

# Ausgewählte Probleme bei der Berechnung von Stützkonstruktionen mit der Methode der Finiten Elemente

PRIVATDOZENT DR.-ING. PETER-ANDREAS VON WOLFFERSDORFF  
*BAUGRUND DRESDEN Ingenieurgesellschaft mbH*

## 1 EINFÜHRUNG

Die Anwendung der Finite Elemente Methode hat für die Berechnung der Verformungen von Stützkonstruktionen einschließlich des umgebenden Baugrundes nicht nur starke Verbreitung gefunden, sondern hat sich vor allem vielfach als geeignet erwiesen [8]. Es hat sich gezeigt, dass die Realitätsnähe solcher Verformungsberechnungen entscheidend von der Eignung und Leistungsfähigkeit der Stoffgesetze für den Boden abhängt. Linear-elastische idealplastische Stoffgesetze, wie z. B. das Mohr-Coulomb-Modell, sind dafür nicht geeignet [10]. Insbesondere werden die Hebungen in der Baugrube viel zu groß vorhergesagt, weil bei innerhalb der Baugrube auftretenden Entlastungsvorgängen eine größere spannungsabhängige Entlastungssteifigkeit nicht berücksichtigt werden kann. Statt dessen gilt linear-elastisches Verhalten ohne Unterschied zwischen Be- und Entlastung.

Im Arbeitskreis Numerik der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (AK 1.6 der DGGT) werden zur Zeit Empfehlungen für Baugruben erarbeitet, in denen auch Hinweise zur Anwendung von leistungsfähigeren Stoffgesetzen bei Verformungsberechnungen für Stützkonstruktionen gegeben werden. Solche Stoffgesetze sind seit längerer Zeit auch in der weitverbreiteten Standardsoftware verfügbar und gehören somit mittlerweile zum Stand der Technik [1, 2].

Am Beispiel einer 3fach rückverankerten Baugrubenumschließung wird in dem Beitrag wird gezeigt, wo die Vorteile aber auch die Anwendungsprobleme von numerischen Berechnungen mit leistungsfähigeren Stoffgesetzen liegen. Dazu werden die Ergebnisse von Vergleichsberechnungen mit dem

elastoplastischen Hardening-Soil-Modell und dem an der TU Karlsruhe entwickelten hypoplastischen Modell mit granularer Dehnung vorgestellt und bewertet. Insbesondere die Vorzüge und Probleme bei der Anwendung der Hypoplastizität, die zunehmend Verbreitung findet, werden aufgezeigt. Der Beitrag orientiert sich an der Vorgehensweise, die den umfangreichen Vergleichsberechnungen und Parameterstudien für die o.g. Stützkonstruktion zugrunde liegt [10].

Für Verformungsberechnungen von Stützkonstruktionen werden in der Regel zweidimensionale (2D) Finite-Elemente-Modelle verwendet. Im zweiten Teil des Beitrages wird am Beispiel einer einfach verankerten Bohrtträgerwand gezeigt, dass sich eine aufwendige dreidimensionale (3D) Modellierung einer solchen Stützkonstruktion nicht lohnt, sondern dass eine adäquate zweidimensionale Modellierung in den meisten Fällen ausreicht.

## 2      VERWENDETE BODENMECHANISCHE STOFFGESETZE

Im Folgenden werden nur maßgebliche Eigenschaften der beiden, für die Vergleichsberechnungen verwendeten Stoffgesetze beschrieben, um ihre Auswirkungen auf die Berechnungsergebnisse verstehen zu können. Auf eine mathematische Darstellung wird weitgehend verzichtet.

### *Hardening-Soil-Modell*

Das Hardening-Soil-Modell gehört zur Kategorie der sogenannten elastoplastischen Modelle mit isotroper Doppelverfestigung (siehe auch [12]). Bei diesem Modell wird der elastische Bereich, in dem spannungsabhängiges nichtlinear-elastisches Verhalten gilt, von zwei Fließflächen allseitig umschlossen. Im Hauptspannungsraum haben diese beiden Fließflächen die Form einer Kappe und die eines Kegels (siehe Bild 1). Der Bereich zulässiger Spannungen wird durch die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb definiert.

Erreichen die Spannungen eine der beiden Fließflächen, können außer elastischen Verformungen auch plastische Verformungen entstehen (plastische Scherverformungen bei Erreichen des Kegels, plastische Volumenänderungen bei Erreichen der Kappe). Dabei weitet sich die jeweils aktive Fließfläche auf, d.h. es kommt zu einer plastischen Verfestigung, die die Größe der plastischen Verformungen bestimmt. Die Richtung der jeweiligen plastischen Verformungen wird durch eine Fließregel festgelegt. Weitergehende Erläuterung des Hardening-Soil-Modells sind u.a. in [1, 2, 7] enthalten.

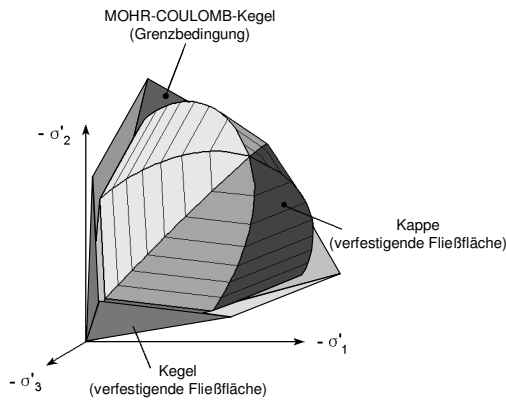


Bild 1 Fließflächen des Hardening-Soil-Modells im Hauptspannungsraum

Zur Veranschaulichung der prinzipiellen Wirkungsweise von Stoffmodellen eignen sich u.a. der Ödometerversuch (einaxiale Verformung). In Bild 2 ist ein mit dem Hardening-Soil-Modell berechneter ödometrischer Be-, Ent- und Wiederbelastungszyklus dargestellt.

Bei ödometrischer Belastung reagiert das Hardening-Soil-Modell elasto-plastisch, d.h. „Kegel“ und „Kappe“ sind aktiv, und es entstehen außer elastischen Verformungen auch plastische Scherverformungen und plastische Volumenänderungen. Bei ödometrischer Ent- und Wiederbelastung reagiert das Modell elastisch, d.h. es gibt nur elastische Verformungen und deswegen ist die Materialsteifigkeit größer als bei Belastung.

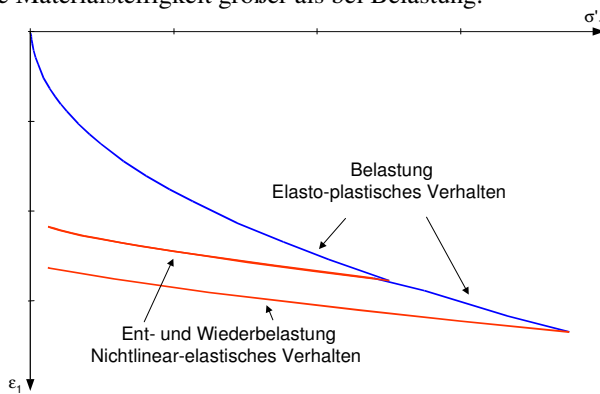


Bild 2 Be-, Ent- und Wiederbelastungszyklus im Ödometer

Wie Bild 2 zeigt, ist der Spannungs-Verformungs-Verlauf für alle Belastungsphasen nichtlinear. Es gilt somit folgender Zusammenhang zwischen dem Verformungsinkrement  $\Delta\varepsilon$ , der Spannungsantwort  $\Delta\sigma$  und der aktuellen Spannung  $\sigma$ .

$$\Delta\sigma = f(\sigma, \Delta\varepsilon) \quad (1)$$

Die sich aus einem Verformunginkrement  $\Delta\varepsilon$  ergebende Spannungsantwort  $\Delta\sigma$  hängt von der aktuellen Spannung  $\sigma$  ab. Das bedeutet, im Hardening-Soil-Modell ist die aktuelle Spannung  $\sigma$  eine Zustandsgröße.

Diese o.g. Eigenschaften des Hardening-Soil-Modells sind die maßgeblichen Gründe für verbesserte Verformungsberechnungen für Stützkonstruktionen mit dem Hardening-Soil-Modell gegenüber den Berechnungen mit linear-elastisch idealplastischen Modellen.

#### *Hypoplastisches Modell*

Im Rahmen der Hypoplastizität wird unterschiedliches Materialverhalten bei Be-, Ent- und Wiederbelastung im Ödometer sehr einfach definiert, ohne das mathematische Instrumentarium der klassischen Plastizitätstheorie, wie z.B. Fließfläche oder Fließregel, zu benötigen. Das hier verwendete hypoplastische Modell ist ausführlich in [9, 13, 14] beschrieben.

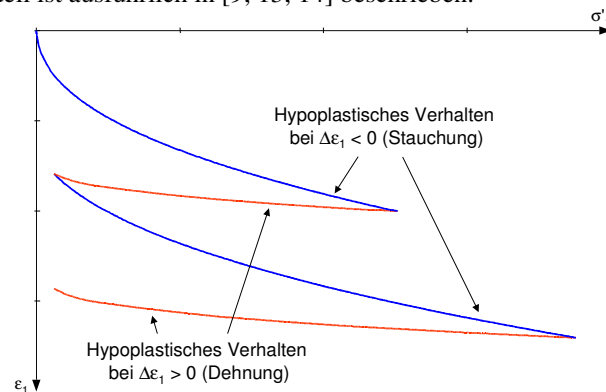


Bild 3 Be-, Ent- und Wiederbelastungszyklus im Ödometer ohne Berücksichtigung der intergranularen Dehnung

Bild 3 zeigt einen ödometrischen Be-, Ent- und Wiederbelastungszyklus, der mit dem ursprünglichen hypoplastischen Modell ohne intergranuläre Dehnung berechnet wurde. Zustandsgrößen dieses Modells sind die aktuelle Spannung  $\sigma$  und die aktuelle Porenzahl  $e$ . Für die Spannungsantwort  $\Delta\sigma$  gilt

$$\Delta\sigma = f(\sigma, e, \Delta\varepsilon) \quad (2)$$

Bei dem hypoplastischen Modell hängt die sich aus einem Verformunginkrement  $\Delta\varepsilon$  ergebende Spannungsantwort  $\Delta\sigma$  außer von  $\sigma$  und  $e$  auch maßgeblich von der aktuellen Richtung von  $\Delta\varepsilon$  ab. Deswegen reagiert das hypoplastische Modell bei ödometrischer Entlastung steifer als bei Be- und Wiederbelastung. Wie beim Hardening-Soil-Modell sind die Spannungs-Verformungsverläufe in allen Belastungsphasen nichtlinear.

Der wesentliche Nachteil der ursprünglichen Hypoplastizität besteht jedoch darin, dass trotz der zweiten Zustandsgröße  $e$  die Steifigkeit der ödometrischen Spannungs-Verformungs-Kurve in der Wiederbelastung zu gering ist. Bei wiederholten ödometrischen Be- Ent- und Wiederbelastungen entstehen dann unrealistisch große Stauchungen.

Zur Überwindung des o.g. Mangels erweiterten Niemunis und Herle das ursprüngliche hypoplastische Modell mit einer weiteren Zustandsgröße, der intergranularen Dehnung  $\delta$ . Für die Spannungsantwort gilt folgender erweiterter Zusammenhang.

$$\Delta\sigma = f(\sigma, e, \delta, \Delta\varepsilon) \tag{3}$$

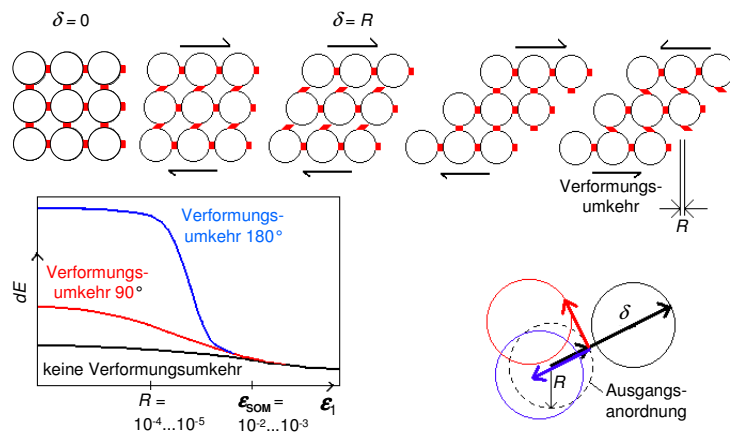


Bild 4 Wirkungsweise der intergranularen Dehnung im eindimensionalen Fall (nach [6])

In Bild 4 ist die Wirkungsweise der intergranularen Dehnung  $\delta$  vereinfacht im eindimensionalen Fall dargestellt.

Bei einer monotonen Beanspruchung wächst  $\delta$  bis zum Maximalwert  $R$  an und bleibt dann bei weiterer Verformung konstant. Die intergranulare Dehnung  $\delta$  und die Deformation  $\Delta\varepsilon_1$  haben die gleiche Richtung. In diesem Zustand gilt „reines“ hypoplastisches Verhalten.

Bei anschließender Verformungsumkehr in entgegengesetzter Richtung hat die intergranulare Dehnung  $\delta$  zunächst den Betrag  $R$  und die ursprüngliche Richtung. Bei Fortsetzung der Verformungsumkehr verringert sich die intergranulare Dehnung  $\delta$  bis  $\delta = 0$  erreicht ist und wächst dann in umgekehrter Richtung wieder bis zum Maximalwert  $R$  an.

Die inkrementelle Steifigkeit  $dE$  nach einer Verformungsumkehr von 180° ist infolge der Wirkung von  $\delta$  beträchtlich größer als ohne eine Verformungsumkehr (siehe Bild 4 unten links). Mit zunehmender Verformung nimmt die inkrementelle Steifigkeit ab und erreicht bei  $\varepsilon_1 = \varepsilon_{SOM}$  wieder die ursprüngliche hypoplastische Steifigkeit (SOM – swept out of memory).

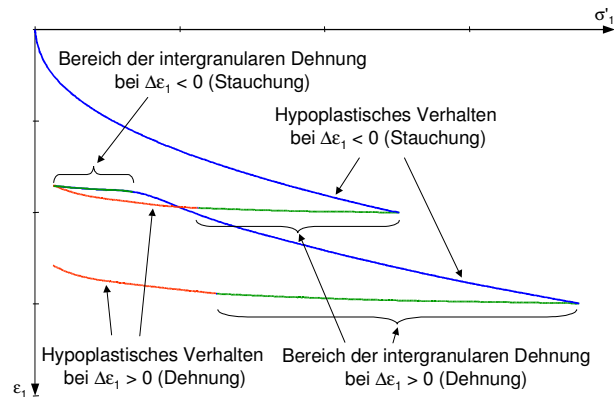


Bild 5 Be-, Ent- und Wiederbelastungszyklus im Ödometer mit Berücksichtigung der intergranularen Dehnung

Bei der Änderung der Verformungsrichtung von  $90^\circ$  ist die Wirkung von  $\delta$  geringer, d.h. die inkrementelle Steifigkeit wird kleiner als bei einer Verformungsumkehr von  $180^\circ$ .

Bild 5 zeigt einen ödometrischen Be-, Ent- und Wiederbelastungszyklus, der mit dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung berechnet wurde.

Jeweils nach einer Verformungsumkehr ( $180^\circ$ ) wirkt die intergranulare Dehnung und das Modell reagiert steifer als das ursprüngliche hypoplastische Modell. Infolge dessen entsteht in dem Ent- und Wiederbelastungszyklus eine Hystereseschleife, wie sie tatsächlich in Ödometerversuchen auftritt.

Die Zusammendrückung infolge ödometrischer Be-, Ent- und Wiederbelastung wird viel kleiner als bei dem ursprünglichen hypoplastischen Modell ohne intergranulare Dehnung. Die Bilder 3 und 5 zeigen schließlich eine Ähnlichkeit zwischen dem ödometrischen Spannungs-Verformungs-Verlauf des hypoplastischen Modells mit intergranularer Dehnung und dem des Hardening-Soil-Modells.

### 3 VERGLEICH ELASTO-PLASTISCHER UND HYPOPLASTISCHER 2D-FINITE-ELEMENTE-BERECHNUNGEN

Unter Verwendung der in Abschnitt 2 beschriebenen 3 bodenmechanischen Stoffmodelle sind Vergleichsberechnungen mit ein und demselben Finite-Elemente-Modell einer mehrfach verankerten Stützkonstruktion durchgeführt worden. Die Berechnungen wurden mit Programm Plaxis 2D V8.2 ausgeführt [2]. Die Implementation des vollständigen hypoplastischen Modells erfolgte über die „User-Defined-Model“-Schnittstelle. Hierfür wurde die Fortran-Subroutine „User\_Mod“ erstellt.

### Berechnungsbeispiel einer 3fach rückverankerten Baugrubenumschließung

Das gewählte Beispiel bezieht sich auf die in [10] dokumentierte Musterlösung für eine 3fach verankerte Baugrubenumschließung und entspricht einer tatsächlich ausgeführten Baugrube in Berlin. Es wurde jedoch für die hier vorgenommenen Vergleiche durch Annahme eines einheitlichen Sandbodens vereinfacht.

Angaben zur Geometrie, zu den Aushubphasen und zur Verankerung sind in Bild 6 enthalten. Der gewählte Berechnungsausschnitt von 150 m Breite und 100 m Tiefe und die verwendete Diskretisierung orientieren sich an den Empfehlungen des AK „Numerik in der Geotechnik“ der DGGT. Bild 7 zeigt das verwendete FE-Netz.

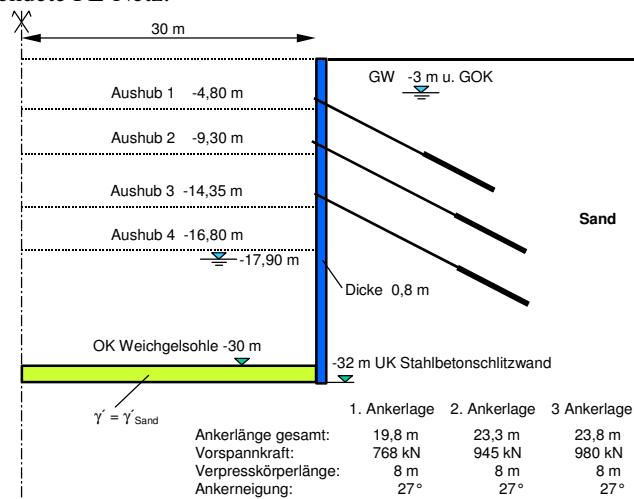


Bild 6 3fach verankerte Baugrubenumschließung – Geometrie und Aushubpasen

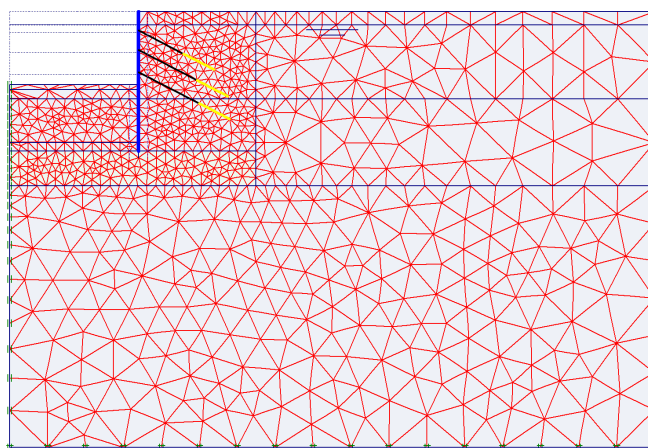


Bild 7 Finite-Elemente-Modell bei Endaushub

Vor jeder der vier Aushubphasen wurde das Grundwasser innerhalb der Baugrube schrittweise abgesenkt (10 cm unter der Sohle für die Zwischenaushubzustände, 30 cm unter der Sohle für den Endaushubzustand). Nach den ersten 3 Aushubphasen erfolgte die Vorspannung der Anker gemäß der in Bild 5 angegebenen Vorspannkkräfte (Lage der Ankerköpfe 0,5 m oberhalb der jeweiligen Aushubsohle).

In den Finite-Elemente-Berechnungen sind die in [10] angegebenen 12 Berechnungsschritte ausgeführt worden.

#### *Materialparameter der verwendeten Stoffgesetze*

Das Hardening-Soil-Modell enthält insgesamt 11 Parameter, von denen nur 8 Parameter vom Anwender im Regelfall zu bestimmen sind. Die Definition der Parameter sowie Hinweise zu ihrer Bestimmung sind in [2] ausführlich dokumentiert.

Das hypoplastische Basismodell erfordert ebenfalls 8 Stoffkonstanten. Durch die Erweiterung mit intergranularer Dehnung erhöht sich die Anzahl der Stoffkonstanten auf 13. Die Stoffkonstanten für das hypoplastische Basismodell lassen sich aus einfachen Klassifikationversuchen bzw. granulometrischen Eigenschaften hinreichend genau abschätzen. Ihre Bestimmung ist ausführlich in [4, 5] beschrieben. Die 5 zusätzlichen Stoffkonstanten für die intergranulare Dehnung sind in [9] erläutert.

Die Bezeichnungen der Stoffkonstanten für beide Modelle sind in Tabellen 1 und 2 enthalten.

Für die hier vorgestellte Baugrubenumschließung steht leider keine geeignete Datenbasis von ausreichend dokumentierten Laborversuchen sowie von Felduntersuchungen zur Verfügung. Deshalb orientiert sich die Kalibrierung beider Stoffgesetze an den in [10] vorgenommenen Untersuchungen.

Der in Tabelle 1 angegebene Parametersatz für das Hardening-Soil-Modell entspricht dem in [10] angegebenen Parametersatz für die Schicht 2 des Berliner Sandes. Der in Tabelle 2 angegebene Parametersatz für das vollständige hypoplastische Modell orientiert sich an den Kalibrierungen, die in [8] vorgenommen worden sind.

Das vollständige hypoplastische Modell wurde so kalibriert, dass die Spannungs-Verformungs-Verläufe von numerischen Ödometerversuchen und von numerischen Standard-Triaxialversuchen nach beiden Modellen möglichst gut miteinander übereinstimmen. Es zeigte sich, dass das hypoplastische Modell wie erwartet unempfindlich auf Änderungen seiner Stoffkonstanten reagiert. Demzufolge brauchten nur wenige Parameter des Datensatzes von [8] gering abgeändert werden.

Von großem Einfluss ist beim hypoplastischen Modell dagegen die Festlegung der Anfangswerte  $e_0$  und  $\delta_0$  für die beiden Zustandsgrößen Porenzahl und intergranulare Dehnung, da sie sich im Unterschied zu den Anfangsspannungen  $\sigma_0$  nicht aus dem Anfangsgleichgewicht ergeben, sondern weitgehend frei wählbar vorgegeben werden müssen.



Tabelle 1 Stoffkonstanten des Hardening-Soil-Modells

Stoffkonstanten		Berliner Sand
Reibungswinkel	$\varphi$ [°]	38
Kohäsion	$c$ [kPa]	0,1
Dilatanzwinkel	$\psi$ [°]	6
Sekantensteifigkeit (Standartriaxialversuch)	$E_{30}^{ref}$ [kPa]	75.000
Tangentialsteifigkeit (Ödometerversuch)	$E_{oed}^{ref}$ [kPa]	75.000
Exponent für Spannungsabhängigkeit	$m$ [-]	0,55
Ent- und Wiederbelastungssteifigkeit	$E_{ur}^{ref}$ [kPa]	300.000
Poissonzahl für Ent- und Wiederbelastung	$\nu_{ur}$ [-]	0,2
Referenzspannung für Steifigkeit	$p^{ref}$ [kPa]	100
Erdruhedruckbeiwert (normal konsolidiert)	$K_0^{nc}$ [-]	0,384
Bruchverhältniswert	$R_f$ [-]	0,9

Tabelle 2 Stoffkonstanten des hypoplastischen Modells

Stoffkonstanten des hypoplastischen Basismodells		Berliner Sand
Granulatsteifigkeit	$h_s$ [MPa]	6.650
Kritischer Reibungswinkel	$\varphi_c$ [-]	32°
Kritische Porenzahl	$e_{c0}$ [-]	0,81
Porenzahl bei maximaler Scherverdichtung	$e_{d0}$ [-]	0,48
Porenzahl bei lockerster Lagerung	$e_{i0}$ [-]	0,97
Kompressionsexponent	$n$ [-]	0,43
Pyknotropieexponent	$\alpha$ [-]	0,12
Pyknotropieexponent	$\beta$ [-]	1,0
Stoffkonstanten der intergranularen Dehnung		
Maximalwert der intergranularen Dehnung	$R$ [-]	0,00005
Erhöhungsfaktor bei 180° Richtungswechsel	$m_R$ [-]	5
Erhöhungsfaktor bei 90° Richtungswechsel	$m_T$ [-]	2
Exponent	$\beta_r$ [-]	0,5
Exponent	$\chi$ [-]	6

#### Vergleich der Ergebnisse von numerischen Elementversuchen

Für die hypoplastischen Berechnungen wurde eine Anfangsporenzahl  $e_0 = 0,62$  vorgegeben. Diese Anfangsporenzahl entspricht einer mitteldichten bis dichten Lagerung. Für die ödometrische Erstbelastung wurde angenommen, dass ein SOM-Ausgangszustand vorliegt und daher das Modell hypoplastisch ohne die Wirkung der intergranularen Dehnung reagiert. Bei gestörten Proben, die bei Sanden in der Regel verwendet werden, ist diese Annahme sinnvoll.

In Bild 7 sind die ödometrischen Spannungs-Verformungs-Verläufe nach beiden Modellen dargestellt. Der Vergleich der Erstbelastungskurven zeigt, dass die Kurve nach dem hypoplastischen Modell etwas steifer verläuft als die Kurve nach dem Hardening-Soil-Modell. Bei dem Spannungs-Verformungs-Verlauf nach dem Hardening-Soil-Modell ist im Bereich der Ent- und Wiederbelastung das nichtlineare elastische Verhalten erkennbar, d.h. beide Kurven liegen übereinander. Dagegen zeigt der Ent- und Wiederbelastungs-Verlauf nach dem hypoplastischen Modell die Hysterese. Die Entlastungskurven nach dem hypoplastischen Modell verlaufen ebenfalls etwas steifer als die elastischen Kurven nach dem Hardening-Soil-Modell.

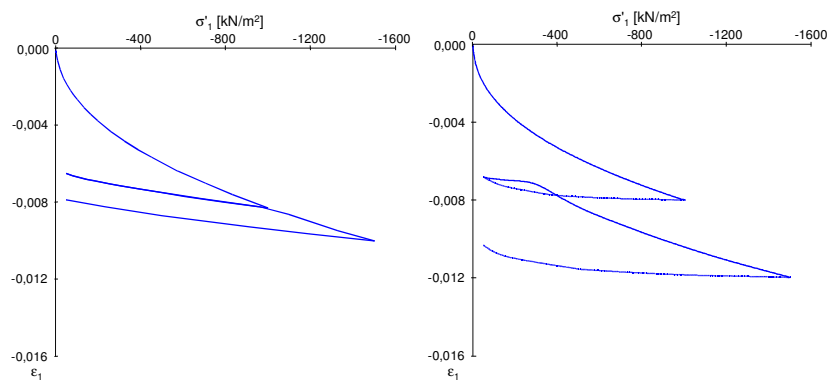


Bild 7 Ödometrische Spannungs-Verformungs-Verläufe (links: Hardening-Soil-Modell, rechts: hypoplastisches Modell mit intergranularer Dehnung)

Bild 8 zeigt die Spannungs-Verformungs-Verläufe in den Scherphasen von Standard-Triaxialversuchen bei 3 unterschiedlichen Seitenspannungen nach beiden Modellen. Die Kurven nach dem Hardening-Soil-Modell verdeutlichen, dass mit der vorliegenden Version das bei mitteldichter bis dichter Lagerung typische Verhalten mit Peak und anschließender Annahme der Scherfestigkeit bis zum Erreichen der Restscherfestigkeit nicht beschrieben werden kann. In [7] ist eine entsprechend verbesserte Version des Hardening-Soil-Modells beschrieben. Dagegen ermöglicht das hypoplastische Modell die Beschreibung dieses Verhaltens, da es auch das Fließverhalten bei stationären Zuständen einschließt. Beim Vergleich der Kurvenverläufe nach beiden Modellen ist weiterhin zu erkennen, dass die Druckabhängigkeit bei den hypoplastischen Verläufen ausgeprägter ist als bei den Verläufen nach dem Hardening-Soil-Modell.

Insgesamt wird eingeschätzt, dass die hypoplastischen und elastoplastischen Kurven der Elementversuche gemäß Bild 7 und Bild 8 gut übereinstimmen. Die unterschiedlichen Theorien lassen keine deckungsgleichen Kurvenverläufe zu.

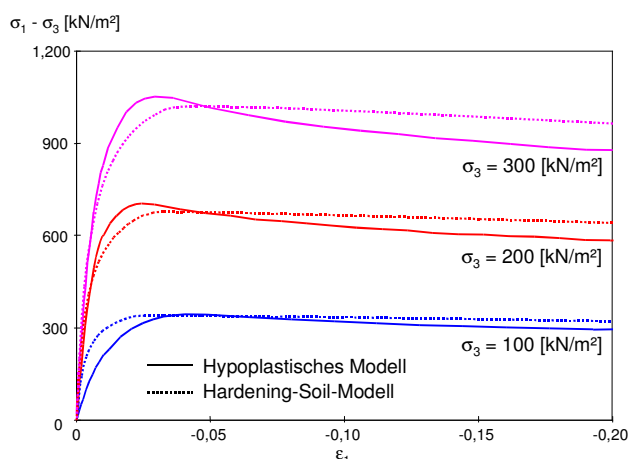


Bild 8 Spannungs-Verformungs-Verläufe in der Scherphase von Standardtriaxialversuchen

#### Vergleich und Bewertung der Berechnungsergebnisse für den Endaushub

Insgesamt wurden 10 verschiedene Finite-Elemente-Berechnungen für die 3fach rückverankerte Baugrubenumschließung durchgeführt. Die Auswertung der Berechnungsergebnisse orientiert sich an der in [10] dokumentierten Parameterstudie. Im Unterschied dazu werden hier die Auswertung, der Vergleich und die Bewertung der Berechnungsergebnisse nur für den Endaushubzustand vorgenommen.

Zunächst wurden Berechnungen mit dem Hardening-Soil-Modell, dem hypoplastischen Basismodell (ohne intergranulare Dehnung) und dem vollständigen hypoplastischen Modell (mit intergranularer Dehnung) mit den in den Tabellen 1 und 2 angegebenen Stoffkonstanten durchgeführt.

Bei den hypoplastischen Berechnungen wurde eine Anfangsporenzahl  $e_0 = 0,62$  vorgegeben, und es wurden keine Anfangswerte für die intergranularen Dehnungen angenommen. Bei den FE-Berechnungen mit Plaxis wird die Anfangsporenzahl „druckbereinigt“ den einzelnen Spannungspunkten innerhalb des Finite-Elemente-Modells zugeordnet, d.h. es wird berücksichtigt, dass sich die Porenzahl bei zunehmendem Druck verringert. Die druckabhängige Abnahme der Porenzahl erfolgt anhand des im hypoplastischen Modell enthaltenen Kompressionsgesetzes.

Die Bilder 9, 10 und 11 zeigen die Berechnungsergebnisse nach den 3 o.g. Stoffmodellen.

In Bild 9 sind außer den berechneten Wandverformungen nach den o.g. Stoffmodellen auch Messergebnisse zum Vergleich angegeben. Sie dienen wie bei [10] nur zu einer groben Orientierung für die Größenordnung realistischer Wandverformungen, da bei dem hier verwendeten Modell Vereinfachungen gegenüber der tatsächlich ausgeführten Baugrube vorgenommen worden sind. Die Ergebnisse der Messungen in situ sind daher nur bedingt

mit den Berechnungsergebnisse vergleichbar.

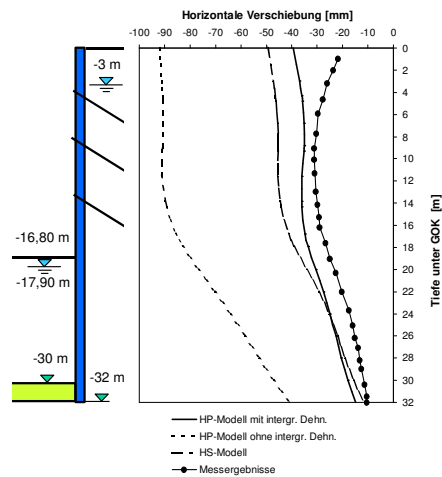


Bild 9 Berechnete Wandverformungen bei Endaushub mit hypoplastischem Modell und mit Hardening-Soil-Modell im Vergleich zu Messergebnissen

Bei einem Vergleich der Wandverformungen (Bild 9) und der Oberflächensetzungen (Bild 10) überrascht, dass mit dem hypoplastischen Basismodell viel zu große Wandverformungen und Oberflächensetzungen ermittelt worden sind. Dagegen liegen die berechneten Wandverformungen und Oberflächensetzungen nach dem Hardening-Soil-Modell und dem vollständigen hypoplastischen Modell nahe beieinander. Mit dem vollständigen hypoplastischen Modell wurden sowohl die kleinsten Wandverformungen als auch die geringsten Oberflächensetzungen berechnet. In Vergleich zu den Messergebnissen schneiden die mit dem vollständigen hypoplastischen Stoffmodell ermittelten Wandverformungen am besten ab.

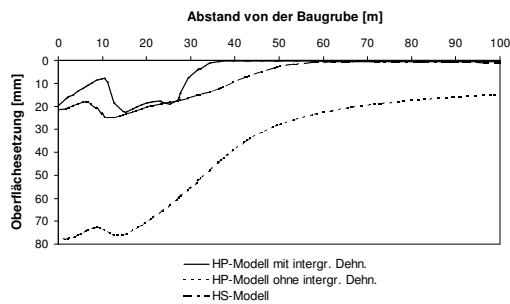


Bild 10 Berechnete Oberflächensetzungen bei Endaushub mit hypoplastischem Modell und mit Hardening-Soil-Modell im Vergleich zu Messergebnissen

Die sich an der Oberfläche ausbildende Setzungsmulde, die mit dem vollständigen hypoplastischen Modell berechnet wurde, ist im Vergleich zu den Setzungsmulden nach den anderen beiden Modellen beträchtlich kürzer (Länge ca. 35 m). Diese kürzere Setzungsmulde wird durch die intergranulare Dehnung hervorgerufen. Ein Lokalisierungseffekt bei den Setzungsmulden ist insofern realitätsnah, weil vielfach beobachtet wurde, dass gemessene Setzungsmulden viel kürzer sind als rechnerische Setzungsmulden, die mit Stoffmodellen ohne intergranulare Dehnungen bzw. ohne „small strains“ (siehe [11]) ermittelt worden sind.

Als mögliche Ursache für die zu groß prognostizierten Wandbewegungen und Oberflächensetzungen mit dem hypoplastischen Basismodell kann angesehen werden, dass insbesondere bei geringen Drücken das Stoffmodell bei Scherbeanspruchungen zu weich reagiert. Eine verbesserte Kalibrierung, die ggf. zu kleineren Berechnungsergebnissen führen könnte, wird als nicht notwendig angesehen. Statt dessen sollte das vollständige hypoplastische Modell mit intergranularer Dehnung verwendet werden.

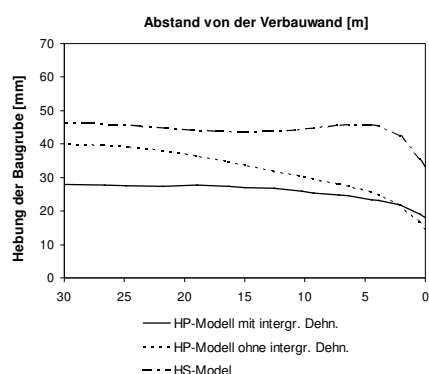


Bild 11 Berechnete Hebungen der Baugrubensohle bei Endaushub mit hypoplastischem Modell und mit Hardening-Soil-Modell im Vergleich zu Messergebnissen

Bei den in Bild 11 dargestellten rechnerischen Hebungen in der Baugrubensohle zeigt sich eine andere Tendenz beim Vergleich der 3 berechneten Verläufe. Es ergeben sich nicht, wie zu erwarten war, nach dem hypoplastischen Basismodell, sondern nach dem Hardening-Soil-Modell die größten Hebungen in der Baugrubensohle. Die Hebungen in der Baugrubensohle nach dem vollständigen hypoplastischen Modell sind im Vergleich zu den anderen beiden Hebungsverläufen wieder am niedrigsten.

Mit der folgenden Parameterstudie soll gezeigt werden, wie sich beim Hardening-Soil-Modell die Variation der Steifigkeit bzw. beim vollständigen hypoplastischen Modell die Variation der Ausgangsporenzahl auf die Berechnungsergebnisse im Endaushubzustand auswirkt.

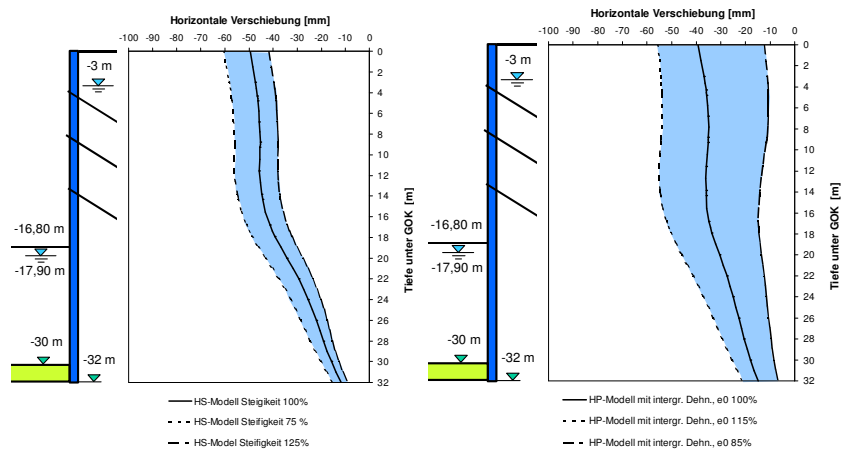


Bild 12 Berechnete Wandverformungen bei Endaushub mit hypoplastischem Modell und mit Hardening-Soil-Modell bei unterschiedlicher Lagerungsdichte bzw. Steifigkeit

In Ergänzung zu o.g. Berechnungsergebnissen mit beiden Modellen wurden die Steifigkeitsparameter des Hardening-Soil-Modells um 25 % erhöht bzw. um 25 % verringert, sowie die Ausgangsporenzahl für die hypoplastischen Berechnungen um 15 % verringert bzw. um 15 % erhöht. In den Bildern 12 bis 14 sind die Ergebnisse dieser Parameterstudie dargestellt.

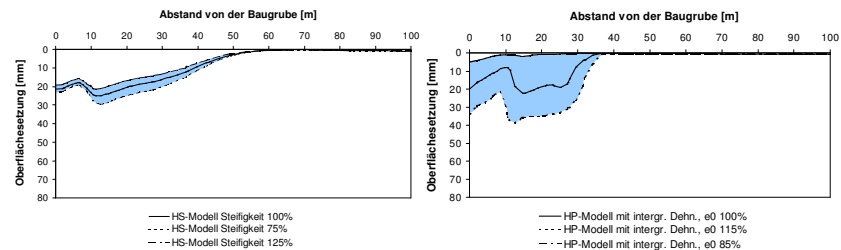


Bild 13 Berechnete Oberflächensetzungen bei Endaushub mit hypoplastischem Modell und mit Hardening-Soil-Modell bei unterschiedlicher Lagerungsdichte bzw. Steifigkeit

Der Bereich innerhalb der 3 Kurven ist jeweils markiert, so dass die Schwankungsbreite und somit die Empfindlichkeit der Berechnungsergebnisse in Abhängigkeit der unterschiedlichen Inputparameter deutlich wird. Es zeigt sich, dass sowohl bei den Wandverformungen als auch bei den Oberflächensetzungen das vollständige hypoplastische Modell auf die 15%ige Schwankung der Ausgangsporenzahl empfindlicher reagiert als das Hardening-Soil-Modell bei einer Schwankung seiner Steifigkeit um 25 %.

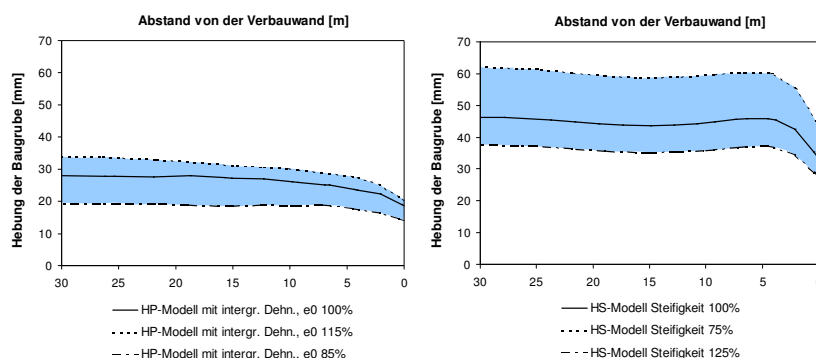


Bild 14 Berechnete Hebungen der Baugrubensohle bei Endaushub mit hypoplastischem Modell und mit Hardening-Soil-Modell bei unterschiedlicher Lagerungsdichte bzw. Steifigkeit

Bei den in Bild 14 dargestellten Hebungen in der Baugrubensohle gibt es die umgekehrte Tendenz. Da die mit dem vollständigen hypoplastischen Stoffmodell ermittelten Hebungen generell kleiner als die Hebungen nach dem Hardening-Soil-Modell sind, wirken sich die Schwankungen der Porenzahl bzw. der Lagerungsdichte dementsprechend geringer aus.

Die Parameterstudie hat gezeigt, dass sich Schwankungen der Ausgangsporenzahl bzw. der Ausgangslagerungsdichte bei hypoplastischen Finite-Elemente-Berechnungen sich stark auf die Berechnungsergebnisse auswirken können, obwohl sich das vollständige hypoplastische Modell robust im Hinblick auf Stoffparameter verhält [3, 5]. Bei der numerischen Anwendung der Hypoplastizität sollte diese Empfindlichkeit beachtet werden.

#### *Einfluss der Belastungsgeschichte vor Beginn des Baugrubenaushubes*

In einer dritten Berechnungsserie wurde untersucht, inwieweit sich eine Belastungsgeschichte vor Beginn der Baugrubenherstellung auf die Berechnungsergebnisse in den nachfolgenden Aushubphasen auswirkt. Hierzu wurde vor Beginn der ersten Berechnungsphase „Herstellung der Schlitzwand“ das Grundwasser vorübergehend um 6,30 m abgesenkt und in einer nächsten Berechnungsphase wieder angehoben. Dabei eingetretene Verformungen wurden bei den nachfolgenden Auswertungen der Berechnungsergebnisse nicht berücksichtigt.

In Bild 15 sind die berechneten Wandverformungen bei Endaushub nach den drei verwendeten Stoffmodellen im Vergleich zu den Messergebnissen dargestellt. Wie bei den Berechnungen, deren Ergebnisse im Bild 9 dargestellt sind, wurden die Stoffparameter gemäß der Tabellen 1 und 2 verwendet.

Diese Studie soll verdeutlichen, dass eine Belastungsgeschichte vor Beginn des eigentlichen Belastungsprozesses infolge einer Baumaßnahme die Ergebnisse beeinflussen kann. Im vorliegenden Fall ist der Einfluss gering. Die berechneten Wandverformungen werden nach allen drei Stoffmodellen um ca. 5 % kleiner.

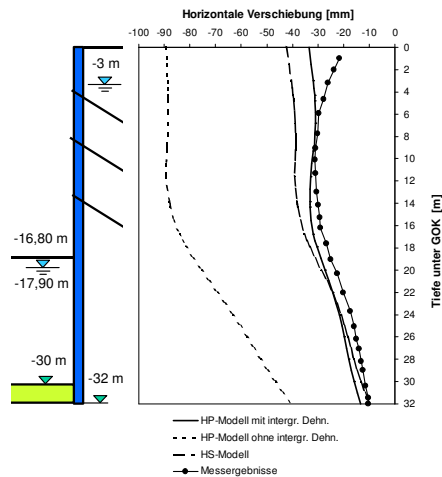


Bild 15 Berechnete Wandverformungen bei Endaushub mit hypoplastischem Modell und mit Hardening-Soil-Modell im Vergleich zu Messergebnissen nach wechselndem Grundwasser vor Beginn des Baugrubenaushubes

Insbesondere bei der Anwendung von komplexeren Stoffmodellen, wie z.B. das vollständige hypoplastische Stoffmodell mit intergranularer Dehnung, sollte beachtet werden, dass der Ausgangszustand vollständig zu definieren ist (siehe auch [3]). Der Einfluss möglicher Belastungsgeschichten auf die nachfolgenden Berechnungsergebnisse sollte überprüft werden.

### 3    VERGLEICH ELASTO-PLASTISCHER 2D UND 3D FINITE-ELEMENTE-BERECHNUNGEN

Es sind Vergleichsberechnungen mit dem Hardening-Soil-Modell für einen einfach verankerten Bohrträgerverbau anhand eines 2D-Finite-Elemente-Modells und eines 3D-Finite-Elemente-Modells durchgeführt worden. Wie die Bilder 17 und 18 zeigen, ist die Vernetzung dieser Modelle im Querschnitt identisch. Die Berechnungen wurde mit Programm Plaxis 2D V8.2 Plaxis 3D Tunnel V1.2 ausgeführt [1, 2].

#### *Berechnungsbeispiel für einen einfach verankerten Bohrträgerverbau*

Dieses Beispiel bezieht sich auf die Baugrubensicherung, die für den Neubau der Synagoge in Dresden ausgeführt wurde. Angaben zur Geometrie, zu den Bodenschichten, zum Grundwasserstand, zu den Aushubphasen und zur Verankerung sind im Bild 16 enthalten. Der gewählte Berechnungsausschnitt hat eine Breite von 54 m und eine Tiefe von 26 m. Bild 17 zeigt das 2D-Finite-Elemente-Modell im Endaushubzustand. Die in Bild 16 dargestellte Querschnittsgeometrie ist bei der 2D- und bei der 3D-Modellierung identisch. In



dem 2D-Modell und in dem 3D-Modell wurden die gleichen Parameter für die verschiedenen Bodenbereiche verwendet bzw. wurden äquivalente Steifigkeiten entsprechend der Modellierungsbreite für Bauteile angesetzt. Da diese gleichwertigen Materialparameter auf den Vergleich der Berechnungsergebnisse einer 2D- und 3D-Berechnung keinen Einfluss haben, werden sie hier nicht detailliert angegeben bzw. erläutert.

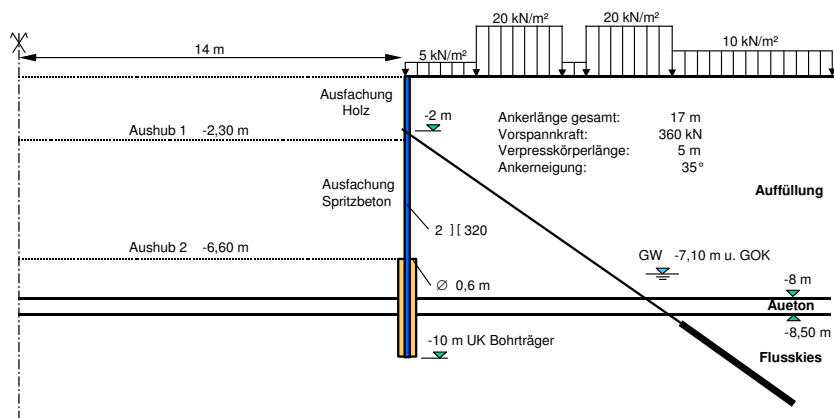


Bild 16 1-fach verankerter Bohrtägerverbau – Geometrie und Aushubphasen

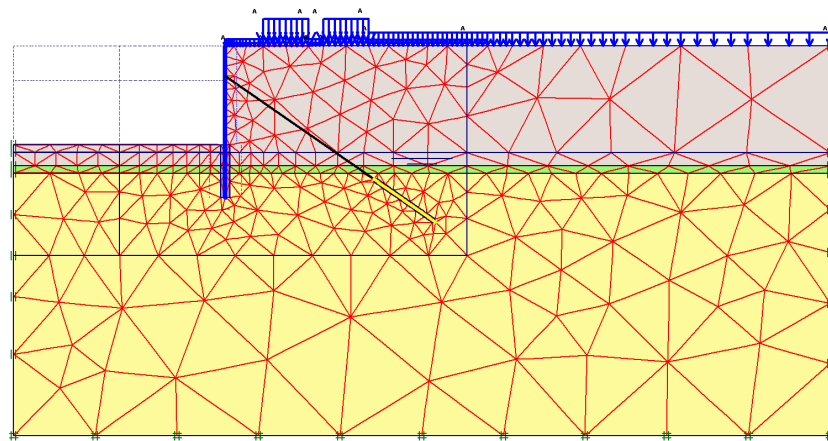


Bild 17 2D-Finite-Elemente-Modell bei Endaushub

Der Verpresskörper der Verankerung wurde in beiden Modellierungen mit einer Dicke von 0,30 cm angesetzt. In dem 3D-Finite-Elemente-Modell wurden Verpresskörper und Bohrtägerfuß vereinfacht mit quadratischen Querschnitten angenommen. Weiterhin wurden im 3D-Modell die Bohrtäger näherungsweise mit 30 m breiten Plattenelemente und die Ausfachungen mit

1,85 m breiten Plattenelementen modelliert. Der Anschluss zwischen Bohrträger und Ausfachung konnte nur biegesteif angenommen werden. Bild 18 gibt einen Einblick in das verwendete 3D-Finite-Elemente-Modell.

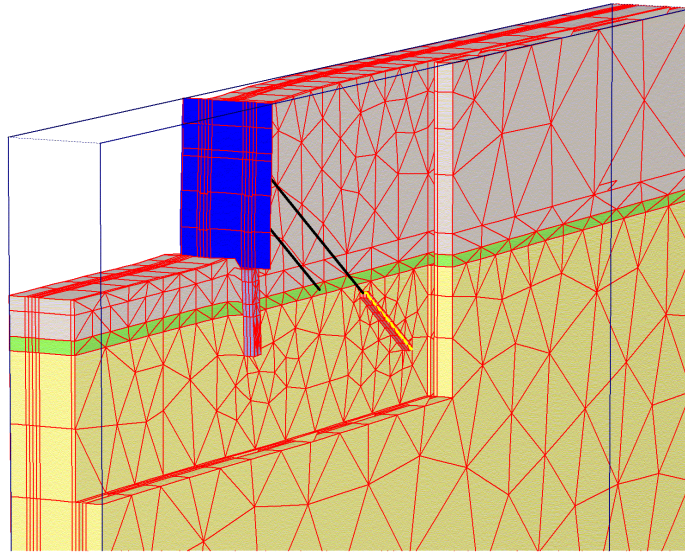


Bild 18 3D-Finite-Elemente-Modell bei Endaushub

Folgende Berechnungsschritte wurden ausgeführt:

1. Aufbringung der Oberflächenlasten
2. Herstellung der Bohrträgerwand (2D) bzw. der Bohrträger (3D)
3. Voraushub (und Herstellung der Ausfachung 3D) bis zur Ankerlage
4. Einbau der Anker und Vorspannung
5. Endaushub (und Herstellung der Ausfachung 3D)

Bei den Berechnungen wurden die Verformungen infolge der Oberflächenlasten vor Beginn der nachfolgenden Berechnungsschritte zu null gesetzt und somit bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse berücksichtigt. Im Unterschied zur 2D-Berechnung wurde bei der 3D-Berechnung in beiden Aushubphasen die Herstellung der Ausfachung bis zur jeweiligen Tiefe realitätsnah durch die Aktivierung entsprechender Plattenelemente berücksichtigt.

#### *Vergleich und Bewertung der Berechnungsergebnisse*

Ziel dieser Untersuchung war es, zu zeigen, inwieweit sich eine realitätsnähere dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnung von einer konventionellen zweidimensionalen Finite-Elemente-Berechnung unterscheidet. Hierzu wurden die Wandverformungen im Endzustand sowie der Ankerkraft-

Verschiebungs-Verlauf des Ankerkopfes ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Bild 19 dargestellt.

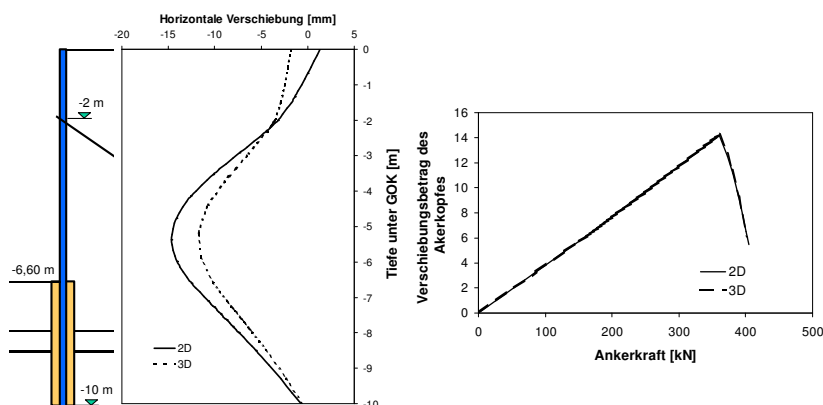


Bild 19 Berechnete Wandverformungen bei Endaushub (links) und Ankerkraft-Verschiebungs-Verlauf des Ankerkopfes (rechts) nach 2D- und 3D-Finite-Elemente-Modell

Die Ergebnisse zeigen, dass die Unterschiede zwischen einer 2D- und einer 3D-Finite-Elemente-Berechnung sehr gering sind. Der Ankerkraft-Verschiebungs-Verlauf ist sogar in beiden Fällen fast identisch. Da weder bei der 2D- noch bei der 3D-Berechnung größere Verformungen in Verbindung mit Plastifizierungen, d.h. Bereiche, in denen die Mohr-Coulombsche Grenzbedingung erreicht ist, sind eingetreten sind, spielt der Unterschied zwischen einer 2D- und einer 3D-Modellierung des Verpresskörpers keine maßgebliche Rolle.

Die Abweichungen zwischen den berechneten Wandverformungen nach dem 2D- und 3D-Finite-Elemente-Modell sind darauf zurückzuführen, dass bei der 2D-Finite-Elemente-Modellierung die mittragende Wirkung der Ausfächung vernachlässigt wurde und über die gesamte Verbauhöhe ein und dieselbe Steifigkeit für die 2D-Bohrträgerwand angesetzt wurde. Prinzipiell ist es möglich, bei 2D-Finite-Elemente-Modellierung die mittragende Wirkung der Ausfächung durch unterschiedliche äquivalente Steifigkeiten zu berücksichtigen.

Die 3D-Finite-Elemente-Modellierung für die aufgelöste Stützkonstruktion erfordert erheblich mehr Aufwand als die konventionelle 2D-Finite-Elemente-Modellierung. Der Vergleich der in Bild 19 dargestellten Berechnungsergebnisse hat eindeutig gezeigt, dass sich dieser erhöhter Modellierungs- und Berechnungsaufwand bei dieser aufgelösten Stützkonstruktion nicht gelohnt hat. Die konventionelle 2D-Finite-Elemente-Modellierung mit einer 2D Betrachtung dreidimensionaler Bauteile durch äquivalenten Steifigkeiten für ist ebenso geeignet.

#### 4    SCHLUSSBEMERKUNGEN

Die durchgeführten Finite-Elemente-Berechnungen mit dem Hardening-Soil-Modell und dem hypoplastischen Modell mit intergranularer Dehnung haben gezeigt, dass sich mit beiden Stoffmodellen ähnliche Ergebnisse für eine komplexe Baugrubenumschließung ergeben.

Das vollständige hypoplastische Modell enthält 3 Zustandsgrößen (Spannung, Porenzahl, intergranulare Dehnung) und ist im Vergleich zum Hardening-Soil-Modell, das nur 1 Zustandsgröße (Spannung) enthält, komplexer anwendbar. Die größere Anwendungsmöglichkeiten setzen jedoch ausreichende Kenntnisse und Erfahrungen bei den Anwendern des hypoplastischen Modells voraus. Insbesondere muss der Anwender wissen, dass die Modellierung des Ausgangszustand im Baugrund vorrangige Bedeutung hat, denn es müssen Anfangswerte für die beiden Zustandsgrößen Porenzahl und intergranulare Dehnung vorgegeben werden (siehe auch [3]). Die bisherigen Erfahrungen haben gezeigt, dass es zweckmäßig ist, alle Komponenten der intergranularen Dehnungen im Ausgangszustand zu null zu setzen.

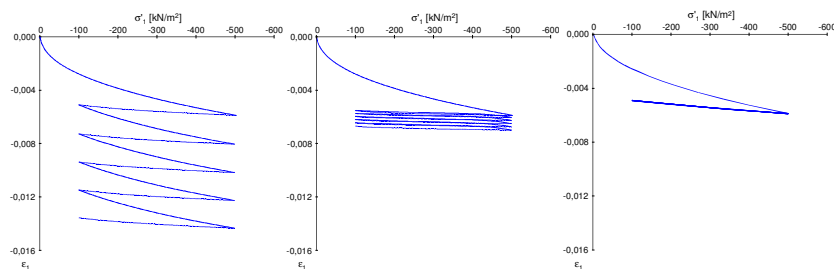


Bild 20 Zyklisches Verhalten unter ödometrischen Bedingungen: hypoplastischen Modell ohne intergranulare Dehnung (links), hypoplastisches Modell mit intergranularer Dehnung (mitte), Hardening-Soil-Modell (rechts)

Ein Vorteil des hypoplastischen Modells besteht insbesondere darin, dass durch die Wirkung der intergranularen Dehnung Verformungsfelder sich weniger stark ausbreiten, sondern mehr lokal begrenzt sind. Verallgemeinerungsfähige Aussagen über die Leistungsfähigkeit aber auch über eventuelle Defekte des vollständigen hypoplastischen Modells mit intergranularer Dehnung sind zum gegenwärtigen Zeitpunkt nicht sinnvoll möglich, da es bisher noch zu wenig angewendet worden ist.

Entscheidende Vorteile hat das vollständige hypoplastische Modell gegenüber dem hypoplastischen Grundmodell sowie dem Hartening Soil Modell bei stark wechselnden Beanspruchungen oder zyklischen Beanspruchungen. Wie umfangreiche zyklische Versuche gezeigt haben, entstehen unter ödometrischen Bedingungen bei Zyklen stark abnehmende Vertikalverformungen, die allerdings nicht vollständig zur Ruhe kommen. Bild 20 (mitte) zeigt, dass im Unterschied zu den beiden anderen Modellen

dieses zyklische Verhalten mit dem vollständigen hypoplastischen Modell gut beschrieben werden kann. Das Modell wurde u.a. in einer Finite-Elemente-Berechnung für die bei einem großen Schleusenbauwerk auftretenden zyklischen Beanspruchungen angewendet [14].

#### LITERATUR

1. Brinkgreve, R.B.J. et. al.: *Plaxis 3D Tunnel Version 1*. A. A. Balkema Publ., Lisse, Abingdon, Exton (PA), Tokyo, 2001.
2. Brinkgreve, R.B.J. et. al.: *Plaxis 2D Version 8*. A. A. Balkema Publ., Lisse, Abingdon, Exton (PA), Tokyo, 2002.
3. Gudehus, G.: Prognosen bei Beobachtungsmethoden, *Bautechnik*, 81 (2004) 1, S. 1–8.
4. Herle, I.: Hypoplastizität und Granulometrie einfacher Korngerüste, Veröff. Inst. Boden- u. Felsmechanik, Universität, Fridericiana Karlsruhe 1997, H. 142.
5. Herle, I., Gudehus, G.: Determination of parameters of a hypoplastic constitutive model from properties of grain assemblies, *Mechanics of Cohesive Frictional Materials*, 4 (1999) 4, S. 461–486.
6. Kudella, P., Mayer, P.-M.: Calculation of deformations using hypoplasticity demonstrated by the SONY-Center excavation in Berlin, *Darmstadt Geotechnics, Darmstadt University of Technology, Ed. R. Katzenbach & U. Arslan*, Vol. 1, S. 151–164
7. Marcher, T., Vermeer, P.A., von Wolffersdorff, P.-A.: Hypoplastic and elastoplastic modeling – a comparison with test Data, *Proc. III. Euroconference on Constitutive Modeling of Granular Materials*, Horton (Greece), Juli 1999, S. 353–374, Springer-Verlag Berlin Heidelberg New York, 2000.
8. Mayer, P.-M.: Verformungen und Spannungsänderungen durch Schlitzwandherstellung und Baugrubenaushub, Veröff. Inst. Boden- u. Felsmechanik, Universität, Fridericiana Karlsruhe 2000, H. 151.
9. Niemunis, A. Herle, I.: Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range, *Mechanics of Cohesive Frictional Materials*, 2 (1997) 3, S. 279–299.
10. Schweiger, H.F.: Musterlösung und Parameterstudie für dreifach verankerte Baugrube - Anhang zu Empfehlungen Nr. 3 "Baugruben" des Arbeitskreises AK 1.6 "Numerik in der Geotechnik" *Geotechnik*, 25, 2002, S. 101–109.
11. Schweiger, H.F., Kofler, M., Schuller, H.: Some recent developments in finite element analysis of shallow tunnels concepts, *Felsbau*, 17 (1999) 5, S. 426–431.
12. Vermeer, P.A.: A five-constant model unifying well-established concepts, *Constitutive Relations for Soils*, Results Int. Workshop, Grenoble, 1982, A. A. Balkema, Rotterdam, Boston, 1984.
13. von Wolffersdorff, P.-A.: A hypoplastic constitutive relation for granular materials with a predefined limit state surface, *Mechanics of Cohesive Frictional Materials*, 1 (1996) 3, S. 251–171.
14. von Wolffersdorff, P.-A., Schwab R.: Schleuse Uelzen I – Hypoplastische Finite-Elemente-Analyse von zyklischen Vorgängen, *Bautechnik*, 78 (2001) 11, S. 771–782.