

# 32. BAUGRUNDTAGUNG



VORTRÄGE

## Besondere Baugrundbedingungen für die geplanten Baumaßnahmen an der Neckarschleuse Feudenheim

Dr.-Ing. C. Gulberlet, Geolingenieure Früchtenicht + Lehmann GmbH, Wiesbaden  
 Dr.-Ing. U. Lehmann, Geolingenieure Früchtenicht + Lehmann GmbH, Wiesbaden  
 Dr.-Ing. G. Bachmann, simGEO Ingenieurgesellschaft mbH, Dieburg  
 Prof. Dipl.-Ing. H. Quick, Prof. Dipl.-Ing. H. Quick Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt

*Die Schiffschleuse Feudenheim mit drei Kammern wird umgebaut und grundinstandgesetzt. Dabei soll die linke Kammer unter Erhalt der denkmalgeschützten Hubtürme nach beiden Seiten verlängert werden. Die mittlere Kammer soll stillgelegt und 14 m hoch verfüllt werden, woraus große setzungswirksame Beanspruchungen resultieren. Zur Erfassung der Baugrundsteifigkeit wurde neben Feld- und Laboruntersuchungen ein messtechnisch überwachter Großbelastungsversuch und eine komplexe 3D-FEM-Berechnung ausgeführt, um damit Setzungsprognosen, u.a. auch für die Hubtürme, zu ermöglichen.*

### 1. Die Neckarschleuse Feudenheim

Der Neckar als Bundeswasserstraße wird gegenwärtig für 135 m lange Schiffe befahrbar gemacht. Hierfür müssen in den kommenden Jahren 27 Schleusen zwischen Mannheim-Feudenheim und Plochingen umgebaut werden (1). Bauherr ist die Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes, vertreten durch das Amt für Neckarausbau Heidelberg.

Der am nächsten an der Neckarmündung gelegenen Schleuse Feudenheim kommt hierbei eine Schlüsselrolle zu, da sie einen „Flaschenhals“ für die gesamte Neckarschifffahrt darstellt. Daher wird die Schleuse Feudenheim umgebaut und grundinstandgesetzt.

Das Bestandsbauwerk ist in Bild 1 dargestellt. Es liegt nicht am freifließenden Neckar (links oben in Bild 1), sondern am parallel verlaufenden Neckarkanal, der ab Ladenburg vom Fluss abzweigt und unterhalb der Schleuse wieder in den Neckar mündet.

Die Anlage besteht aus einer alten massiven Doppelschleuse von 1927 (links in Bild 1), die in Längsrichtung durch mehrere Fugen in jeweils 16 – 18 m lange Segmente unterteilt ist. Die Doppelschleuse wurde in den 1970er Jahren durch eine längere „Ersatzschleuse“ (rechts in Bild 1) ergänzt.



Bild 1: Luftbild (Quelle: Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes)

Die Hubtürme der alten Doppelschleuse stehen mittlerweile unter Denkmalschutz und müssen demzufolge erhalten bleiben. Die Gesamthöhe der Doppelschleuse beträgt ca. 18 m, der Unterschied zwischen Ober- und Unterwasser – je nach Wasserstand – i.d.R. etwa 10 m (siehe Bild 2). Die Doppelschleuse ist mit einer 3 m bis 5,5 m dicken Bodenplatte flach gegründet. Die Ersatzschleuse wurde als Spundwandbauwerk errichtet; nur die Häupter wurden mittels Senkkästen realisiert.

Im Unterwasser der Schleuse kreuzen eine Straßenbrücke sowie eine zweigleisige DB-Strecke die Wasserstraße.

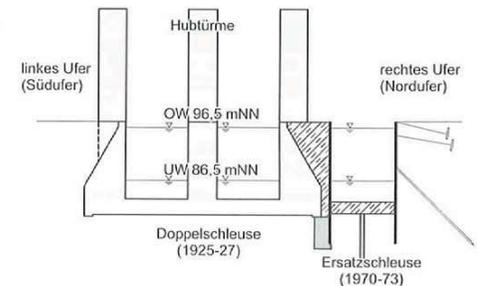


Bild 2: Querschnitt durch die Schleusanlage (Blick kanalabwärts)

### 2. Geplante Maßnahmen

Die linke Kammer wird umgebaut. Anstelle der zum überwiegenden Teil noch aus der Bauzeit stammenden, mittlerweile sehr störungsanfälligen Hubortertechnik werden neue Stemmtore mit störungsarmen Elektrohüblzylindern eingebaut. Die bauwürdigen, denkmalgeschützten Hubtürme sollen erhalten bleiben. Die Wände und Sohle der bestehenden Häupter können aufgrund ihrer geringen Tragfähigkeit nicht zur Abtragung der Kräfte aus den Stemmtoren herangezogen werden. Deshalb ist der Einbau der neuen Tore nur in neuen Häuptern außerhalb des jetzigen Kammer-

bereiches möglich. Die neuen Häupter sind ca. 24 m lange Massivbauteile (siehe Bild 3 und Bild 5). Die Hubortlürme der linken und mittleren Kammer werden nach dem Ausbau der Tore von Gegengewichten und Antrieben entlastet und für die Zukunft konserviert.

Die mittlere Kammer wird nach der Verlängerung und Grundinstandsetzung nicht mehr für den Schleusenbetrieb benötigt und daher außer Betrieb genommen. Damit die mittlere Kammer möglichst wartungsfrei bleibt, ist angestrebt, sie auf ca. 120 m Länge über ca. 14 m Höhe mit Sand und Kies zu verfüllen.

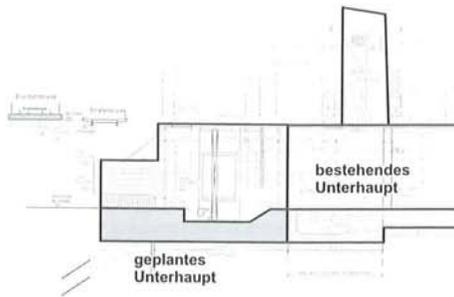


Bild 3: Schnitt durch das geplante neue Unterhaupt

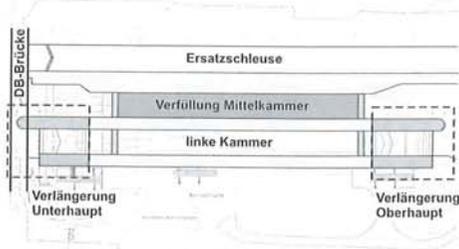


Bild 4: Lageplan mit den wesentlichen Bauwerken und -maßnahmen

### 3. Baugrunderkundung

Für die o.g. Maßnahmen wurde als Grundlage für die Erstellung eines Geotechnischen Berichtes ein Erkundungsprogramm mit maschinellen Kernbohrungen mit Bohrlochrammsondierungen, Drucksondierungen und Rammsondierungen ausgeführt. Nach den Archivunterlagen – z.B. [2] – war mit Sanden und Kies zu rechnen, die regional als „Oberer Grundwasserleiter“ bezeichnet werden und ab ca. 35–40 m Tiefe durch eine ca. 10 m mächtige bindige Schicht („Oberer Zwischenhorizont“) unterlagert werden.

Der Obere Grundwasserleiter kann noch in die „Oberen Sande und Kiese“ und die „Unteren Sande und Kiese“ mit leicht unterschiedlichen Kennwerten unterteilt werden (siehe Bild 5).

Auf Basis der Auswertung der Archivunterlagen in Verbindung mit den Erfahrungen der Bundesanstalt für Wasserbau bei vergleichbaren Baugrundbedingungen sowie der bekannten Schwierigkeit der Gewinnung ungestörter Proben in grobkörnigen Böden zielt das Untersuchungskonzept primär auf die Auswertung der Drucksondierungen zur Ableitung von Steifigkeits- und Festigkeitsparametern ab.

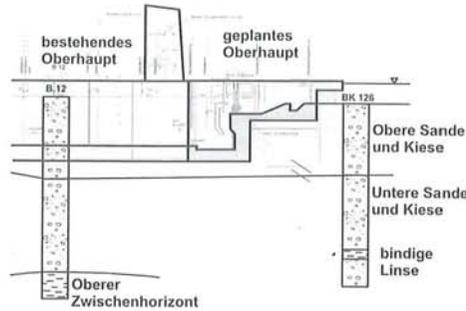


Bild 5: Baugrundsituation, beispielhaft am Oberhaupt

Bei den Drucksondierungen wurden jedoch unerwartet dicht gelagerte Kieslagen in den Oberen Sanden und Kiesen angetroffen, so dass der gründungsrelevante Baugrundbereich der Unteren Sande und Kiese nicht ausreichend durch die Drucksondierungen abgedeckt werden konnte.

Die Schweren Rammsondierungen sind aufgrund der nicht erfassbaren Mantelreibungseffekte weitestgehend ungeeignet für Aussagen zu größeren Tiefen. Daher konnten die bodenmechanischen Eigenschaften der Unteren Sande und Kiese sowie der bindigen Lagen nur über Bohrlochrammsondierungen und Laborversuche erfasst werden.

Die Schlagzahlen der 45 Bohrlochrammsondierungen lagen in der Spanne  $N_{30} = 24 - 165$  mit einem Mittelwert von 76 (siehe Bild 6).

Nach DIN 4094, Teil 2 [3] darf der Steifemodul  $E_S$  aus den Schlagzahlen  $N_{30}$  der Bohrlochrammsondierungen mit der Potenzformel von Ohde [4] gemäß

$$E_S = v \cdot \left( \frac{\sigma_{ii} + 0,5\Delta\sigma_z}{p_a} \right)^w$$

bestimmt werden. In diese Formel gehen folgende Parameter ein:

$E_S$	Steifemodul
$v$	Steifebeiwert
$\sigma_{ii}$	Überlagerungsspannung
$\Delta\sigma$	setzungswirksame Spannungsänderung
$w$	Steifeexponent
$p_a$	atmosphärischer Druck

Aus o.g. Formel kann ein mittlerer Steifemodul von  $E_S \approx 100 \text{ MN/m}^2$  abgeleitet werden. Aus DIN 4094

[3] geht jedoch nicht hervor, inwieweit hier Erst- und Wiederbelastungsanteile zu berücksichtigen sind. Bemerkenswert war, dass keine Tiefenabhängigkeit der korrelierten Steifigkeiten ableitbar war.

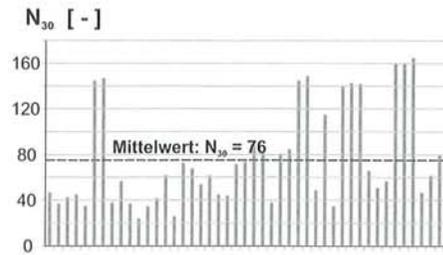


Bild 6: Streuung der Schlagzahlen  $N_{30}$  der Bohrlochrammsondierungen in den Unteren Sanden und Kiesen

Daher wurden ergänzend 6 Kompressionsversuche im Ödometer ausgeführt. Die Ergebnisse dieser Versuche ergaben Steifigkeiten von i.M.  $E_{S,E} \approx 50 \text{ MN/m}^2$  (Erstbelastung) und i.M.  $E_{S,W} \approx 150 \text{ MN/m}^2$  (Ent- und Wiederbelastung), wobei die Werte recht weit streuten.

Die festgestellten und abgeleiteten Steifigkeiten sind vergleichsweise niedrig und entsprachen nicht dem Erfahrungsspektrum von geotechnischem Sachverständigen, Prüfsachverständigen und der ebenfalls eingeschalteten Bundesanstalt für Wasserbau. Daher wurden in einem unabhängigen Labor Kontrollversuche im Ödometer ausgeführt, die jedoch nahezu identische Ergebnisse lieferten. Nach Abschluss des Erkundungs- und Laborprogramms lagen damit nur unerwartet geringe Steifigkeitswerte für den gründungsrelevanten Baugrundbereich vor.

Um verlässliche Steifigkeitswerte zu erhalten, wurde entsprechend des Vorschlags des Amtes für Neckar ausbau ein Großbelastungsversuch zur Bestimmung einer realistischen Baugrundsteifigkeit konzipiert.

Für den Nachweis der Gebrauchstauglichkeit sowie zur Bestimmung einer zutreffenden Bettungsmodulverteilung konnten nun numerische Berechnungen nach der Finite-Elemente-Methode (FEM) mit validierten und plausiblen Steifigkeiten ausgeführt werden.

Damit ergibt sich der in Bild 7 dargestellte Untersuchungsablauf.



Bild 7: Untersuchungsmethodik zur Bestimmung der Setzungen und der Bettungsmodulverteilung

### 4. Großbelastungsversuch

Im Rahmen des Großbelastungsversuchs wurde eine Wasserfüllung der beiden Kammern der alten Doppelschleuse über mehrere Tage aufrechterhalten.

Aus den zu messenden Setzungen galt es, die mittlere Wiederbelastungssteifigkeit der gründungsrelevanten Sande und Kiese abzuleiten. Der Großbelastungsversuch musste dabei ausreichend kurz angesetzt werden, damit keine Verfälschungen durch Konsolidationssetzungen im Oberen Zwischenhorizont eintreten.

Aus der Füllung ergibt sich eine setzungswirksame Last  $p$ , entsprechend der Differenz zwischen Oberwasser (OW) und Unterwasser (UW), multipliziert mit der Wichte des Wassers (siehe auch Bild 2):

$$p = \gamma_w (h_{ow} - h_{uw})$$

mit:

$p$	setzungswirksame Last
$\gamma_w$	Wichte des Wassers
$h_{ow}$	Wasserstand im Oberwasser
$h_{uw}$	Wasserstand im Unterwasser

Die Füllung wurde über mehrere Tage aufrechterhalten, um den teilweise geringen Durchlässigkeiten in den Feinsandlagen der Unteren Sande und Kiese und der daraus resultierenden Zeitverzögerung der Setzungen Rechnung zu tragen.

Der Großbelastungsversuch wurde durch 2 Messtrupps begleitet, die zu vorher festgelegten Messzeitpunkten Feinnivellements an 88 Messpunkten ausführten.

Die Ersatzschleuse musste während des Versuchsraums die Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs gewährleisten. Um Beeinflussungen der Messwerte durch den Betrieb der Ersatzschleuse auszuschließen, wurde deren Betrieb während der Messphasen kurzzeitig eingestellt.

In Bild 8 sind die Setzungen bei Messpunkt 307 – im Zentrum der Belastung, wo die größten Setzungen zu erwarten waren (Bild 9) – aufgetragen.

Im Diagramm ist ferner die Differenz zwischen Ober- und Unterwasser als Maß der setzungswirksamen Last aufgetragen.

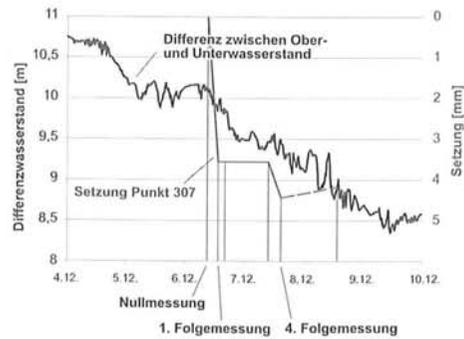


Bild 8: Setzungen von Messpunkt 307 im Vergleich zum Differenzwasserstand

Demnach wurden bereits nach der 1. Folgemessung (d.h. erste Messung nach der Füllung) über 3 mm Setzungen gemessen. Im Laufe des Versuchs stiegen die Setzungswerte dann bis auf ca. 4,5 mm an. Da gleichzeitig die Wasserstands-differenz um ca. 10 % abnahm, kann eine maximale Setzung von 5 mm für eine setzungswirksame Last von  $\approx 100 \text{ kN/m}^2$  für beide Kammern abgeleitet werden.

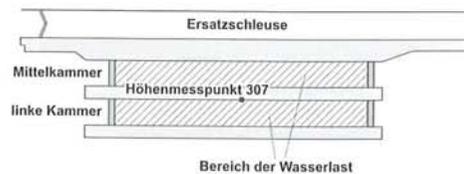


Bild 9: Lage des Messpunktes 307

In Bild 10 sind die Setzungsisolines für die 4. Folgemessung aufgetragen. Auch hier zeigt sich, dass im Zentrum der Belastung die maximalen Setzungen  $> 4 \text{ mm}$  auftreten.

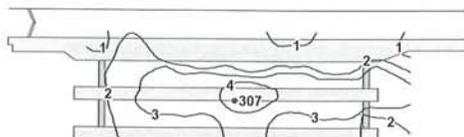


Bild 10: Setzungsisolines [mm] für die 4. Folgemessung

### 5. Numerische Untersuchungen

Die numerischen Untersuchungen untergliedern sich in die Back-Analysis des Großbelastungsversuchs und

die Vorwärtsberechnung zur Setzungsprognose und Angabe einer Bettungsmodulverteilung.

Für beide Berechnungsphasen wurde dasselbe numerische Modell verwendet. Damit werden entsprechende Übertragungsfehler ausgeschlossen.

Das gesamte numerische Modell (für Back-Analysis und Prognose) ist in Bild 11 dargestellt. Aufgrund der besonderen Struktur, ungleichmäßiger Belastungen sowie fehlender Symmetrien musste eine vollständige 3D-Berechnung ausgeführt werden, um der Baugrund-Tragwerk-Interaktion gerecht zu werden.

Das Modell beinhaltet die gesamte Schleusenanlage mitsamt deren Umfeld. Insgesamt wurden ca. 600.000 Elemente verwendet.

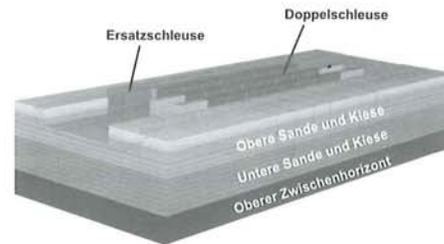


Bild 11: Darstellung des Gesamtmodells

Die modellierten Schleusenbauteile sind in Bild 12 detailliert dargestellt. Bei der Doppelschleuse wurden dabei die 7 Fugen explizit als Zonen ohne Querkraftübertragung modelliert.

Die Ersatzschleuse wurde als durchgängiges Spundwandbauwerk mit Betonsohle abgebildet, ebenso wie der Zwischenbereich zwischen beiden Schleusen, der aus einem Betonkeil besteht.

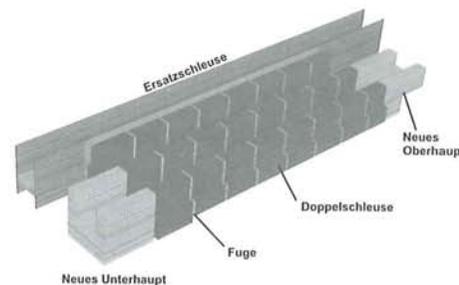


Bild 12: Modellierter Schleuse mit neuen Häuption

Das Materialverhalten der Böden wurde mit dem modified Drucker-Prager/Cap Model simuliert, welches gleichermaßen für bindige (5) wie für nichtbindige Böden (6) geeignet ist. Die implementierte Fließfläche ist in Bild 13 dargestellt.

Alle Bauteile wurden rein elastisch mit den entsprechenden Elastizitätsmoduli für Beton und Stahl modelliert.

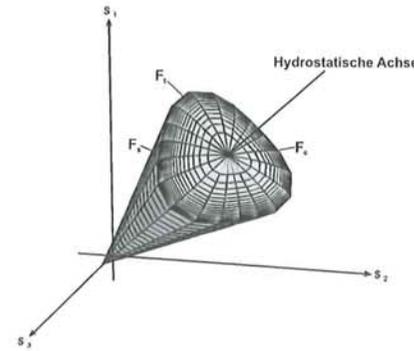


Bild 13: Fließfläche des modified Drucker-Prager/Cap Modells im Hauptspannungsraum

Bei der numerischen Modellierung musste die Belastungsgeschichte der Schleusenanlage berücksichtigt werden, da der Spannungszustand unter den neuen Häuption sowie unter der Doppelschleuse durch folgende Ereignisse und Maßnahmen beeinflusst wurde:

- Baugrube der Doppelschleuse und Einschnitt für den Neckarkanal ins Gelände (1927, siehe Bild 14)
- Herstellung der Doppelschleuse
- Verfüllung der Arbeitsräume und Geländeerhöhung (Gesamthöhe 18 m)
- Füllungs- und Entleerungsvorgänge der Doppelschleuse
- Errichtung der Ersatzschleuse

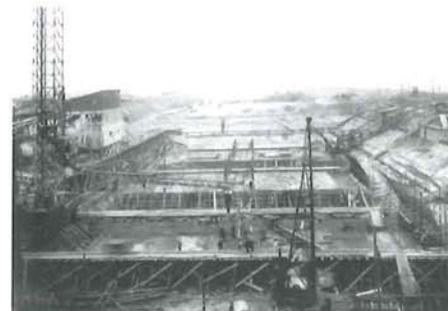


Bild 14: Fotoaufnahme aus der Bauzeit (Blick auf das Oberhaupt und die anschließende Kanalbaustelle im Oberwasser)

Die Belastungsgeschichte bis zum Zustand vor dem Großbelastungsversuch wurde mit den in Bild 15 aufgeführten Lastschritten im Modell implementiert.

Seit der Errichtung der Doppelschleuse sind immer wieder Nivellements an der Schleuse (mit Intervallen von etlichen Jahren) durchgeführt worden. Setzungen durch die zyklischen Belastungen infolge der unzähligen Füllungen und Leerungen der Kammern sind nicht

dokumentiert worden. Daher wurde auf eine entsprechende Berücksichtigung der zyklischen Beanspruchungen verzichtet.

1	Primärspannungszustand
2	Grundwasserabsenkung
3	Aushub für Baugrube
4	Errichtung der Doppelschleuse (1927)
5	Verfüllung Arbeitsräume 1
6	Abschaltung Wasserhaltung
7	Verfüllung Arbeitsräume 2
8	Erste Füllung der Doppelschleuse
9	Erste Leerung der Doppelschleuse
10	Einbau Ersatzschleuse (1973)
11	Errichtung Betriebsgebäude

Bild 15: Belastungsgeschichte bis zum heutigen Zustand

Anschließend an Step 11 wurde – ausgehend vom Unterwasserniveau (mit rund 10 m Wasserstands-differenz) – die durch den Großbelastungsversuch induzierte Belastung simuliert.

Die Steifigkeit der Sande und Kiese wurde variiert, bis eine zutreffende Setzungsverteilung erreicht wurde. Dies war mit einer Steifigkeit von  $E = 220 \text{ MN/m}^2$  der Fall (siehe Bild 16).

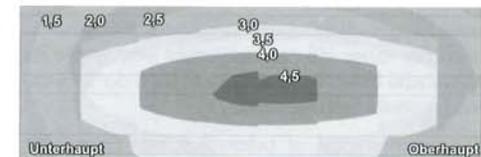


Bild 16: Setzungen aus der Simulation des Großbelastungsversuchs

Mit dieser Steifigkeit wurde anschließend eine Vorwärtsberechnung ausgeführt, um die Setzungen der neuen Häuption sowie die Bettungsmodulverteilungen der unterschiedlichen Bauteile zu bestimmen. Die künftige Belastungsgeschichte ist in Bild 17 dargestellt. Der Großbelastungsversuch wurde aufgrund der nachgewiesenen Reversibilität nicht nochmals berücksichtigt.

12	Aushub für die neuen Häuption
13	Einbau der UW-Betonsohlen der neuen Häuption
14	Einbau der neuen Häuption
15	Simulation erste Füllung der linken Kammer
16	Simulation erste Entleerung der linken Kammer
17	Verfüllung der Mittelkammer

Bild 17: Künftige Belastungsgeschichte

Mit dem Modell wurden folgende Setzungsmaße bestimmt:

- Setzungen der neuen Häupter von 1 cm bis 1,5 cm
- Setzungen der Doppelschleuse durch die Verfüllung der Mittelkammer bis ca. 2,5 cm (siehe Bild 18)
- Verkantungen der neuen Häupter von maximal 0,5 cm über ca. 25 m

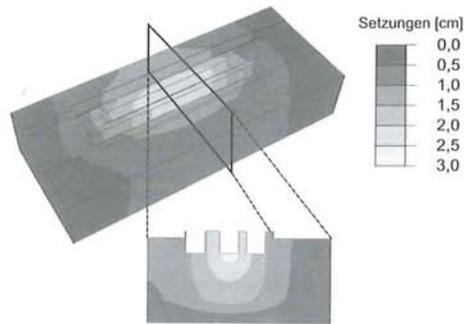


Bild 18: Berechnetes Setzungsbild infolge Verfüllung der Mittelkammer

Die im Unterwasser liegende Bahnbrücke wurde nicht explizit abgebildet. Dennoch können – wie beispielsweise auch bei [7] vorgenommen – Mitnahmesetzungen an den Brückenwiderlagern durch die Baumaßnahmen von bis zu 1 cm abgeschätzt werden.

Da seitens der Tragwerksplaner die Verwendung des Bettungsmodulverfahrens für die Nachweise der inneren Tragfähigkeit sowohl der Bestandsschleuse als auch der neuen Häupter angestrebt war, wurde die numerische Berechnung auch hinsichtlich der Bettungsmodulverteilung ausgewertet.

Der Bettungsmodul ist bekanntlich kein Bodenkennwert, sondern hängt – neben der Baugrundsteifigkeit – von folgenden Systemeigenschaften ab:

- Vorbelastungsgeschichte
- Gründungsgeometrie
- Steifigkeit der Gründung und der aufgehenden Bauung
- Verteilung und Größe der zu berücksichtigenden Belastung

Um dem letzten Aspekt Rechnung zu tragen, wurden verschiedene vorgegebene Lastkombinationen ausgewertet. Hierzu wurden die durch die jeweils anzusetzenden Lasten hervorgerufenen Sohlspannungen durch die dadurch verursachten Setzungen dividiert:

$$k_S = \frac{\Delta\sigma_z}{\Delta s}$$

mit:

$k_S$	Bettungsmodul
$\Delta\sigma_z$	Sohlspannungsdifferenz
$\Delta s$	Setzungsdifferenz

Durch die inkrementelle Betrachtung (zwischen unterschiedlichen Belastungszuständen) konnten nicht bettungsrelevante Spannungs- und Setzungsanteile herausgefiltert werden.

In Bild 19 findet sich die berechnete Bettung für die Lastkombination „Verfüllung der Mittelkammer“. Es ist deutlich zu erkennen, dass eine ungleichmäßige Bettungsmodulverteilung – entsprechend der ungleichmäßigen Belastung – ermittelt wurde:

- Unter der Last findet sich ein deutlich höherer Bettungsmodul als unter den benachbarten Bereichen, wo Mitnahmesetzungen, jedoch nur geringe Sohlspannungen wirken.
- An den Rändern wiederum treten wegen der Randspannungserhöhung die höchsten Bettungsmoduli auf.

Eine nur überschlägig über eine Handrechnung abgeschätzte Bettungsmodulverteilung hätte hier – insbesondere durch die ungleichmäßige Belastung – zu einer erheblichen Fehleinschätzung der Bodenreaktion geführt. Auch die Bettungsmodulverteilung aus einer der anderen Lastkombinationen würde zu entsprechend falschen Bettungsansätzen führen.

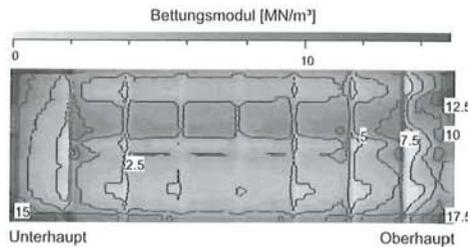


Bild 19: Berechnete Bettungsmodulverteilung für die Lastkombination „Verfüllung der Mittelkammer“ (projiziert auf Grundriss der Doppelschleuse)

## 6. Schlussfolgerung

Im Ergebnis der Baugrunderkundung sowie der Feld- und Laborversuche für die Maßnahmen an der Schleuse Feudenheim konnten nur geringe Baugrundsteifigkeiten ermittelt werden.

Diese lagen deutlich unterhalb der Erwartungen und hätten zu unangemessenen Mehraufwendungen bei der Gründung geführt. Daher wurde ein messtechnisch begleiteter Großbelastungsversuch durch Füllung der Schleusenammern über mehrere Tage durchgeführt und ausgewertet.

Der Großbelastungsversuch diente der Ableitung der Baugrundsteifigkeit über eine Back-Analysis mit einem vollständigen 3D-FEM-Modell. Anschließend wurde mit dem FEM-Modell eine Verformungsprognose für die geplanten Maßnahmen ausgeführt. Nur mit dem der besonderen Komplexität des Vorhabens gerecht

werdenden Modell waren eine adäquate Erfassung der Baugrund-Tragwerk-Interaktion und damit eine wirtschaftliche Gründung möglich.

## Quellennachweis

1. Michels, K.; Herten, M.: *Baumaßnahmen am Neckar – Aufgaben der Geotechnik*. Tagungsbild zum BAW-Kolloquium „Aktuelle geotechnische Fragestellungen bei Baumaßnahmen an Bundeswasserstraßen“, S. 1-12, 2011.
2. Hydrogeologische Kartierung und Grundwasserbewirtschaftung Rhein-Neckar-Raum, Umweltministerien der Länder Baden-Württemberg, Hessen und Rheinland-Pfalz, 1987
3. DIN 4094: Felduntersuchungen, Teil 2: Bohrlochrammsondierung, Mai 2003
4. Ohde, J.: *Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund*. Der Bauingenieur 20, S. 451-459, 1939
5. Katzenbach, R., Bachmann, G., Gutberlet, C.: *Anforderungen an die Anwendung numerischer Standsicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau*, Bauingenieur 5/2007, S. 199-205, 2007
6. Reul, O.: *In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung*, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt Nr. 53, 2000
7. Saathoff, J., Schwab, R.: *Anwendung der Finite-Element-Methode (FEM) beim Entwurf der neuen Schleuse Sülfeld Süd*, Vorträge der Baugrunderkundung 2004 in Leipzig, S. 89-96