

HENRY

Hydraulic Engineering Repository

Ein Service der Bundesanstalt für Wasserbau

Article, Published Version

Benz, Thomas; Wehnert, Markus

Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart – Simulation der Boden-Bauwerk-Interaktion

BAWMitteilungen

Verfügbar unter/Available at: <https://hdl.handle.net/20.500.11970/102530>

Vorgeschlagene Zitierweise/Suggested citation:

Benz, Thomas; Wehnert, Markus (2015): Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart – Simulation der Boden-Bauwerk-Interaktion. In: BAWMitteilungen 98. Karlsruhe: Bundesanstalt für Wasserbau. S. 161-178.

Standardnutzungsbedingungen/Terms of Use:

Die Dokumente in HENRY stehen unter der Creative Commons Lizenz CC BY 4.0, sofern keine abweichenden Nutzungsbedingungen getroffen wurden. Damit ist sowohl die kommerzielle Nutzung als auch das Teilen, die Weiterbearbeitung und Speicherung erlaubt. Das Verwenden und das Bearbeiten stehen unter der Bedingung der Namensnennung. Im Einzelfall kann eine restriktivere Lizenz gelten; dann gelten abweichend von den obigen Nutzungsbedingungen die in der dort genannten Lizenz gewährten Nutzungsrechte.

Documents in HENRY are made available under the Creative Commons License CC BY 4.0, if no other license is applicable. Under CC BY 4.0 commercial use and sharing, remixing, transforming, and building upon the material of the work is permitted. In some cases a different, more restrictive license may apply; if applicable the terms of the restrictive license will be binding.



Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart – Simulation der Boden-Bauwerk-Interaktion

Restructuring of the Stuttgart Rail Node – Soil-Structure Interaction Simulation Models

Prof. Dr.-Ing. Thomas Benz, Hochschule für Technik Stuttgart

Dr.-Ing. Markus Wehnert, Wechselwirkung – Numerische Geotechnik GmbH

Der Beitrag gibt eine Übersicht der im Zuge der Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart durchgeführten FE-Berechnungen und vertieft an diesem Beispiel u. a. folgende Themengebiete: Das Kalibrieren von Materialparametern eines halbfesten Gesteins (Gipskeuper), die Vereinfachung komplexer Strukturen in numerischen Berechnungen sowie verschiedene Möglichkeiten der Anpassung von 3D-FE-Modellen an Planungsänderungen.

This paper presents finite element soil-structure interaction analyses related to the restructuring of the Stuttgart rail node. The main focus of the paper is on the following topics: calibration of material parameters for Gipskeuper, simplifications of complex structures and possibilities for adapting 3D models to changes in design.

1 Einleitung *Introduction*

Im Rahmen des Bahnprojekts Stuttgart–Ulm wird der Bahnknoten Stuttgart neu geordnet, d. h. der bestehende Kopfbahnhof wird in einen quer zum Tal liegenden unterirdischen Durchgangsbahnhof umgebaut. Hierbei werden im Stadtgebiet Stuttgart mehrere Teilprojekte bzw. Planfeststellungsabschnitte ausgeführt.

In diesem Beitrag liegt der Fokus auf dem Planfeststellungsabschnitt 1.1 (PFA 1.1), der eigentlichen Talquerung mit dem neuen Hauptbahnhof. Dieser entsteht quer unterhalb der bisherigen Prellböcke direkt neben dem historischen Bahnhofsgebäude (Bonatzbau) auf einer Länge von ca. 420 m, einer Breite von 80 m und einer Tiefe von bis zu 16 m unter Geländeoberkante und mündet auf beiden Seiten in zwei Überführungsbauwerken,

dem DB-Tunnel Nordkopf (Länge ca. 245 m) und dem DB-Tunnel Südkopf (Länge ca. 210 m). Die gesamte Talquerung hat somit eine Länge von knapp 900 m und wird in 25 Teilbaugruben bzw. Bauabschnitten (BA) in offener Bauweise erstellt (Bild 1).

Dieser Beitrag beschäftigt sich mit der FE-Modellierung der Talquerung Stuttgart, welche für die Überprüfung der Gebrauchstauglichkeit der o. g. Bauwerke sowie für die Bemessung der Gründungspfähle und die Ermittlung von Bettungswerten durchgeführt wird.

Nicht Bestandteil dieses Beitrags sind numerische Berechnungen, welche im Zuge der Bemessung des Verbaus, der Anschlagwände u. ä. durchgeführt werden. Nachfolgend wird zunächst auf Aspekte der geometrischen Vereinfachung im Zuge der FE-Berechnungen eingegangen. In Kapitel 3 wird das Kalibrieren der Materialparameter des Stuttgarter Baugrunds (Gipskeuper) thematisiert und abschließend wird in Kapitel 4 eine ausgewählte Problemstellung diskutiert.

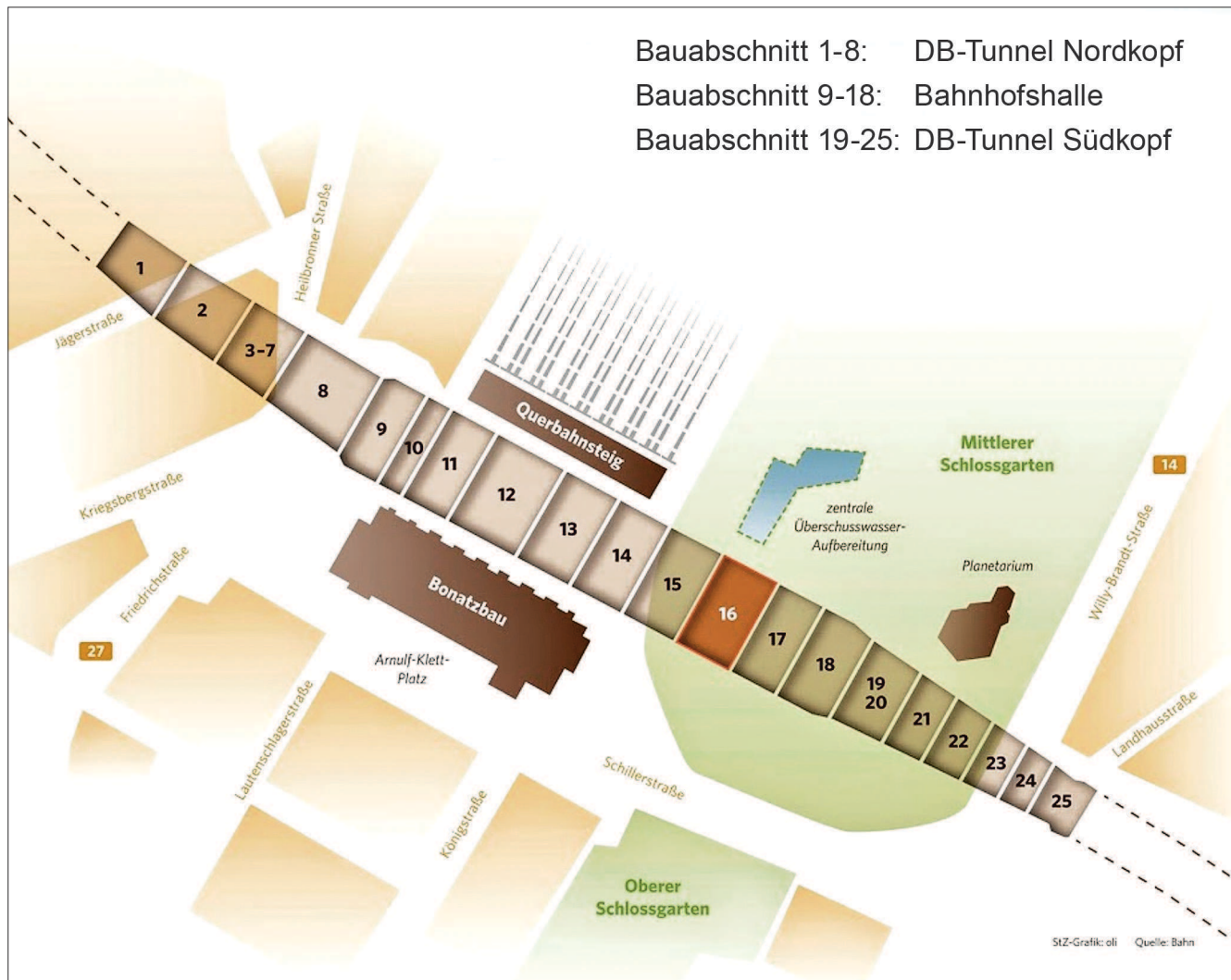


Bild 1: Übersicht Talquerung S21 (PFA 1.1) mit Aufteilung in die einzelnen Bauabschnitte
 Figure 1: Project overview S21 (PFA 1.1) with the different construction sections

2 Berechnungen und Vereinfachungen *Analyses and simplifications*

Die gesamte Talquerung wird mit den 3D-Teilmodellen „DB-Tunnel Nordkopf“, „Bahnhofshalle“ und „DB-Tunnel Südkopf“ abgebildet. Aufgrund ihrer Größe wurde die Bahnhofshalle zunächst nicht komplett in einem Modell abgebildet. Die größte abzubildende Struktur war somit der DB-Tunnel Nordkopf, gefolgt vom DB-Tunnel Südkopf. Damit die einzelnen Teilmodelle auch in Übergangsbereichen realistische Prognosen liefern, werden zusätzlich Überlappungsbereiche eingeführt. Bild 2 zeigt exemplarisch das Modell des DB-Tunnels Nordkopf, bei welchem am rechten Modellrand die Bahnhofshalle anschließt (im Bild schwarz skizziert).

Die Modellgrößen legen nahe, sinnvolle und mehr oder weniger arbeitsaufwändige geometrische Vereinfachungen zu verwenden. Im Beispiel des DB-Tunnels Nordkopf wurden z. B. folgende geometrische Vereinfachungen vorgenommen:

- Annahme einer horizontal liegenden Gründungssohle (tatsächlich vorhandenes Gefälle bis zu 15 ‰) sowie
- teilweise Modellierung unterschiedlicher Plattenstärken über die Steifigkeit und nicht der tatsächlichen Geometrie sowie
- geometrische Vereinfachung der (angrenzenden) Bahnhofshalle zu einem Rechteckquerschnitt.

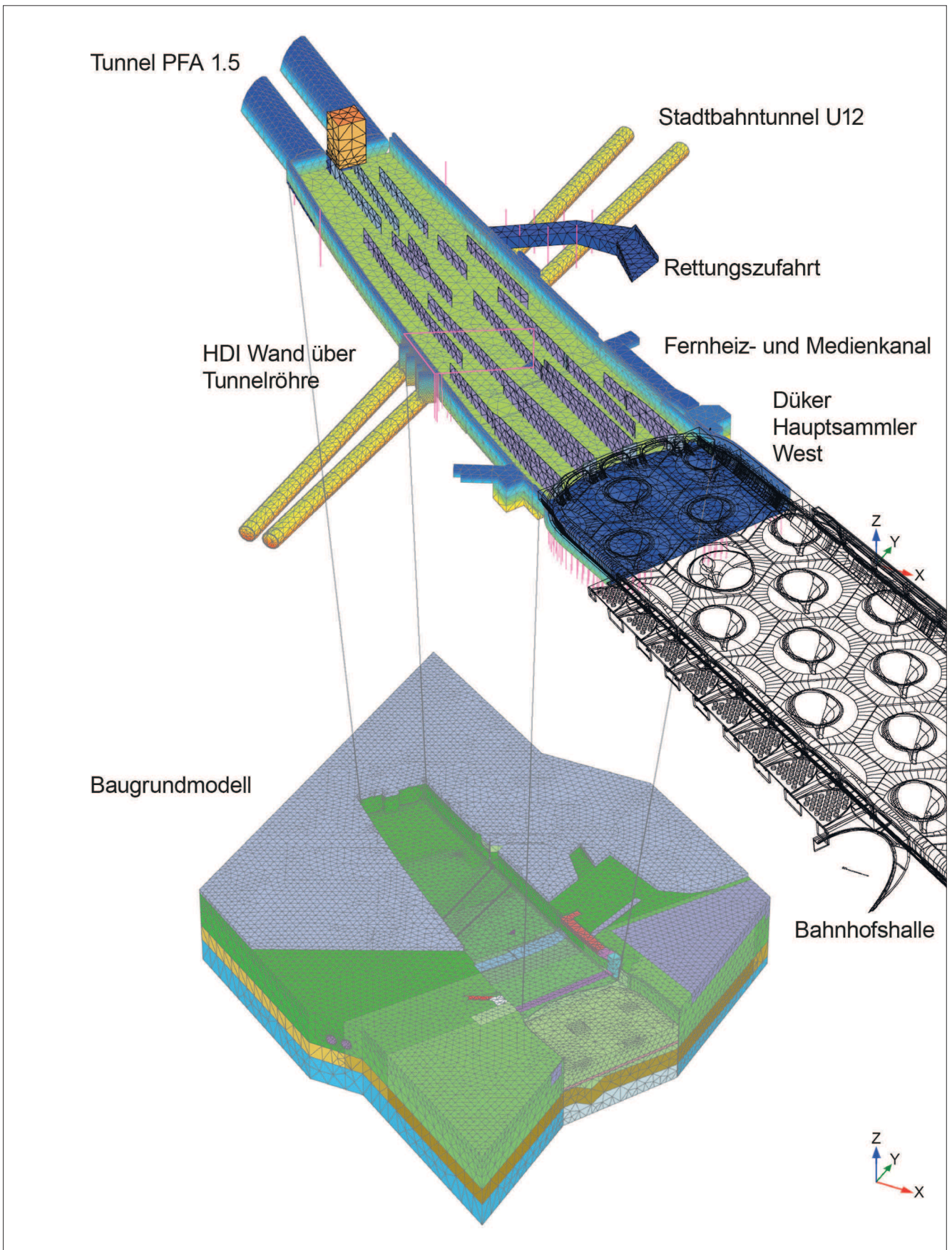


Bild 2: 3D-FE-Modell DB-Tunnel Nordkopf (Darstellung ohne Tunneldecke)
Figure 2: 3D FE model DB-Tunnel Nordkopf (tunnel top not illustrated)

Vereinfachungen (a) und (b) sind trivial in der Umsetzung, die Effekte der Vereinfachung können relativ einfach abgeschätzt werden. Die geometrische Vereinfachung einer komplexen Struktur auf einen Rechteckquerschnitt (c) ist hingegen nicht trivial und erfordert zusätzliche Überlegungen. Ein mögliches Vorgehen für den Fall (c) wird in 2.1 aufgezeigt.

Obwohl aufgrund der Anforderungen an die Berechnungsergebnisse (z. B. Ersatzfedersteifigkeit für jeden Gründungspfahl) der Großteil für die Talquerung Stuttgart durchgeführten FE-Berechnungen auf 3D-Modellen basieren, können 2D-Modellierungen eventuell zeitsparende Alternativen darstellen. Der Einsatz von 2D-Modellierungen im vorgestellten Projekt wird in Kapitel 2.2 beschrieben.

2.1 Geometrische Vereinfachung komplexer Strukturen

Geometrical simplifications of complex structures

Die räumliche Struktur des Schalendachs der Bahnhofshalle wird in den 3D-FE-Berechnungen vereinfacht in Form eines Rechteckquerschnitts abgebildet. Die Flächenträgheitsmomente der geometrisch vereinfachten Struktur sind naturgemäß nicht kompatibel mit den tatsächlich vorhandenen Flächenträgheitsmomenten der räumlichen Struktur der Bahnhofshalle. Aus der Modellabstraktion resultierende Unterschiede in dem Verformungsverhalten der geometrisch vereinfachten und der detailliert abgebildeten Bahnhofshalle können jedoch

durch die Wahl der Materialsteifigkeit minimiert werden. Im vorliegenden Fall wurden geeignete Materialparameter iterativ durch den Vergleich des Verformungsverhaltens der in Bild 1 gezeigten detaillierten und vereinfachten Struktur bestimmt. Die vereinfachte Struktur weist einen Rechteckquerschnitt auf und die ebenfalls rechteckigen Kelchstützen haben eine Grundfläche von 1,72 m x 2,44 m, entsprechend der Querschnittsfläche der tatsächlichen Kelchstützen am Übergang zur Bodenplatte, Kabelkanäle in der Bodenplatte bleiben unberücksichtigt. Aus dem gewählten Ausschnitt könnte durch Aneinanderreihung eine unendlich lange Bahnhofshalle gebildet werden.

Das Verformungsverhalten der Modelle wird basierend auf folgenden Annahmen verglichen:

- Linear elastisches Materialverhalten des Betons; Trogmateriale C35/45; Schalendach und Kelchstützen C50/60.
- Belastung durch Eigengewicht des Trogs sowie Linienlasten im Bereich der Trogwände, welche das Gewicht des Schalendachs simulieren. Vier Einzellasten von je 20000 kN, werden im Fußpunkt der Kelchstützen aufgebracht.

Im rechnerischen Vergleich werden zwei verschiedene Randbedingungen verwendet:

- Eingespannter Kragarm (eine Wand wird horizontal und vertikal gehalten) und
- elastisch gebettete Platte (Bettung auf elastischem Material mit $E = 100.000 \text{ kN/m}^2$).

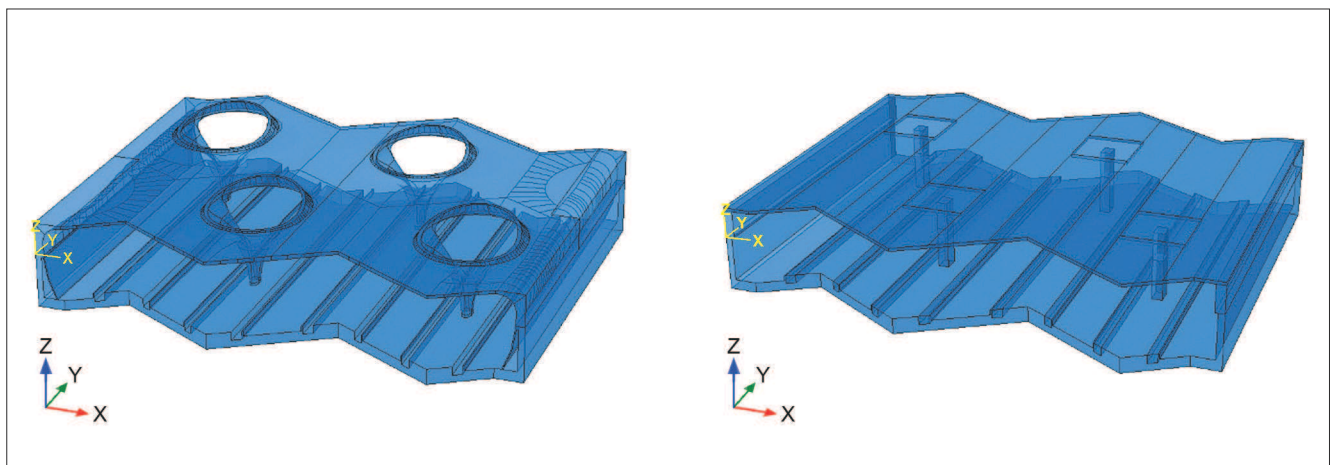


Bild 3: Detaillierter Ausschnitt aus der Bahnhofshalle (links) und geometrisch vereinfachtes Modell (rechts)
 Figure 3: Detailed model of station hall (left) and geometrically simplified model (right)

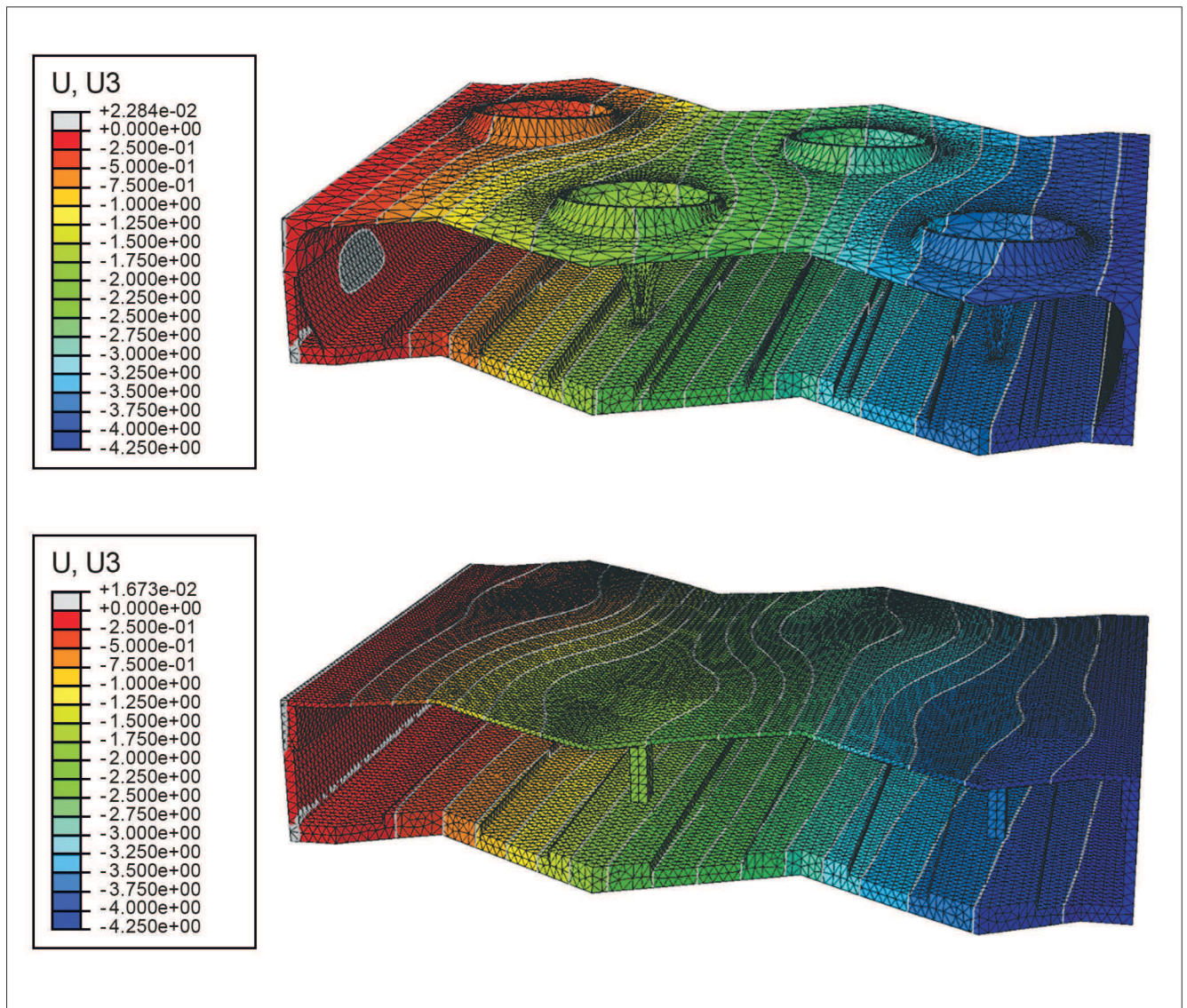


Bild 4: Berechnete Isolinien der vertikalen Verschiebungen U3; detaillierter Ausschnitt aus der Bahnhofshalle (oben) und geometrisch vereinfachtes Modell (unten)

Figure 4: Calculated vertical displacements; detailed model of station hall (top) and geometrically simplified model (bottom)

In Bild 4 sind exemplarisch die Berechnungsergebnisse für beide Modelle (detailliert und vereinfacht) für die Randbedingung „Kragarm“ abgebildet. Die Angabe „U3“ in den Abbildungen entspricht der vertikalen Verformung. Um ein vergleichbares Verformungsbild und die gleichen maximalen Verformungen zu erzielen, wurden die folgenden Anpassungen der Steifigkeiten vorgenommen:

Kelchstütze: Erhöhung der Betonsteifigkeit um Faktor 4 im unteren Bereich; Erhöhung der Steifigkeit um Faktor 12 oben.

Schalendach: Aussteifung des Schalendachs im Bereich der Kelchstütze mittels Erhöhung der Betonsteifigkeit um Faktor 12 über der Kelchstütze. Die Aussteifung des Schalendachs ist auf einen Bereich 10 m x 10 m über der Kelchstütze begrenzt (siehe auch Bild 3).

Diese Anpassungen zeigen auch bei Wahl einer elastischen Bettung vergleichbare Ergebnisse zwischen den beiden Modellen.

2.2 2D-Modellierung versus 3D-Modellierung *2D versus 3D modelling*

Zielsetzung der vorgestellten FE-Berechnungen ist die Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit der Strukturen sowie die Bemessung der Gründungspfähle und die Ermittlung von Bettungswerten. Die im 3D-Faltwerk-Modell der Tragwerksplanung angesetzte Bettung wird iterativ mit den hier vorgestellten geotechnischen Modellen über den Vergleich von vertikalen Verformungen und Pfahlkräften abgeglichen. Der Einsatz von 3D-FE-Modellen ist somit erforderlich.

Im Vergleich zur 3D-FE-Modellierung ist die 2D-FE-Modellierung jedoch ein zeit- und kostensparendes Berechnungswerkzeug, welches im vorgestellten Projekt neben der Dimensionierung der Verbauten auch bei der Unterstützung der 3D-Berechnungen Anwendung findet. Exemplarisch wird in Bild 5 das 2D-Modell der gesamten Talquerung gezeigt. Die Abmessungen des Modells betragen 1.000 m x 80 m. Das Modell ist aus 36.258 Dreieckselementen mit 15 Knoten und insgesamt 300.377 Knoten aufgebaut.

Dieses Modell wurde u. a. zur schnellen Klärung folgender Fragestellungen entwickelt:

- Wie beeinflussen sich die Teilbauwerke gegenseitig? Welche Überlappungslänge der Teilmodelle ist sinnvoll?
- Wie verändert sich die prognostizierte Setzung bei einer Änderung des Bauablaufs?

Die geometrische Vereinfachung der realen Bauwerke auf eine 2D-Geometrie im ebenen Verzerrungszustand ist natürlich fehlerbehaftet: Teilweise unsymmetrisch angeordnete Einzelpfähle wurden zu Pfahlreihen zusammengefasst und näherungsweise durch eingebettete Pfähle abgebildet. Insgesamt ist bei der 2D-Berechnung von einer Überschätzung der berechneten Verformungen auszugehen, da die idealisierte Breite des Bahnhofs im 2D-Modell unendlich ist.

In Bild 6 sind die 2D-Berechnungsergebnisse den Ergebnissen aus den 3D-Modellen DB-Tunnel Nordkopf und Südkopf gegenübergestellt. Alle angegebenen Setzungen beziehen sich auf die Einbauposition der einzelnen Bauabschnitte der Bodenplatte. Eventuelle Setzungen oder Hebungen, die durch vorangegan-

gene Bautätigkeiten (vor dem eigentlichen Bau des jeweiligen Bauabschnitts) verursacht werden, spiegeln sich in den berechneten Setzungen nicht wider. Gleichwohl entspricht die Einbaulage in der Regel aber nicht der Referenz- oder Ausgangskonfiguration des Modells. Dies erklärt die teilweise auftretenden Sprünge in den Verschiebungen der einzelnen Bauabschnitte in Bild 6.

Die 2D-Berechnungen wurden mit charakteristischen Materialparametern durchgeführt. Die 3D-Berechnungen wurden mit den oberen (max) und unteren (min) Grenzwerten der definierten Bandbreiten der Steifigkeiten durchgeführt (siehe Abschnitt 3).

Wie erwartet, prognostiziert die 2D-Berechnung tendenziell größere Setzungen als die 3D-Berechnung. Der Vergleich zeigt, dass die Setzungen der 3D-Berechnungen mit minimaler Steifigkeit ungefähr gleich groß sind wie die Setzungen der 2D-Berechnungen mit charakteristischer Steifigkeit. Die minimalen Steifigkeiten betragen dabei rund 80% der charakteristischen Steifigkeit, d. h. die Setzungen in der 2D-Berechnung werden generell um ca. 20% überschätzt.

Im Bereich des Nordkopfs unterscheiden sich die Ergebnisse der 2D-Berechnung noch mehr von den Ergebnissen der 3D-Berechnung. Die Erklärung hierfür ist, dass in diesem Bereich eine sehr hohe Wiederbauungslast auf dem Gelände der DB-Bahndirektion berücksichtigt ist. Das 2D-Modell vernachlässigt die räumliche Ausbreitung dieser Auflast und prognostiziert in diesem Bereich ca. 2,5 cm zusätzliche Setzungen.

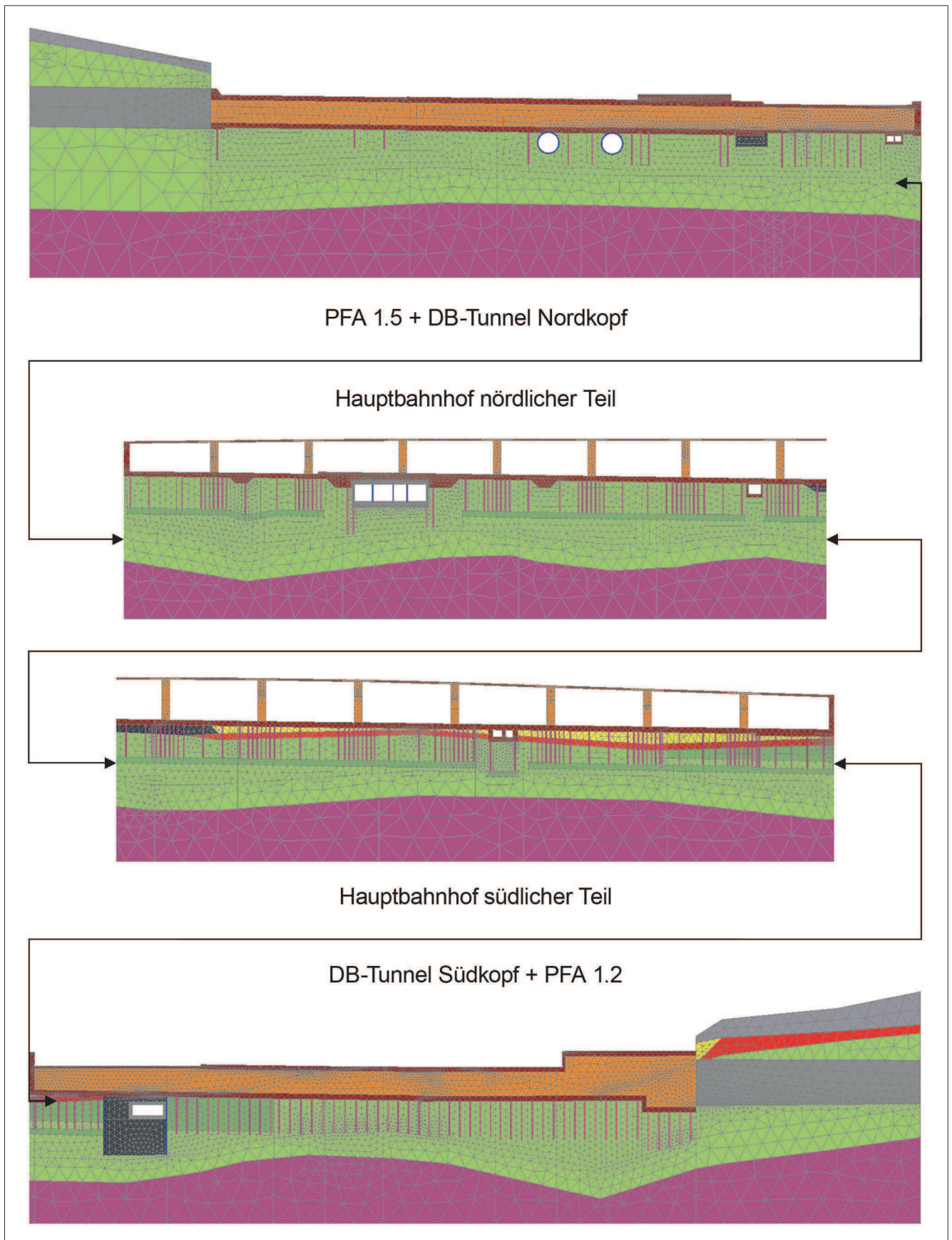


Bild 5: 2D-FE-Modell zur Gesamtsetzungsbeurteilung der Talquerung
Figure 5: 2D FE model for estimating the overall settlement performance of the station

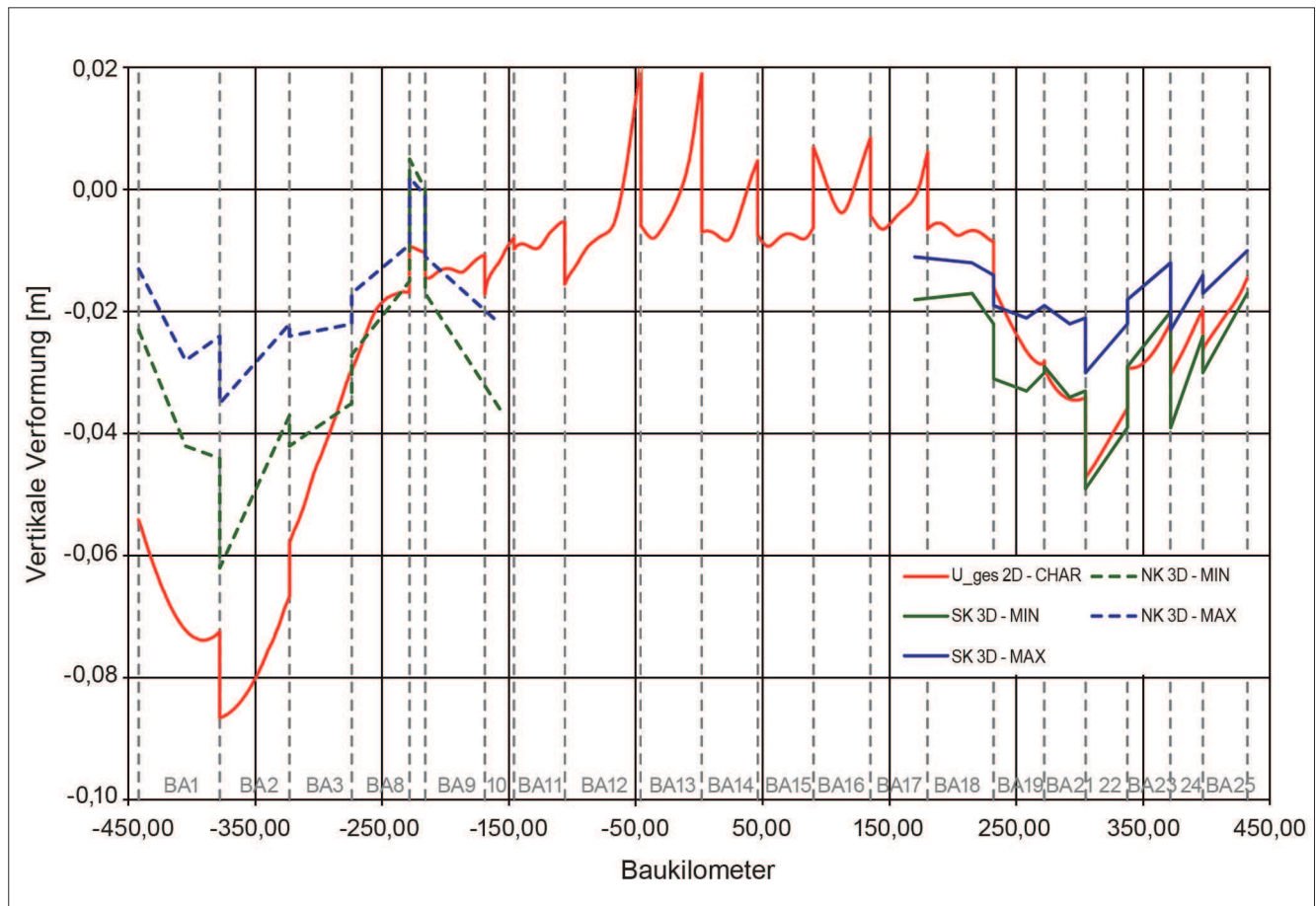


Bild 6: Vergleich berechnete Setzungen aus der 2D- und 3D-FE-Modellierung
 Figure 6: Comparison of settlements calculated by 2D and 3D analyses

3 Berechnungen zur Ableitung der Materialkennwerte für den Baugrund *Analyses for estimation of material parameters of the subsoil*

Neben der eigentlichen Modellbildung und Diskretisierung des zu untersuchenden Problems ist die Wahl eines für die Problemstellung geeigneten Stoffgesetzes und der dafür benötigten Kennwerte von entscheidender Bedeutung.

Materialparameter können im vorliegenden Fall über Rückrechnung von Labor- und Feldversuchen bestimmt werden. Für die Bestimmung der Materialparameter für die Talquerung wurden von den Autoren insgesamt

- 3 Triaxialversuche
- 5 Pfahlprobelastungen an Bohrpfählen
- 166 Pressiometerversuche in Erstbelastung und
- 64 Pressiometerversuche in Wiederbelastung

nachberechnet. Weiterhin wurden die Hebungen in einer bereits hergestellten Teilbaugrube rückgerechnet. Im Folgenden sollen die Ergebnisse dieser Nachberechnungen erläutert werden.

Die Vielzahl an nachberechneten Versuchen ist u.a. auf die Besonderheiten des Stuttgarter Untergrunds zurückzuführen. Unter quartären Ablagerungen stehen die Schichten des Gipskeupers und des Lettenkeupers an. Die Gründungstiefe der DB-Tunnel Nord- und Südkopf liegen fast ausschließlich im Gipskeuper. Dieses halb feste Gestein ist über die fast 900 m lange Talquerung unterschiedlich stark verwittert. Grundsätzlich ist der Verwitterungsgrad im Talbereich höher und nimmt in Richtung der Talränder ab. So wurde der Baugrund über die Talquerung vom Baugrundgutachter in insgesamt 10 Homogenbereiche unterteilt. Die für die FE-Berechnungen bzw. für die Gebrauchstauglichkeit der Talquerung ‚besten‘ Kennwerte, d.h. die höchste Steifigkeiten und Festigkeiten, sind somit im Bereich der

DB-Tunnel Nord- und Südkopf am Übergang zu den bergmännischen Tunneln anzutreffen und werden in Richtung Talmitte bzw. Hauptbahnhof schlechter. Häufig wird der Verwitterungsgrad von Gipskeuper auch am Wassergehalt festgemacht. Dabei gilt, je geringer der Verwitterungsgrad desto geringer der Wassergehalt.

3.1 Verwendetes Stoffgesetz

Applied constitutive law

Vor der Nachberechnung der Versuche steht die Auswahl eines geeigneten Stoffgesetzes an. Im Fall der Talquerung kam in allen Untersuchungen das Hardening-Soil-Modell mit Small-Strain-Erweiterung (HSs-Modell) zur Anwendung. Die für dieses Stoffgesetz benötigten Kennwerte sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Auf eine detaillierte Beschreibung des Stoffgesetzes wird in diesem Beitrag verzichtet. Der interessierte Leser wird auf Benz (2007) verwiesen.

3.2 Nachberechnung von Laborversuchen

Back analysis of laboratory data

Aus Laboruntersuchungen stehen Ergebnisse von Triaxial- und Oedometerversuchen zur Verfügung. Bild 7 zeigt exemplarisch die Nachberechnung eines Triaxialversuchs.

Aus Triaxialversuchen lassen sich die Scherparameter und der Sekantenmodul in triaxialer Erstbelastung E_{50}^{ref} , in Ent- und Wiederbelastung E_{ur}^{ref} sowie der Exponent m ableiten. Aus den Oedometerversuchen kann der Tangentenmodul E_{oed}^{ref} bestimmt werden. Die Resultate von Oedometerversuchen an Gipskeuper sind jedoch kritisch zu sehen, da sie mit einer Störung des Gipskeupergefüges beim Probeneinbau einhergehen und tendenziell zu geringe Steifigkeiten liefern, wie Vergleiche zu Ergebnissen von Triaxialversuchen an Gipskeuper am Originalprobendurchmesser nahelegen (Hornig, 2011). Die Steifigkeit bei kleinen Dehnun-

Parameter		Erklärung
γ	[kN/m ³]	Wichte (teilgesättigt)
γ_r	[kN/m ³]	Wichte (gesättigt)
φ'	[°]	Reibungswinkel (Mohr-Coulomb)
c'	[kPa]	Kohäsion (Mohr-Coulomb)
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
ν_{ur}	[-]	Querdehnzahl (Poisson's ratio)
E_{50}^{ref}	[kPa]	Sekantenmodul in triaxialer Erstbelastung
E_{oed}^{ref}	[kPa]	Tangentenmodul im Oedometerversuch
E_{ur}^{ref}	[kPa]	Sekantenmodul in Ent- und Wiederbelastung
M	[-]	Exponent des Ohde/Janbu-Gesetzes
p^{ref}	[kPa]	Referenzspannung für die Eingabe von E_x^{ref}
G_0	[kPa]	Schubmodul bei sehr kleinen Dehnungen
$\gamma_{0,7}$	[-]	Schubverzerrung bei $G = 0,7 G_0$
K_0^{NC}	[-]	Seitendruckbeiwert bei Normalkonsolidierung
R_f	[-]	Bruchparameter
$\sigma_{Tension}$	[kPa]	Maximal aufnehmbare Zugspannung

Tabelle 1: Parameter des HSs-Modells
 Table 1: Parameters of HSs model

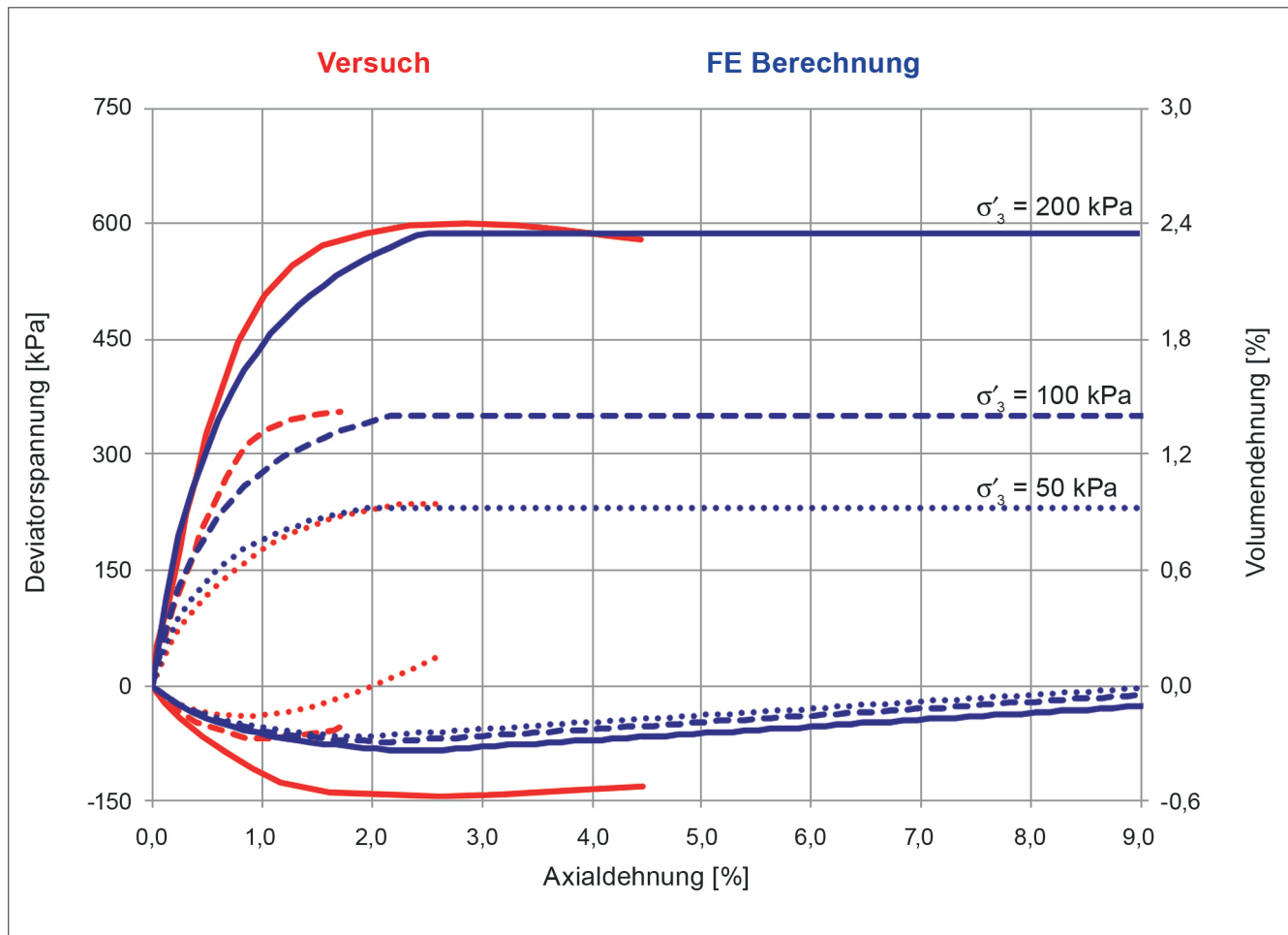


Bild 7: Nachberechnung eines Triaxialversuchs
 Figure 7: Results of the back analysis of a triaxial test

gen kann aus den vorliegenden Laboruntersuchungen nicht abgeleitet werden und wurde auf Grundlage von Korrelationen festgelegt und später anhand einer Rückrechnung der Hebung in einer Teilbaugrube überprüft. Dabei wurde festgestellt, dass die Steifigkeit bei kleinen Dehnungen, d. h. G_0 tendenziell mit der aus Scherwellengeschwindigkeiten abgeleiteten Steifigkeit, korreliert, d. h. im vorliegenden Baugrund muss beim Ansatz von Steifigkeiten nicht zwischen statischen und dynamischen Belastungssituationen unterschieden werden.

3.3 Nachberechnung von Pfahlprobelastungen

Back analysis of pile load tests

Zur Bestimmung von Pfahltragfähigkeiten wurden insgesamt fünf Probelastungen an Bohrpfählen, eine an einem mantel- und fußverpressten Bohrpfahl und zwei Probelastungen an Rammpfählen, durchgeführt. Zur Kalibrierung der Materialparameter wurden die Versuche an den fünf Bohrpfählen nachberechnet, da hier die Einflüsse aus der Pfahlherstellung zu vernachlässigen sind.

Bei allen Probelastungen wurde im Quartär die Mantelreibung durch eine Hülse ausgeschlossen und sowohl die Entwicklung des Spitzendrucks als auch der Mantelreibung messtechnisch erfasst. In Bild 8 ist exemplarisch für die Nachberechnungen der Probelastungen ein axialsymmetrisches FE-Modell dargestellt.

Bild 9 zeigt den Vergleich der Mess- und der Berechnungsergebnisse. In diesem Fall wurden zwei Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 90 cm in unmittelbarer Nachbarschaft getestet. Beim Gesamtwiderstand zeigte sich eine gute Übereinstimmung, wobei bei der Aufteilung in Mantel- und Spitzenwiderstand größere Unterschiede auftraten. Durch eine anschließende Überprüfung der Messergebnisse durch den Baugrundgutachter konnte eine Interpretation der Widerstandssetzungslinie abgeleitet werden, welche als Referenz für die weitere Nachberechnung herangezogen wurde (siehe Bild 9).

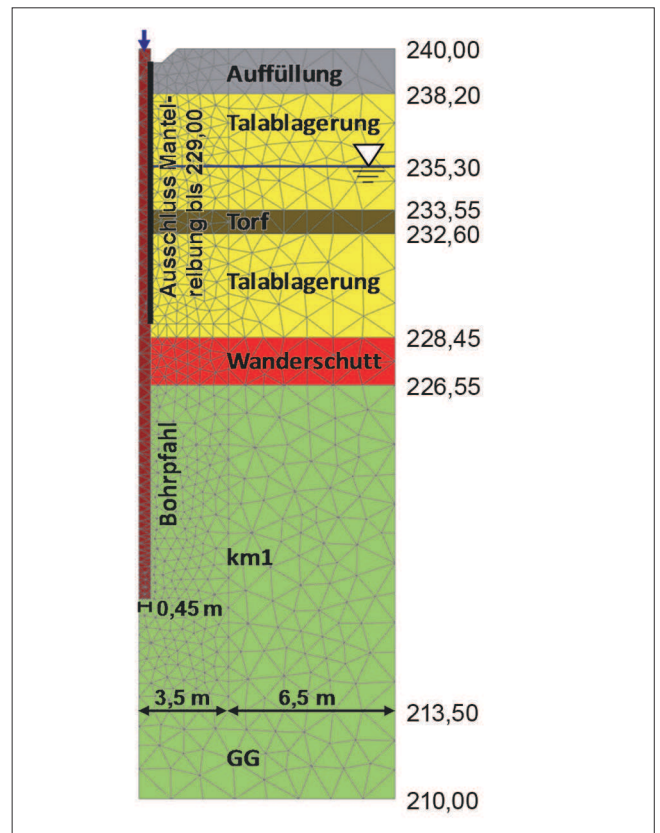


Bild 8: Axialsymmetrisches FE-Modell zur Nachberechnung einer Pfahlprobelastung

Figure 8: Axisymmetric FE model for back analysis of a pile load test

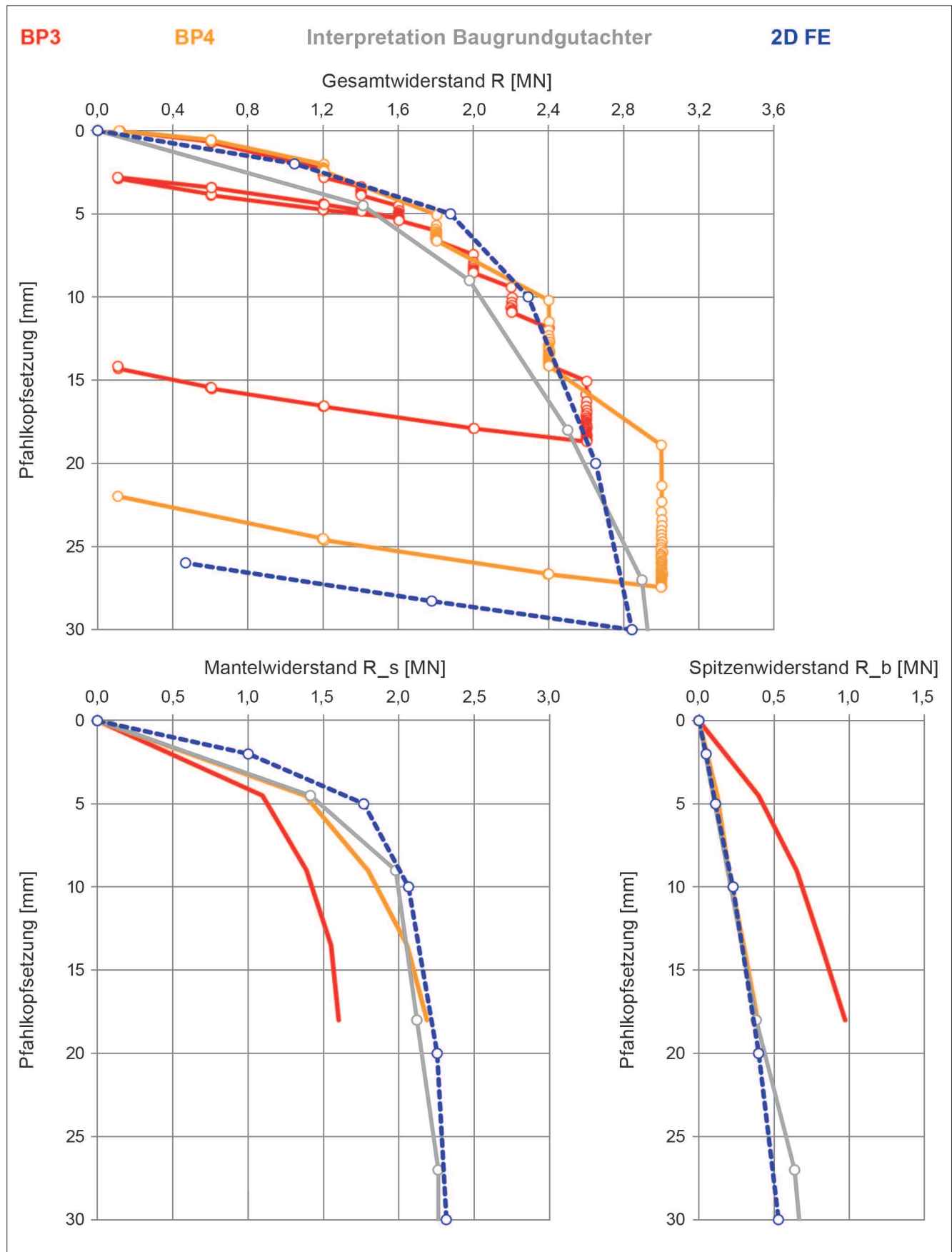


Bild 9: Ergebnisse einer Nachberechnung einer Pfahlprobebelastung
 Figure 9: Results of the back analysis of a pile load test

3.4 Nachberechnung von Pressiometerversuchen

Back analysis of pressiometer tests

Zur weiteren Absicherung der aus den Probelastungen abgeleiteten Kennwerte wurden anschließend im Bereich der Talquerung insgesamt 166 Pressiometerversuche in Erst- und 64 Versuche in Wiederbelastung durchgeführt und dokumentiert. Die Versuche wurden in neun Pressiometerbohrungen (PB) mit einer Messsonde mit Schlitzrohr und kurzer zentraler Messzelle durchgeführt. Die Abmessungen der Sonde sind Anlage A der DIN EN ISO 22476-4 zu entnehmen. Die Auswertung der Versuche erfolgte ebenso basierend auf DIN EN ISO 22476-4.

Die Herstellung der Pressiometerbohrung wurde bei der Nachberechnung nicht simuliert. Die Außenwandung der Pressiometerbohrung wurde mittels eines horizontalen Auflagers bei $d_i = 0,0325$ m simuliert. Die Druckstufen des Pressiometerversuchs wurden durch Aufbringen eines horizontal gerichteten Drucks im Bereich der zentralen Messzelle sowie der oben und unten angeordneten Schutzzellen in Größe des bei dem betreffenden Versuchs maximal aufgebrauchten korrigierten Drucks P_c simuliert. Der Druck wurde im numerischen Modell jeweils von Null auf den maximal aufgebrauchten Druck gesteigert, wodurch alle gemessenen Druckstufen des Versuches durchlaufen wurden. Es ist zu beachten, dass der aufgebrauchte Druck im numerischen Modell effektiv ist, der gemessenen Druck jedoch Porenwasserdrücke beinhaltet. Eine entsprechende Korrektur wurde in der Auswertung vorgenommen. Die numerisch ermittelte horizontale Verschiebung Δx in Mitte der zentralen Messzelle wurde dann in eine äquivalente Volumenvergrößerung der Messzelle wie folgt umgerechnet:

$$\Delta V_{\text{num}} = \pi (d_i/2 + \Delta x)^2 * 0,21 \text{ m}$$

Diese berechnete Volumenzunahme wird zum Vergleich der Messung mit der Berechnung über den effektiven Druck aufgetragen. Im Vergleich wird der in den Messprotokollen dokumentierte korrigierte Druck P_c sowie das korrigierte Volumen herangezogen. Nach der Erstbelastung wird der aufgebrauchte Druck im Modell auf 1 kPa reduziert und dann gegebenenfalls eine Wiederbelastung aufgebracht.

Die Versuchsergebnisse sind in korrigierter Form dargestellt. Es wird angenommen, dass die Sonde bei Druck P_1 gemäß Auswertung an der Bohrlochwandung anliegt. Das gemessene Volumen bei Anliegen des Drucks P_1 wird in den Ergebnisdarstellungen von dem tatsächlich gemessenen Volumen abgezogen. Bei Anliegen der Sonde ergibt sich so rechnerisch ein Volumen „0“, entsprechend der numerischen Simulation, die von einem perfekten Bohrloch und einem perfekten Anliegen der Sonde bei einem Volumen „0“ ausgeht.

Der in den Ergebnissen dargestellte Druck ist effektiv. Der gemessene und protokollierte totale Druck muss in der Gegenüberstellung mit den numerischen Ergebnissen also mindestens um den hydrostatischen Wasserdruck verringert werden. Auf der anderen Seite kann der gemessene Druck auch durch Druck P_1 korrigiert werden, wenn angenommen wird, dass die Sonde tatsächlich erst bei diesem Druck mit dem Bohrloch in Kontakt ist. Beide Ansätze für die Druckkorrektur sind extrem. In der Auswertung wird deshalb ein graues Band gezeigt, welches den Bereich zwischen den möglichen Druckkorrekturen in der Ergebnisdarstellung abdeckt.

Die Pressiometerversuche wurden wiederum mittels axialsymmetrischer Modellierung und Verwendung des HSS-Modells nachberechnet. Die in der Nachberechnung verwendeten Baugrundmodelle für die neun Pressiometerbohrungen wurden auf Grundlage der übermittelten Ansatzhöhen der Pressiometerbohrungen, den Bautagesberichten sowie den Ergebnissen naheliegender Kernbohrungen erstellt. Bild 10 zeigt exemplarisch drei FE-Modelle zur Nachberechnung der Versuche.

Zur gewählten Diskretisierung des Problems ist anzumerken, dass Studien zur Diskretisierung des Problems vorgenommen wurden, welche ergaben, dass die in Bild 10 dargestellte Diskretisierung des Problems hinreichend genaue Ergebnisse liefert, d. h. mittels einer Netzverfeinerung wurden praktisch identische Ergebnisse erzielt. Im Detail kann festgestellt werden, dass die Anordnung zweier 15-knotiger Elemente über die Höhe der zentralen Messzelle und der Schutzzellen ausreichend ist und sich einzelne Pressiometerversuche innerhalb einer Bohrung nicht gegenseitig beeinflussen, weshalb die Pressiometerversuche verschiedener Höhenlagen innerhalb einer Bohrung im numerischen Modell gleichzeitig durchgeführt werden können.

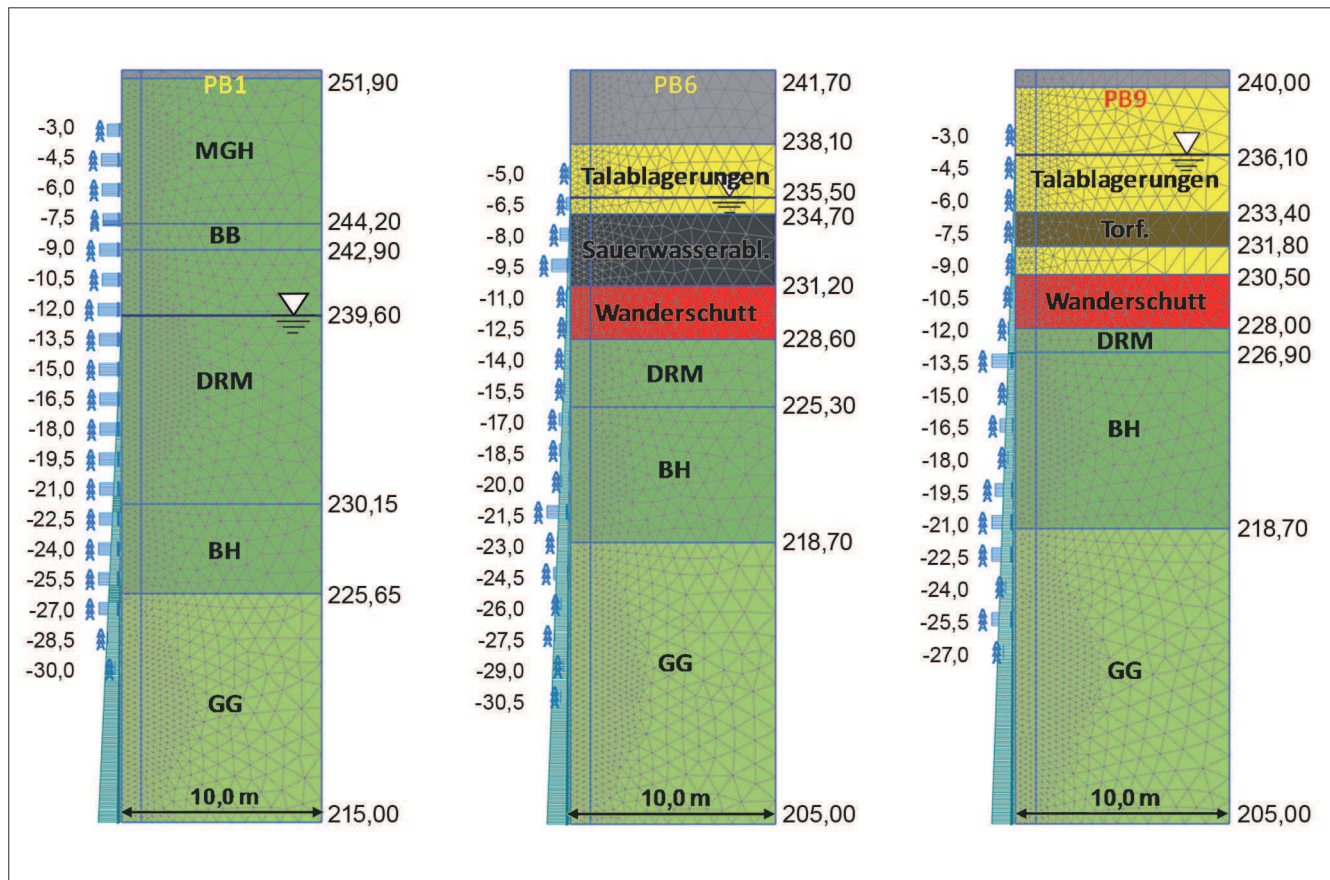


Bild 10: Axialsymmetrische FE-Modelle für Pressiometerbohrung PB1, PB6 und PB9
 Figure 10: Axial symmetric FE model for the back analysis of pressiometer tests

Alle Berechnungen wurden mit einem maximalen tolerierbaren Fehler von 1 % durchgeführt. In Bild 11 sind die Ergebnisse der numerischen Simulation (blaue Linie) den Ergebnissen aus Pressiometerversuch P9 (graues Band) gegenübergestellt. Alle Versuche wurden mit den aus der Nachberechnung der Bohrpfähle abgeleiteten Kennwerten nachgerechnet.

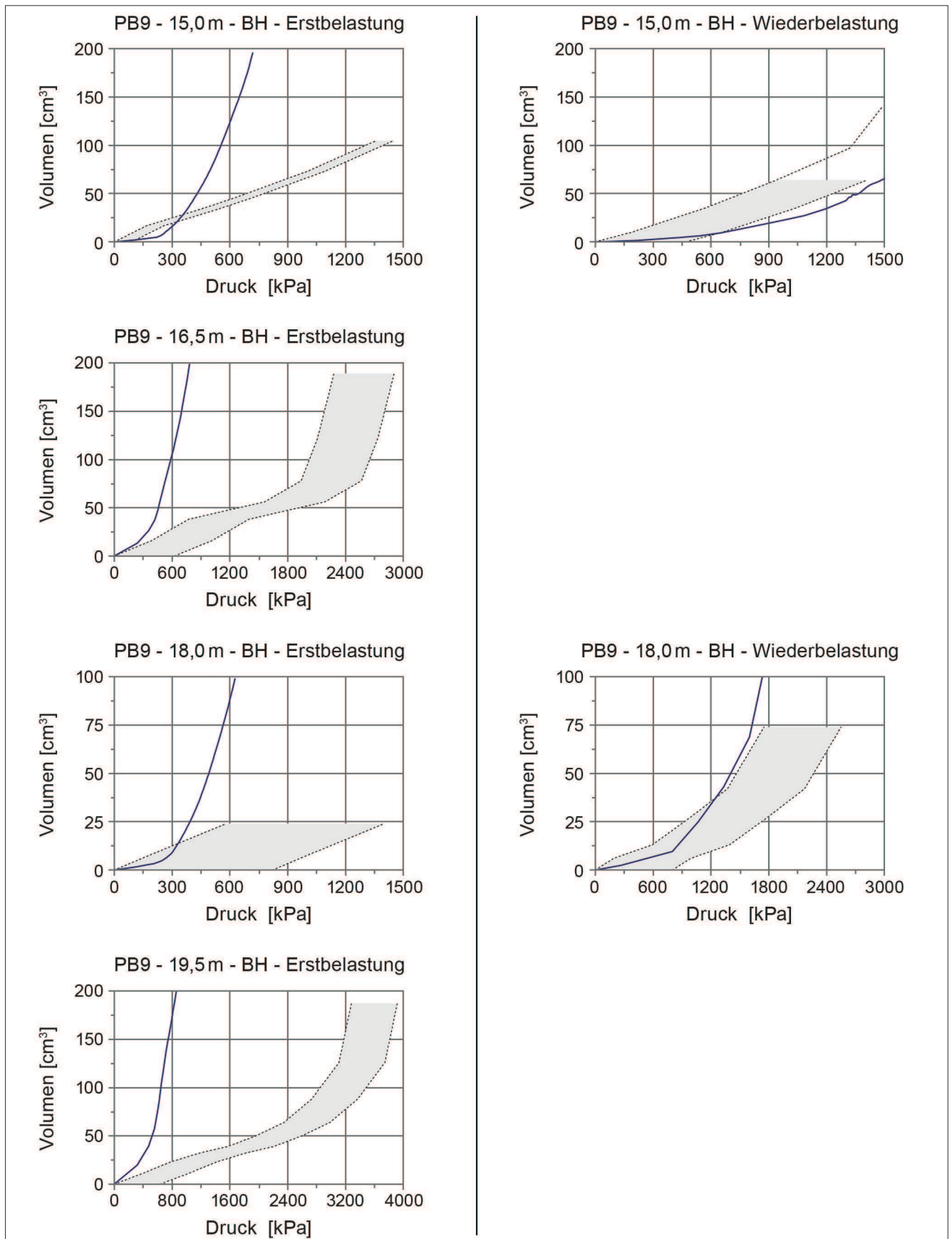


Bild 11: Typische Ergebnisse der Nachberechnung; hier: Pressiometerversuch P9 im Bochinger Horizont (Gipskeuper)
 Figure 11: Back analysis of pressiometer test P9; results for Bochinger Horizont (Gipskeuper)

4 Abfangung des DB-Direktionsgebäudes

Underpinning of the DB Head Office building

Exemplarisch für die vielen interessanten Problemstellungen, welche bei der Berechnung für die Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart zu lösen sind, soll in diesem Kapitel auf die Unterfangung des denkmalgeschützten Teils des ehemaligen DB-Direktionsgebäudes eingegangen werden. Das DB-Direktionsgebäude wurde im Jahr 1914 fertiggestellt und im Zuge der Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart 2012 teilweise abgerissen. Der erhaltenswerte denkmalgeschützte Teil des Gebäudes liegt teilweise über dem neuen DB-Tunnel Nordkopf und muss während der Bautätigkeiten gesichert werden: Die Lasten des Gebäudes werden vor dem Baugrubenaushub des DB-Tunnels Nordkopf über eine Abfangplatte, Pfahlkopflatten und Bohrpfähle sowie einer HDI-Wand, welche gleichzeitig den Baugrubenverbau darstellt, in den Baugrund unterhalb der Gründungssohle des neuen DB-Tunnels abgeleitet (Bild 12). Nach Fertigstellung des neuen DB-Tunnels Nordkopf wird die DB-Direktion auf der neuen Tunneldecke abgesetzt.

4.1 Anforderungen an die FE-Berechnung

Requirements for the FE calculation

Die Ergebnisse der numerischen Berechnungen werden u. a. zur Dimensionierung des Pressensystems herangezogen. Eine detaillierte Abbildung des Bauablaufs inkl. Umsetzung des Bahndirektionsgebäudes auf die Decke des DB-Tunnels Nordkopf ist notwendig. Als Besonderheit in der Modellierung sind die verwendeten Pfahlkopflatten zu nennen, welche sowohl aus Strukturelementen als auch aus Volumenelementen bestehen. Die flachen Strukturelemente haben einen Abstand von 0,5 m zur Decke des DB-Tunnels Nordkopf, die Volumenelemente liegen auf der Decke auf. Das Umsetzen der Last auf die Tunneldecke kann so durch Aktivierung der volumenbasierten Pfahlkopflatten und Deaktivierung der entsprechenden Plattenelemente geschehen. Der den DB-Tunnel Nordkopf durchdringende Teil der Gründungspfähle wurde mit Konnektoren, d. h. Punkt-zu-Punkt-Koppelbedingungen, realisiert.

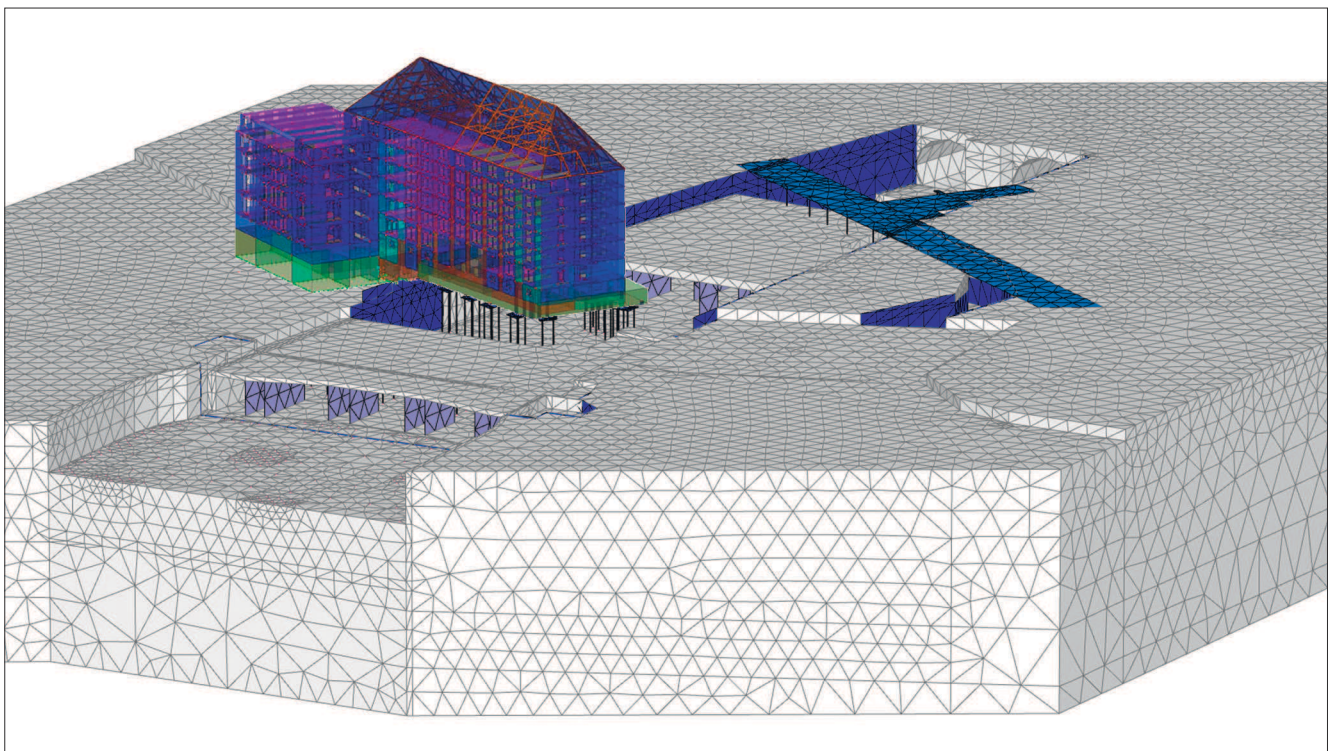


Bild 12: Abfangung des DB-Direktionsgebäudes
 Figure 12: Underpinning of the DB Head Office building

4.2 HDI-Wand unter dem Bahndirektionsgebäude

Pressure-grouted wall beneath the DB Head Office building

Die unter dem ehemaligen DB-Direktionsgebäude herzustellende HDI-Wand ist in Bild 13 skizziert. Gemäß Entwurfsplanung schließt diese Wand an die Tunnelröhren der Stadtbahnlinie U12 an, welche unter dem DB-Tunnel Nordkopf verläuft. Die resultierenden Kontaktspannungen zwischen HDI-Wand und dem Stadtbahntunnel aus Eigengewicht der HDI-Wand und Lastabtrag von oben können in guter Näherung durch analytische Betrachtungen ermittelt werden. Die FE-Berechnung identifiziert jedoch die Hebung der Tunnelröhren als Folge des Baugrubenaushubs (hier ca. 13 m Aushub) als die wesentliche Ursache der berechneten Kontaktspannung: Die HDI-Wand stellt ein Widerlager für die sich aufgrund der Aushubentlastung hebenden Tunnelröhren dar. Die berechnete Größe der auf den Tunnel einwirkenden Kontaktspannung hängt somit maßgeblich von folgenden Größen ab:

1. Entlastungssteifigkeit des Baugrunds
2. Abstand HDI-Wand – Stadtbahntunnelröhren

Zu 1.: Die (elastische) Entlastungssteifigkeit wird im gegebenen Fall von der angesetzten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen dominiert. Zur besseren Identifikation dieser Steifigkeit wurde eine angrenzende Aushubsitu-

ation nachberechnet und mit Ergebnissen geophysikalischer Messungen korreliert.

Zu 2.: Im Zuge der Berechnungen wurde der Abstand zwischen HDI-Wand und Stadtbahntunnelröhren variiert. Da diese Berechnungsvarianten vorab nicht bekannt waren, sind im 3D-Modell keine entsprechenden Flächen oder Volumina vorgesehen, welche zur Änderung des Abstandes herangezogen werden könnten. Das nachträglich Zufügen solcher Flächen und Volumina in ein bestehendes Modell ist prinzipiell möglich, ist in der Regel jedoch als kritisch anzusehen, da im Zuge der neuen Geometrieverschnidungen Fehler im bestehenden Modell auftreten können, die oftmals schwer zu identifizieren sind. Die Autoren haben deshalb im Zuge der hier beschriebenen Berechnungen ein elastisch-plastisches Materialmodell für die HDI-Wand erstellt, bei welchem die Tunnelachsen, der Tunnelradius und der Abstand zwischen Tunnel und HDI-Wand als Eingabeparameter definiert sind. Für jeden berechneten Gaußpunkt in der HDI-Wand wird dann zunächst geprüft, ob der zu berechnende Punkt innerhalb der HDI-Wand oder im gewählten Abstand zwischen HDI-Wand und Tunnelröhre liegt. In letzteren Fall werden dann anstelle der HDI-Parameter die Parameter des gewöhnlich anstehenden Gipskeupers verwendet. Da die Materialgrenze nun auch in einzelnen Elementen verlaufen kann (siehe Darstellung in Bild 13), ist bei Verwendung dieser Methode ein relativ feines Netz zu wählen.

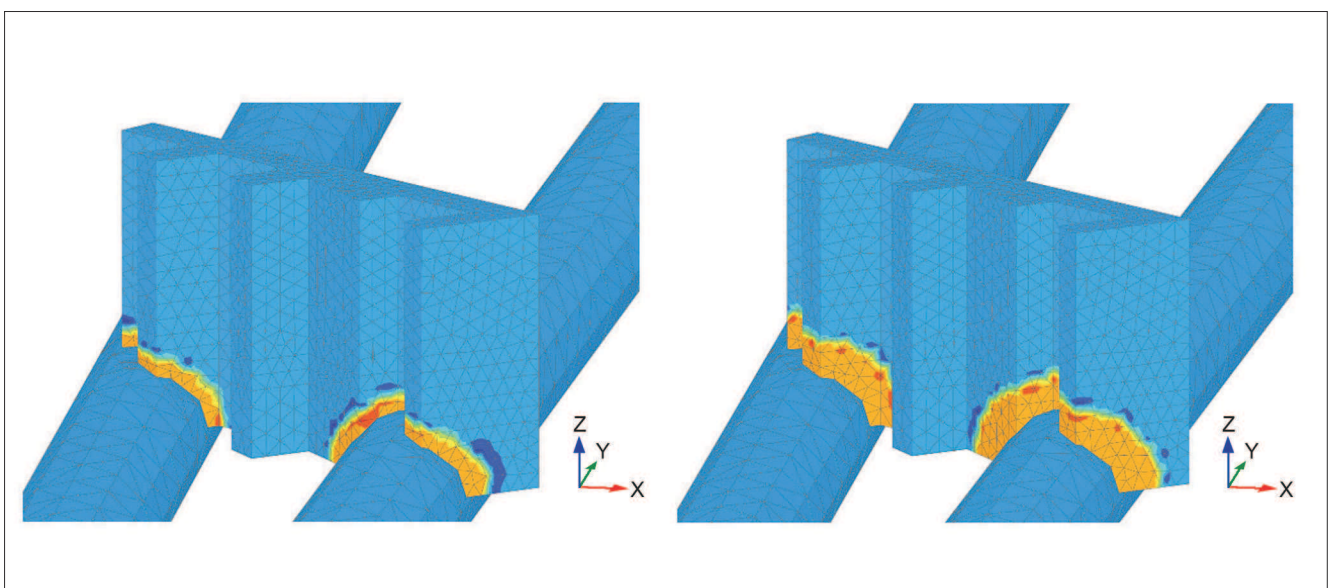


Bild 13: Abstand HDI-Wand–Tunnel (links: 1 m, rechts: 2 m), im Materialmodell definiert

Figure 13: Wall-tunnel distance (left: 1 m, right: 2 m) defined through dedicated material model

5 Fazit *Conclusions*

In vorliegendem Beitrag wurden Berechnungen zur Boden-Bauwerk-Interaktion, welche im Zuge der Neuordnung des Bahnknotens Stuttgart durchgeführt wurden, vorgestellt. Die Herausforderungen liegen hier in der Komplexität und der Größe des Bauvorhabens sowie den schwer zu greifenden Materialparametern des Stuttgarter Untergrunds (Gipskeuper). Der geometrischen Komplexität wird mit der Bearbeitung geeigneter Teilmodelle und einem geeigneten Mix aus 2D- und 3D-Berechnungen Rechnung getragen. Die Berechnungsergebnisse werden in Form von Bettungsmoduln und Ersatzfedersteifigkeiten an die Tragwerksplanung übergeben. Obwohl dieser Prozess iterativ durchgeführt wird, handelt es sich bei Bettungsmoduln um eine schlecht definierte Schnittstelle. Ein Ziel zukünftiger Entwicklungen sollte daher sein, das Modell der Tragwerksplanung mit dem Modell der Boden-Bauwerk-Interaktion zu verschmelzen bzw. eine geeignetere Schnittstelle einzuführen.

3D-Modellierungen im hier gezeigten Umfang und Detaillierungsgrad haben den Vorteil, dass die Ergebnisse neben dem Gebrauchstauglichkeitsnachweis für vielfältige andere Anwendungen herangezogen werden können, z. B. zur Dimensionierung von Pressen oder der Festlegung der Tunnelüberhöhung. Variantenuntersuchungen sind ebenso möglich. Der Nachteil hierbei ist allerdings, dass Änderungen der Geometrie bei komplexen 3D-Modellen problematisch sind. Im vorliegenden Fall wurde deshalb ein Materialmodell entwickelt, das auf Gaußpunktebene die Materialeigenschaften abhängig von einer zuvor gewählten Geometrie wählt.

6 Literatur *References*

- Benz, T. (2007): Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, Dissertation, Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Mitteilungen 55.
- DIN EN ISO 22476-4 (2013): Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 4: Pressiometerversuch nach Ménard (ISO 22476-4:2012); Deutsche Fassung EN ISO 22476-4:2012, Beuth Verlag GmbH.
- Hornig, E.-D. (2011): Eindimensionale Kompression überkonsolidierter bindiger Böden am Beispiel des Gipskeupers. Dissertation, Technische Universität Bergakademie Freiberg.