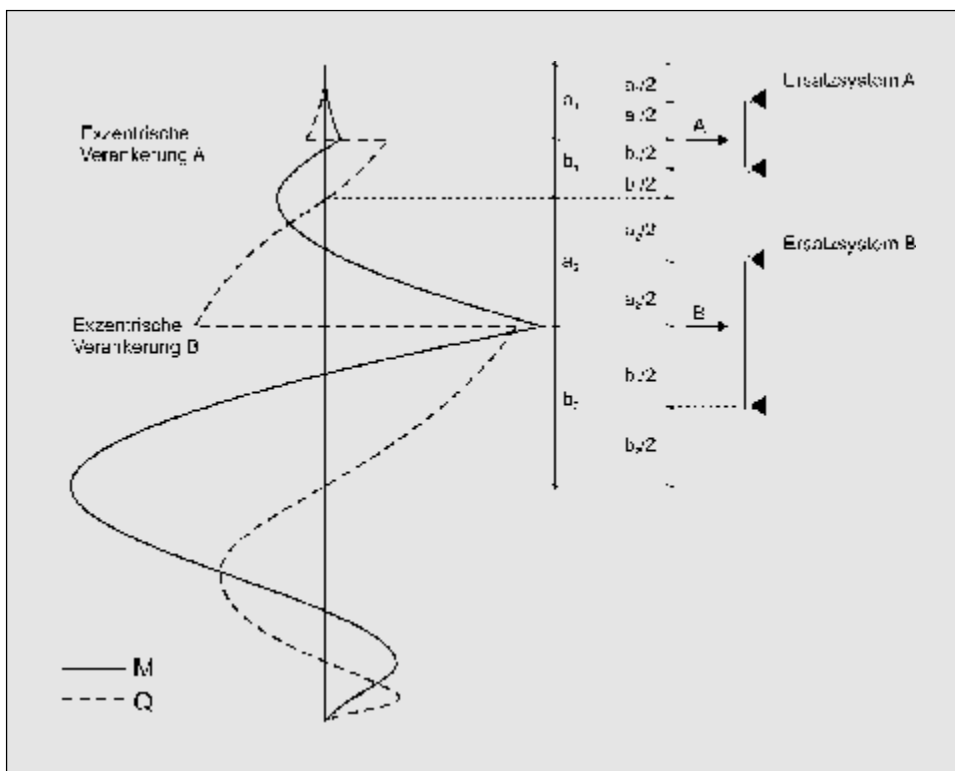


Bild 22: Ersatzsystem für die Bestimmung der Abminderungsfaktoren

Mit Hilfe dieser Ergebnisse ließ sich eine Nachweisregelung ableiten, die im Folgenden dargestellt ist.

### 3. Bemessungsverfahren

#### 3.1 Grenzzustände

Für die Profile AZ 13, AZ 18, AZ 26, AZ 36 und AZ 48 der Fa. ARBED sind Nachweise gegen folgende Versagensformen hergeleitet worden:

1. Querschnittsversagen infolge reduzierter Momentfähigkeit
2. Versagen des Schlosses durch Zugkräfte
3. Schubversagen des Flansches durch lokale Lastenteilung
4. Zugversagen des Steges an der verankerten Bohle durch lokale Lastenteilung.

#### 3.2 Querschnittsversagen

Der Wert von  $\alpha_{ex}$  wird abhängig vom Abstand der Querkraft-

nullpunkte  $\ell$  und dem Querschnitt bestimmt. Liegt die Verankerung nicht mittig zwischen den Querkraftnullpunkten, muß  $\ell$  abhängig von  $a/\ell$  in  $\ell_{mod}$  über Beibehaltung der Steifigkeit modifiziert werden.

Der Abminderungsfaktor  $\beta_{ex}$  kann in Abhängigkeit von der Größe  $\alpha_{ex}$ , der Ankerkraft  $F_{Sd}$  und dem Querschnitt aus Tabellen abgelesen werden.

Der Verlauf der Abminderung nach rechts und links vom Verankerungspunkt richtet sich nach der

Einflußlänge  $\ell_{ex}$  nach Bild 19 und ist in Bild 23 angegeben.

Daraus ergeben sich die Bemessungsformeln (1) bis (3).

$$M_{Sd} \leq M_{c,Rd} = \beta_{ex} \beta_B W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{MO}} \quad (1)$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = \frac{\beta_{ex} A_V f_y}{\gamma_{MO}} \quad (2)$$

$$M_{Sd} \leq M_{y,Rd} = \beta_{ex} (\beta_B W_{pl} - \frac{A_V^2}{4 t_w \sin \alpha}) \frac{f_y}{\gamma_{MO}} \quad (3)$$

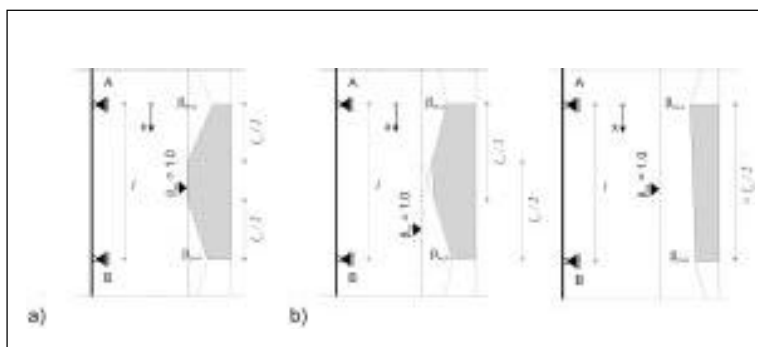


Bild 23: Bestimmung der Abminderung im Feld zwischen zwei exzent. Verankerungen A und B

Anmerkung:

- die Abminderung  $\beta_{ex}$  wird aus Tabellen ermittelt, die vom Profil abhängig sind
- weitere Bezeichnungen vgl. ENV 1993-Eurocode 3-Teil 5

### 3.2 Zugversagen des Spundwandschlusses

Der Zugkraftnachweis im Schloß erfolgt mit den Bemessungsformeln (4), wenn  $\nu_{ex} < 1,0$  ist.

$$F_{Sd} \leq F_{t,Rd} = \frac{F_{Rd, Interlock, f_u}}{\gamma_{MO}} \frac{4h(h_a + 2b_a)}{(b_{ges} - \frac{b}{2})(1 - \nu_{ex})} \quad (4)$$

Anmerkung:

- der Faktor  $\nu_{ex}$  wird aus Tabellen ermittelt, die vom Profil abhängig sind
- die zulässige Schloßkraft  $F_{Rd, Interlock, f_u}$  [kN/m] wurde durch Zugversuche und FE-Berechnungen ermittelt

### 3.3 Lokale Lasteinleitung in Flansch und Steg

Der Schubnachweis im Flansch und der Zugnachweis im Steg sind in Formel (5) und (6) zusammengefaßt.

$$F_{Sd} \leq R_{Vf, Rd} = (b_a + h_a) t_f \frac{f_y}{\gamma_{MO}} (1 + \nu_{ex}) \quad (5)$$

$$F_{Sd} \leq R_{tW, Rd} = h_a t_w \frac{f_y}{\gamma_{MO}} (1 + \nu_{ex}) \quad (6)$$

### 3.4 Bauliche Durchführung

Die Ankerplatte ist immer auf der oben liegenden Seite des Schlosses anzubringen, Bild 24, und die Ankerplatte sollte an den Steg heranreichen.

## 4. Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag liefert eine Bemessungsmethode für Spundwände mit Z-Profilen im Verankerungsbereich bei exzentrisch angeordneter Verankerung.

Die Methode ergänzt die Vorgehensweise nach ENV 1993-Eurocode 3-Teil 5 und den deutschen Normen.

Sie ist mit experimentellen Untersuchungen und FE-Berechnungen begründet. Diese Untersuchungen wurden im Einzelnen vorgestellt.

## 5. Literatur

[1] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg.): Empfehlungen des Arbeitskreises Baugrube (EAB); 3. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1994

[2] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg.): Empfehlungen des Arbeitskreises Uferauffassungen (EAU); 8. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 1990

[3] DIN-ENV 1997-1-Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1 Allgemeine Regeln, 1995

[4] DIN ENV 1993-5-Eurocode 3: Entwurf und Bemessung von Stahlbauten Bemessungsregeln für Stahlpundwände und Stahlpfähle, 1997

[5] Weißenbach, A.: Baugruben Teil III, Berechnungsverfahren; Verlag Ernst & Sohn, Berlin

[6] Weißenbach, A.: Berechnung von mehrfach gestützten Baugrubenspundwänden und Trägerbohlwänden nach dem Traglastverfahren; Straße, Brücke, Tunnel 21 (1969) H1. S. 17, H 2 S. 38, H. 3 S. 67, H 5 S. 130

[7] Brinch Hansen, J.; Lundgren, H.: Hauptprobleme der Bodenmechanik; Springer Verlag, Berlin 1960

[8] Brinch Hansen, J.: Spundwandberechnung nach dem Traglastverfahren; Internationaler Baugrundkurs 1961; Mitteilungen des Instituts für Verkehrswasserbau, Grundbau und Bodenmechanik der RWTH Aachen, H. 25 S. 171, Aachen 1962

[9] Forschungsbericht: Exzentrische Lasteinleitung in Z-Bohlen -Tragverhalten und Bemessungskonzept; Auftrag von Profil Arbed, Aachen, 03.11.1999

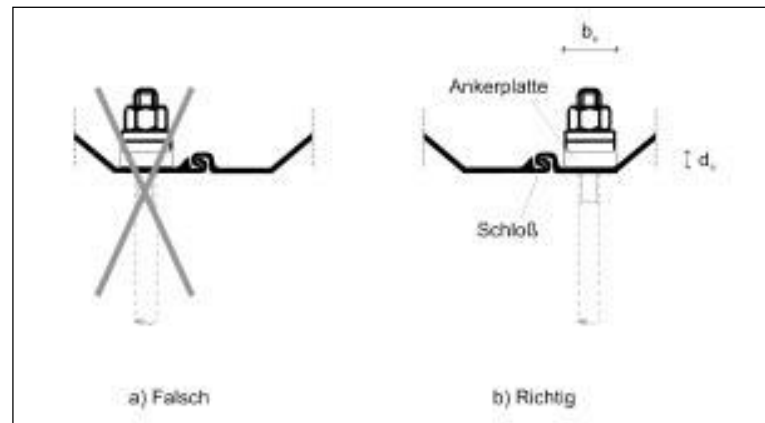


Bild 24: Anordnung der Verankerung

## **Anschriften der Autoren**

Dipl.-Ing. H. J. Bartels  
Niedersächsisches Landesamt  
für Straßenbau  
Sophienstr. 7  
30159 Hannover

Dipl.-Ing. Christian Dercks  
Lehrstuhl für Stahlbau  
RWTH Aachen  
Mies-van-der-Rohe-Str. 1  
52074 Aachen

Dipl.-Ing. M. Forst  
Schütz GmbH  
Erschütterungsmeßtechnik  
Büro Dieburg  
Reinheimer Str. 17  
64846 Groß-Zimmern

Dipl.-Ing. Georg Geyer  
Institut für Geotechnik  
Büro Karlsruhe  
Am Hubengut 4  
76149 Karlsruhe

Dipl.-Ing. (FH) Klaus Hudelmaier  
Ingenieurbüro für Grundbau  
Bleibtreustr. 9  
81479 München

Dipl.-Ing. (FH)  
Friedbert Hoffmann  
Fa. Matthias Strobel  
Tief- und Straßenbau  
Kieswerk GmbH & Co. KG  
Rengoldshauser Str. 30  
88662 Überlingen

Dipl.-Ing. H. Klose  
Wasser- und Schiffsamt  
Freiburg  
Stefan-Meier-Str. 4-6  
79104 Freiburg

Dr.-Ing. Nils Christian Lund  
Arcadis-Asal GmbH  
Barbarossa Str. 30  
67655 Kaiserslautern

Dr.-Ing. Ralf Meyer  
Mölders & Cie GmbH & Co.KG  
Bautechnik  
Hornemannstr. 12  
31137 Hildesheim

Univ.-Prof. Dr.-Ing.  
Victor Rizkallah  
Beratender Ingenieur VBI  
für Erd- und Grundbau  
Präsident der Ingenieurkammer  
Niedersachsen  
Herrenhäuser Kirchweg 19  
30167 Hannover

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Helmut Saal  
Lehrstuhl für Stahl-  
und Leichtmetallbau  
Universität Fridericiana Karlsruhe  
Kaiserstr. 12  
76128 Karlsruhe

Dr. Dipl.-Geologe Ingo Sass  
Aicon Amann Infotec Consult AG  
Ober-Rammstädterstr. 42  
64367 Mühlthal

Privatdozent  
Dr.-Ing. H. Schad  
FMPA Forschungs- und  
Materialprüfungsanstalt  
Baden-Württemberg  
Abt. Geotechnik  
Pfaffenwaldring 4  
70569 Stuttgart

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Tom Schanz  
Bauhaus-Universität Weimar  
Professur Bodenmechanik  
Marienstr. 7  
99421 Weimar

Dipl.-Ing. Dieter Schmidt-Vöcks  
Wasser- und Schiffsdirektion  
Mitte  
Am Waterlooplatz 5  
30169 Hannover

Prof. Dr.-Ing. Gerhard Sedlacek  
Lehrstuhl für Stahlbau  
RWTH Aachen  
Mies-van-der-Rohe-Str. 1  
52074 Aachen

Dipl.-Ing. Johannes Siebke  
WNA Berlin  
Alt Stralau 55-58  
10245 Berlin







Stahl-Information-Zentrum  
Postfach 10 48 42  
40039 Düsseldorf

E-Mail: [siz@stahl-info.de](mailto:siz@stahl-info.de) · Internet: [www.stahl-info.de](http://www.stahl-info.de)

