



Institute for Soil Mechanics  
and Foundation Engineering



# Masterarbeit

Zum Erwerb  
des akademischen Grades Diplomingenieur  
des Studienganges Bauingenieurwissenschaften – Geotechnik und Wasserbau

verfasst von

Martin Kern

eingereicht am  
Institut für Bodenmechanik und Grundbau  
der Technischen Universität Graz  
Vorstand: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Roman Marte

FE-Berechnungen von Baugruben im Seeton

FE-Analysis of Excavations in Lacustrine Clay

Begutachter: Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut F. Schweiger, M.Sc.

Betreuer: Dipl.-Ing. Dr.techn. Franz Tschuchnigg

Graz, im Mai 2013

## **Eidesstattliche Erklärung**

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe verfasst, andere als die angegebenen Quellen nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich und inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ich versichere, dass ich dieses Masterarbeitsthema bisher weder im In- noch im Ausland (einer Beurteilerin oder einem Beurteiler) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

## **Statutory Declaration**

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz, im Mai 2013

---

Martin Kern, BSc.

# Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all denen bedanken, die mich bei der Erstellung meiner Masterarbeit und während des Studiums unterstützt haben.

In erster Linie möchte ich mich bei Herrn Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Helmut F. Schweiger, M.Sc und Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Franz Tschuchnigg für die sehr gute Betreuung der Masterarbeit und die Unterstützung auch außerhalb des Studiums bedanken. Ein besonderer Dank gebührt Herrn Dipl.-Ing. Dr.techn. Bert Schädlich, welcher stets Zeit und ein offenes Ohr für meine Anliegen hatte.

Ein herzliches Dankeschön an OR Dipl.-Ing. Otto Leibniz und allen Mitarbeitern des Labors für Bodenmechanik, für die Möglichkeit schon während des Studiums praktische Erfahrungen sammeln zu dürfen.

Für die oft notwendige Ablenkung während des Studiums möchte ich meinen Studienkollegen und mittlerweile guten Freunden einen großen Dank aussprechen. Es war eine unvergessliche Zeit in Graz.

Der größte Dank gilt meinen Eltern und Großeltern, die mir das Studium ermöglichten und immer an mich geglaubt haben. Insbesondere bin ich für die Akzeptanz und das Vertrauen dankbar, denn egal wohin mich mein Weg führte, ich bekam immer die größtmögliche Unterstützung.

VIELEN DANK!

# Kurzfassung

Die vorliegende Masterarbeit beschäftigt sich mit der numerischen Analyse von Baugruben in weichen Böden mittels Finite Elemente Methode (FEM). Der Fokus dieser Arbeit liegt in der Prognose bzw. Rückrechnung von Verformungen des Bodenkörpers und der Baugrubensicherung. Verschiedene Einflüssen aus den Stoffgesetzen werden aufgezeigt, wobei der Schwerpunkt auf der erhöhten Steifigkeit bei geringen Dehnungen (Small-strain stiffness) liegt.

Nach einer kurzen Vorstellung der zum Einsatz kommenden Stoffgesetze wird eine numerische Studie an zwei einfachen Modellen mit bekannten Referenzergebnissen durchgeführt. Diese soll einen kurzen Überblick über die gebräuchliche Art einer Grundwasserabsenkung im vorliegenden FE-Programm (Plaxis 2D 2011) geben und daraus resultierende Unterschiede aufzeigen. Außerdem werden Unterschiede aus der Annahme von drainierten oder undrainierten Materialverhalten aufgezeigt. Zusätzlich wird der Einfluss einer gekoppelten Konsolidationsberechnung untersucht und an signifikanten Punkten werden Spannungspfade dargestellt.

Anschließend wird anhand von fünf bereits ausgeführten Baugruben im Stadtgebiet von Salzburg, die Plausibilität von neuen Materialparametern im HS- und HSS-Modell für den Salzburger Seeton überprüft. Überdies wird der Verlauf des Spannungszustandes an signifikanten Punkten im jeweiligen Berechnungsausschnitt mittels Spannungspfaden im  $p'$ - $q$ -Diagramm dargestellt. Ein Vergleich mit in-situ gemessenen Verformungen und bestehenden FE-Berechnungen bilden die Grundlage für die abschließende Validierung der neuen Materialkennwerte.

Aufbauend auf den Ergebnissen der Numerischen Studie und den Fallstudien werden Verformungen, Versagensmechanismen, Sicherheitsfaktoren und Schnittkräfte einer fiktiven Baugrube im Salzburger Seeton anhand der neuen Materialparameter prognostiziert. Für die durch eine Spundwand und Berme gesicherte Baugrube werden die Unterschiede aus einer elastischen oder elasto-plastischen Spundwandmodellierung untersucht. Außerdem wird für die Kohäsion im feinsandigen Seeton eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt. Abschließend werden die Ergebnisse tabellarisch zusammengefasst und bewertet.

# Abstract

This master thesis deals with the numerical analysis of excavations in soft soils using the Finite Element Method (FEM). The main focus of this thesis lies on the prediction and back calculation of deformations of the soil mass and the excavation support. Various influences from the constitutive laws are presented, especially in regard to the small-strain stiffness.

After a short introduction of the constitutive models, a numerical study of two simple models is carried out with known reference results. This should give a brief overview of the common type of groundwater drawdown in the FE program (Plaxis 2D 2011) and point out differences. In addition, differences resulting from the assumption of drained or undrained material behavior are presented. Furthermore, the influence of a coupled consolidation analysis is examined and stress paths are shown at significant points.

Subsequently, based on five already analyzed excavations in the city of Salzburg, the reliability of new material parameters in the HS and HSS model for the Salzburger Seeton is validated. Moreover, the development of the stress state is presented by stress paths in a  $p'$ - $q$  diagram at significant points in the individual calculation section. Based on the comparison of measured in-situ deformation and FE analysis, the final validation of the material parameters is carried out.

Based on the results of the numerical study and the presented case studies, deformations, failure mechanisms, safety factors and internal forces of a fictive excavation in the Salzburger Seeton are predicted by using the new material parameters. The influence of elastic or elasto-plastic modeling of the sheet pile wall, supported by a berm, is investigated. In addition, a sensitivity analysis is carried out for the cohesion in the sandy lacustrine clay layer. Finally, the results are tabulated and evaluated.

# Inhaltsverzeichnis

Eidesstattliche Erklärung .....	i
Statutory Declaration .....	i
Danksagung .....	ii
Kurzfassung.....	iii
Abstract .....	iv
Inhaltsverzeichnis .....	v
1 Plaxis 2D 2011 .....	1
1.1 Linear Elastisches Stoffgesetz.....	1
1.2 Mohr-Coulombsches Stoffgesetz (MC).....	1
1.3 Hardening Soil Modell (HS) .....	1
1.4 Hardening Soil Modell with Small Strain Stiffness (HSS) .....	2
2 Numerische Studie .....	3
2.1 Materialkennwerte .....	3
2.2 Grundwasserabsenkung in Plaxis 2D 2011 .....	4
2.2.1 Varianten Steady State Flow.....	6
2.3 Baugrube Modell A .....	8
2.3.1 Berechnungsablauf und Varianten.....	9
2.3.2 Berechnungsergebnisse .....	10
2.4 Baugrube Modell B .....	15
2.4.1 Berechnungsablauf und Varianten.....	16
2.4.2 Berechnungsergebnisse .....	17
3 Fallstudien Salzburg .....	24
3.1 Modellierung.....	24
3.2 Auswertung .....	25
3.3 Materialkennwerte .....	25
3.4 Baugrube Kiesel - Gebäude .....	28
3.4.1 Materialeigenschaften.....	29
3.4.2 Berechnungsablauf .....	29

3.4.3	Berechnungsergebnisse .....	30
3.4.4	Spannungspfade.....	35
3.5	Baugrube Toskanatrakt .....	39
3.5.1	Materialeigenschaften.....	40
3.5.2	Berechnungsablauf .....	40
3.5.3	Berechnungsergebnisse .....	41
3.5.4	Spannungspfade.....	46
3.6	Baugrube Arbeitsmarktverwaltung.....	50
3.6.1	Materialeigenschaften.....	51
3.6.2	Berechnungsablauf .....	52
3.6.3	Berechnungsergebnisse .....	53
3.6.4	Spannungspfade.....	57
3.7	Baugrube Hypobank Nonntal .....	61
3.7.1	Materialeigenschaften.....	62
3.7.2	Berechnungsablauf.....	63
3.7.3	Berechnungsergebnisse .....	64
3.7.4	Spannungspfade.....	69
3.8	Baugrube Penta - Hotel.....	73
3.8.1	Materialeigenschaften.....	74
3.8.2	Berechnungsablauf.....	75
3.8.3	Berechnungsergebnisse .....	76
3.8.4	Spannungspfade.....	81
3.9	Zusammenfassung und Vergleich .....	85
3.9.1	Charakteristische Kennwerte .....	86
3.9.2	Verformungen .....	86
3.9.3	Biegemomente.....	88
3.9.4	Sicherheitsfaktoren .....	88
4	Fallbeispiel Baugrube PT2011.....	90
4.1	Modellierung.....	90
4.1.1	Bodenprofile.....	92
4.1.2	Materialeigenschaften.....	93
4.1.3	Berechnungsablauf .....	94

4.2	Auswertung .....	95
4.2.1	Sicherheitsfaktoren und Versagensmechanismen.....	95
4.2.2	Einfluss der Spundwandmodellierung.....	97
4.2.3	Einfluss der Kohäsion $c'$ im Seeton 1.....	99
4.2.4	Verformungen und Schnittkräfte .....	102
4.2.5	Zusammenstellung der Ergebnisse.....	106
5	Zusammenfassung und Ausblick.....	107
6	Literaturverzeichnis.....	109
7	Abbildungsverzeichnis .....	110
8	Tabellenverzeichnis .....	113

## 1 Plaxis 2D 2011

Plaxis 2D 2011 ist ein zweidimensionales Finite-Elemente Programm für die Berechnung von geotechnischen Problemstellungen (Brinkgreve, et al., 2011). Es beinhaltet verschiedene einfache bis komplexe Stoffgesetze, von denen für diese Arbeit die unter 1.1 bis 1.4 angeführten verwendet werden. Ausführliche Erklärungen zu den jeweiligen Stoffgesetzen finden sich in einschlägiger Fachliteratur [z.B.: (Brinkgreve, et al., 2011); (Wehnert, 2006)].

### 1.1 LINEAR ELASTISCHES STOFFGESETZ

Das linear elastische Stoffgesetz basiert auf dem hookeschen Gesetz und wird vorwiegend für Strukturelemente verwendet. Es werden grundsätzlich folgende Parameter benötigt.

- E-Modul  $E$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Querdehnzahl  $\nu$  [-]

### 1.2 MOHR-COULOMBSCHES STOFFGESETZ (MC)

Beim Mohr-Coulombschen Stoffgesetz handelt es sich um ein linear elastisches, ideal-plastisches Stoffgesetz, welches im Rahmen dieser Arbeit bei Verbauwänden angewandt wird. Für das MC Modell werden die folgenden fünf Eingabeparameter benötigt:

- Reibungswinkel  $\varphi'$  [°]
- Dilatanzwinkel  $\psi$  [°]
- Kohäsion  $c'$  [kN/m<sup>2</sup>]
- E-Modul  $E$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Querdehnzahl  $\nu$  [-]

### 1.3 HARDENING SOIL MODELL (HS)

Das Hardening Soil Modell ist ein, im Vergleich zum MC Modell, komplexes Stoffgesetz für die Abbildung des Bodenverhaltens. Als Bruchkriterium wird die Mohr-Coulombsche Grenzbedingung, basierend auf dem Reibungswinkel  $\varphi'$ , Dilatanzwinkel  $\psi$  und der Kohäsion  $c'$  verwendet. Zusätzlich werden zwei Fließbedingungen für irreversible Schubverzerrungen aus deviatorischer Erstbelastung und irreversible Volumendehnung aus isotroper Erstbelastung definiert. Im Hinblick auf die Steifigkeit wird in Erst- und Ent- bzw. Wiederbelastung unterschieden. Für die deviatorische Erstbelastung wird der Sekantenmodul  $E_{50}$  und für die Ent- bzw. Wiederbelastung wird der Tangentenmodul  $E_{ur}$  verwendet. Weiters fließt die Ödometersteifigkeit  $E_{oed}$  bei den irreversiblen Volumendehnungen aus isotroper Erstbelastung ein. Alle ge-

nannten Steifemoduln sind außerdem spannungsabhängig. (Brinkgreve, et al., 2011). Für das HS-Modell werden die folgenden Eingabeparameter benötigt:

- Reibungswinkel  $\varphi'$  [°]
- Dilatanzwinkel  $\psi$  [°]
- Kohäsion  $c'$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Sekantenmodul  $E_{50\ ref}$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Ent- und Wiederbelastungsmodul  $E_{ur\ ref}$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Ödometersteifigkeit  $E_{oed\ ref}$  [kN/m<sup>2</sup>]
- Exponent für die spannungsabhängigen Steifigkeiten  $m$
- Referenzdruck  $p_{ref}$
- Querdehnzahl  $\nu_{ur}$  [-]

#### 1.4 HARDENING SOIL MODELL WITH SMALL STRAIN STIFFNESS (HSS)

Aufbauend auf dem zuvor genannten HS-Modell (1.3) wird beim HSS-Modell eine erhöhte Steifigkeit bei kleinen Dehnungen berücksichtigt. Dieser Effekt wird mit zwei zusätzlichen Materialparametern, dem spannungsabhängigen Schubmodul  $G_0$  bei kleinen Dehnungen und dem Dehnungsniveau  $\gamma_{0,7}$ , bei dem 70 % der Anfangssteifigkeit von  $G_0$  noch vorhanden ist, abgebildet (Benz, 2006).

## 2 Numerische Studie

Als Grundlage für die numerischen Studien werden zwei Modelle aus (Becker, 2009) herangezogen. Das erste Modell ist eine nicht gestützte Spundwand in weichem, homogenem Boden und wird als Modell A bezeichnet. Das Modell B baut auf dem Modell A auf und beinhaltet zusätzlich eine Aussteifung am Spundwandkopf.

Vorhandene Auswertungen beider Modelle (Becker, 2009) werden digitalisiert und bilden die Basis für die Kalibrierung und den Vergleich mit den in dieser vorliegenden Masterarbeit durchzuführenden Berechnungen.

Als Vorstudie wird ein kurzer Überblick über mögliche Unterschiede in der Berechnung der Grundwasserabsenkung in Plaxis 2D 2011 gegeben und die Variante für die weiteren Berechnungen in der numerischen Studie gewählt.

### 2.1 MATERIALKENNWERTE

Als Stoffgesetz für den Boden in den Modellen A und B wird das Hardening Soil Modell mit den in Tab. 1 dargestellten Materialparametern verwendet. Die Verbauwand wird linear elastisch modelliert.

	$\gamma$	$\gamma_{SAT}$	$E_{50\ ref}$	$E_{ur\ ref}$	$E_{oed\ ref}$	$\varphi'$	$\psi$	$c'$
	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>weicher Boden (HS)</b>	18,0	18,0	3.000	12.000	3.000	25,0	0,0	0,01

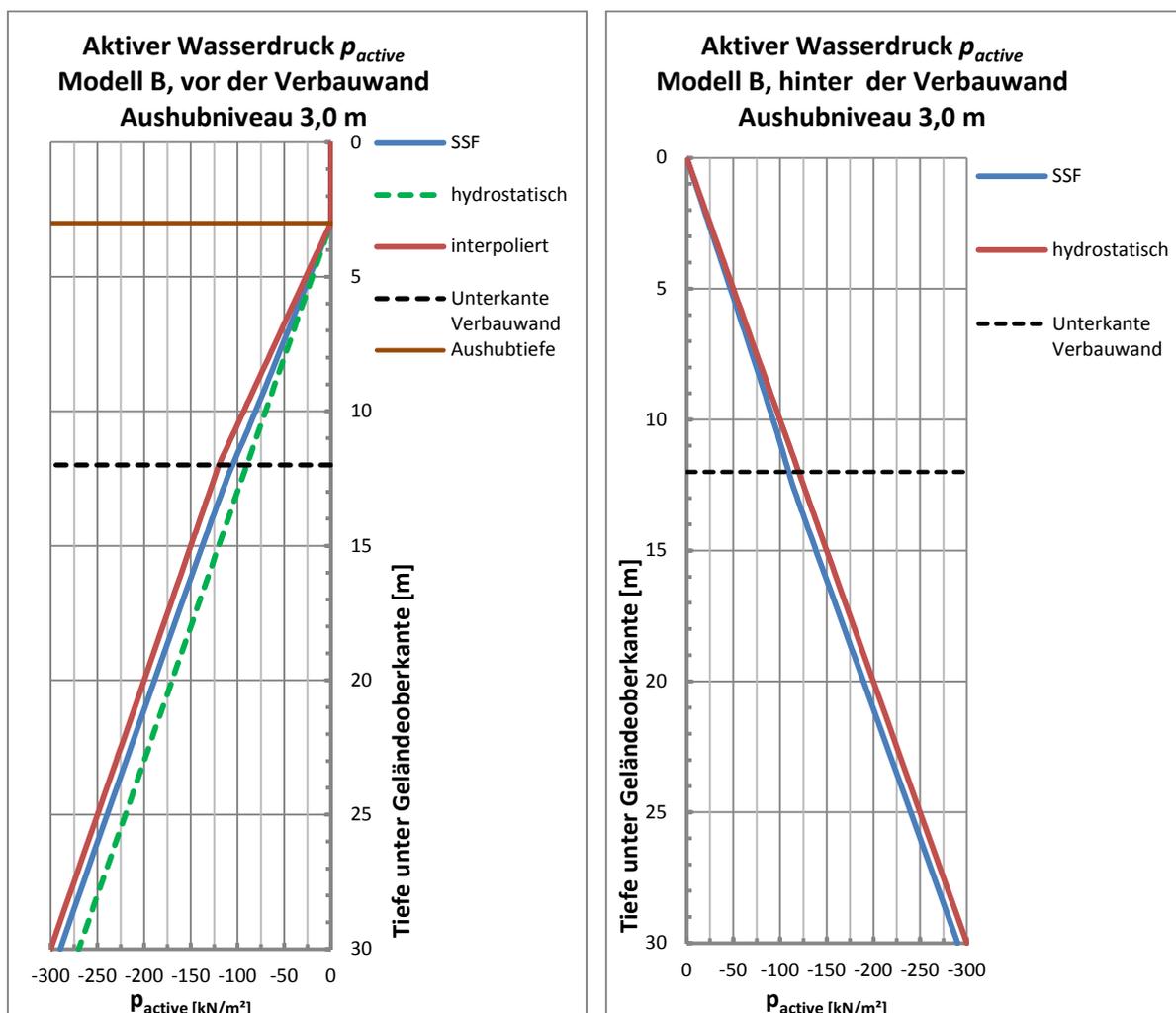
	$v_{ur}$	$p_{ref}$	$m$	$K_{0nc}$	$R_f$	$R_{inter}$	$k_x$	$k_y$
	-	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	-	-	-	[m/d]	[m/d]
<b>weicher Boden (HS)</b>	0,20	100	1,00	0,577	0,90	0,31	8,36E-05	8,36E-05

	EA	EI	w	v
	[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	[kN/m/m]	-
<b>Verbauwand (elastisch)</b>	6.111.000	231.950	2,3	0,30

**Tab. 1:** Materialparameter, Modell A und B

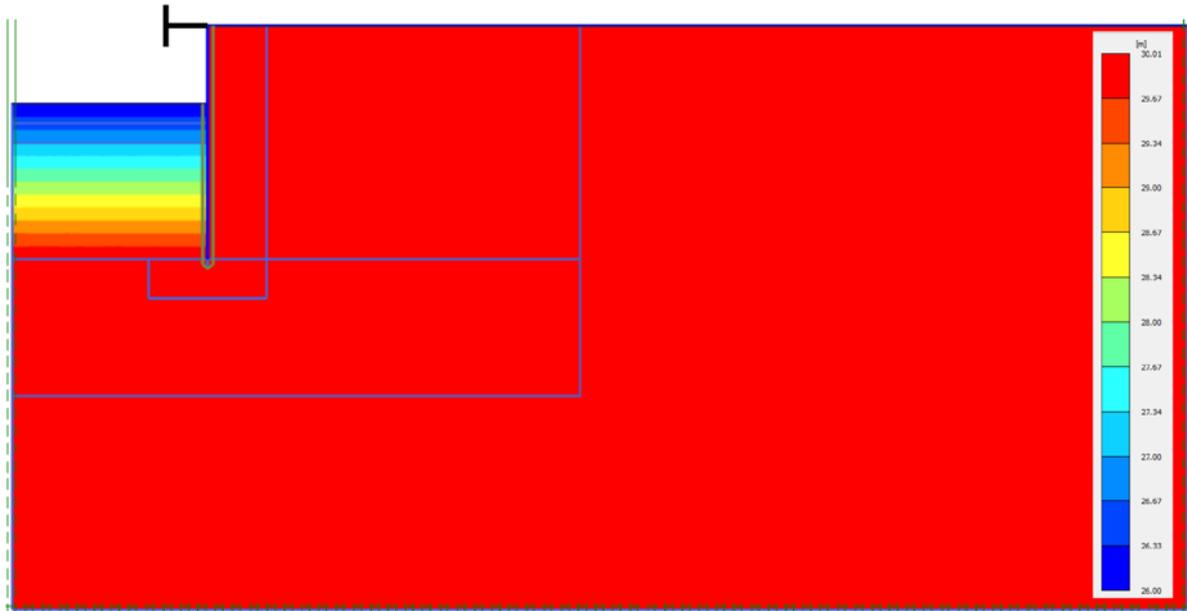
## 2.2 GRUNDWASSERABSENKUNG IN PLAXIS 2D 2011

Die Berechnung einer Grundwasserabsenkung kann grundsätzlich mit einem hydrostatischen Grundwasserspiegel (phreatic level, PL) oder mit einer Grundwasserströmungsberechnung erfolgen. Bei der hydrostatischen Variante, welche generell im drainierten Zustand berechnet wird, werden Wasserspiegelhöhen vorgegeben und daraus wird anhand der Wichte des Wassers der aktive Wasserdruck berechnet. Werden zwei verschiedene Wasserspiegelhöhen vorgegeben, wie z.B.: vor und hinter einer Verbauwand, muss im Modell interpoliert werden, um keinen Sprung des Wasserdrucks zu erhalten (Abb. 1 links, grün strichlierte Linie). Interpoliert man den Bereich von der Aushubsohle bis zur Unterkante Verbauwand entsteht kein Sprung im aktiven Wasserdruck (Abb. 1 links, rote Linie). Als weitere Variante ist in Abb. 1 die stationäre Grundwasserströmungsberechnung „Steady State Flow (SSF)“ dargestellt. Die SSF-Berechnung bildet den Endzustand einer Strömungsberechnung ab. Wie in der Abbildung ersichtlich, ergeben sich etwas geringere aktive Wasserdrücke in der SSF-Berechnung als für die hydrostatische Variante. Die Lage der Schnittführung für die aktiven Wasserdrücke im Fall SSF sind in Abb. 3 ersichtlich.

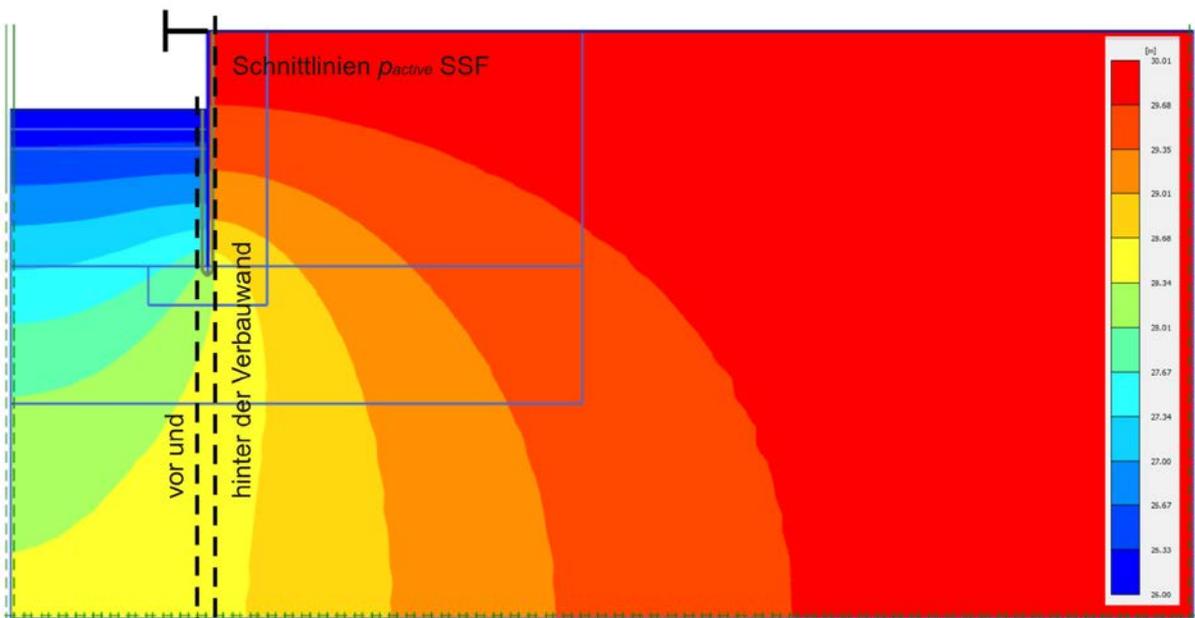


**Abb. 1:** Aktiver Wasserdruck vor und hinter der Verbauwand, hydrostatisch vs. SSF, Modell B, Aushub 3,0 m

In Abb. 2 und Abb. 3 sind die „Groundwater head shadings“ für die hydrostatische Wasserdruckberechnung und für die Grundwasserströmungsberechnung SSF im Modell B dargestellt. Die hydrostatische Wasserdruckberechnung wird mit einer Interpolation des Porenwasserdruckes von der Baugrubensohle bis zur Spundwandunterkante durchgeführt. Als SSF-Berechnung wird die im folgenden Kapitel 2.2.1 erläuterten „Variante 2“ verwendet.



**Abb. 2:** Groundwater head shading, hydrostatisch interpoliert, Modell B



**Abb. 3:** Groundwater head shading, SSF - Berechnung, Modell B

Vergleicht man beide Abbildung ist ersichtlich, dass der Potentialabbau im hydrostatischen Fall von der Aushubsohle bis zur Verbauwandunterkante und im Fall der SSF – Berechnung von der Aushubsohle bis zur Geländeoberkante hinter der Verbauwand erfolgt. Dieser Unterschied bedeutet eine Differenz in den Porenwasser-

drücken entlang der Verbauwand und in weiterer Folge auch eine Differenz in den effektiven Spannungen.

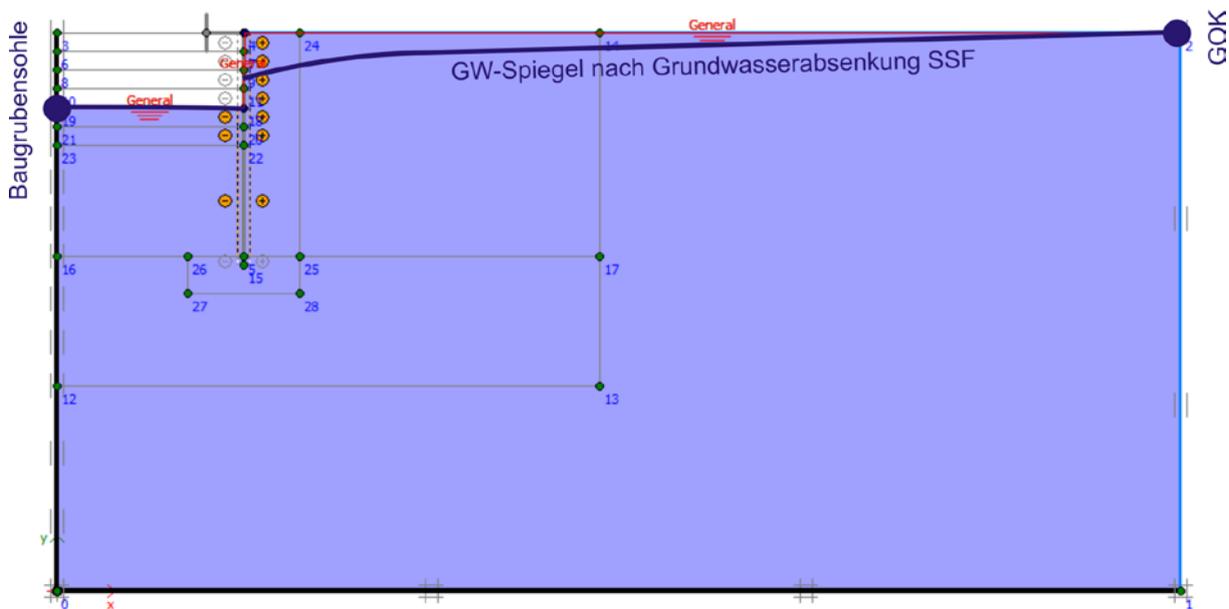
Mit den höheren effektiven Spannungen ist auch die Scherfestigkeit des Bodens höher als im Fall der hydrostatischen Berechnung, was sich schlussendlich in den globalen Sicherheiten in Tab. 2 zeigt. In der hydrostatischen Berechnung konnte der Aushubschritt auf 4 m nicht realisiert werden. Somit ist die Anwendung einer hydrostatischen Wasserdruckberechnung für dieses Beispiel konservativer als die SSF-Berechnung.

Aushub	Globale Sicherheiten	
	PL	SSF
1,0 m	5.81	6.07
2,0m	3.02	3.36
3,0 m	1.68	2.07
4,0 m	-	1.40

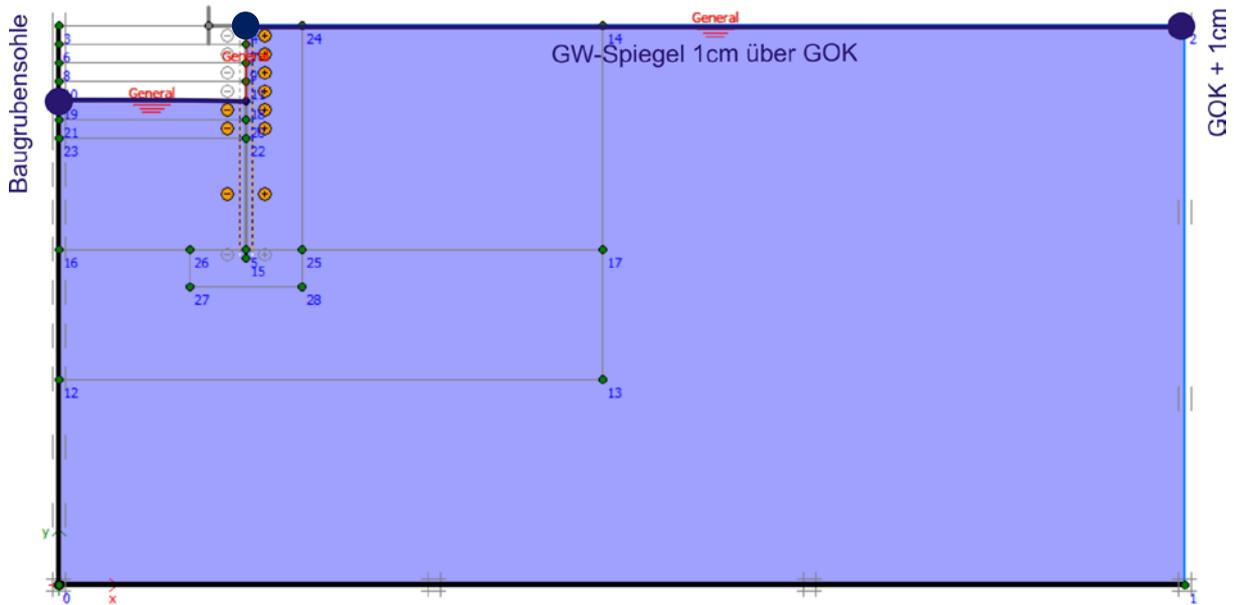
**Tab. 2:** Globale Sicherheiten, PL vs. SSF, Modell B

### 2.2.1 VARIANTEN STEADY STATE FLOW

Bei der in Abb. 4 dargestellten Variante der Steady-State-Flow Grundwasserabsenkung werden jeweils am linken und am rechten Modellrand die Wasserspiegelhöhen festgelegt. Am linken Modellrand wird der Wasserspiegel auf Höhe der Baugrubensohle gesetzt und am rechten Modellrand an die Geländeoberkante. Als Ergebnis dieser Berechnung senkt sich der Grundwasserspiegel hinter der Verbauwand ab, was zusätzliche Setzungen zur Folge hat. Wie in Abb. 6 ersichtlich stimmt das mit Variante 1 erhaltene Verformungsbild nicht mit den Referenzdaten überein.

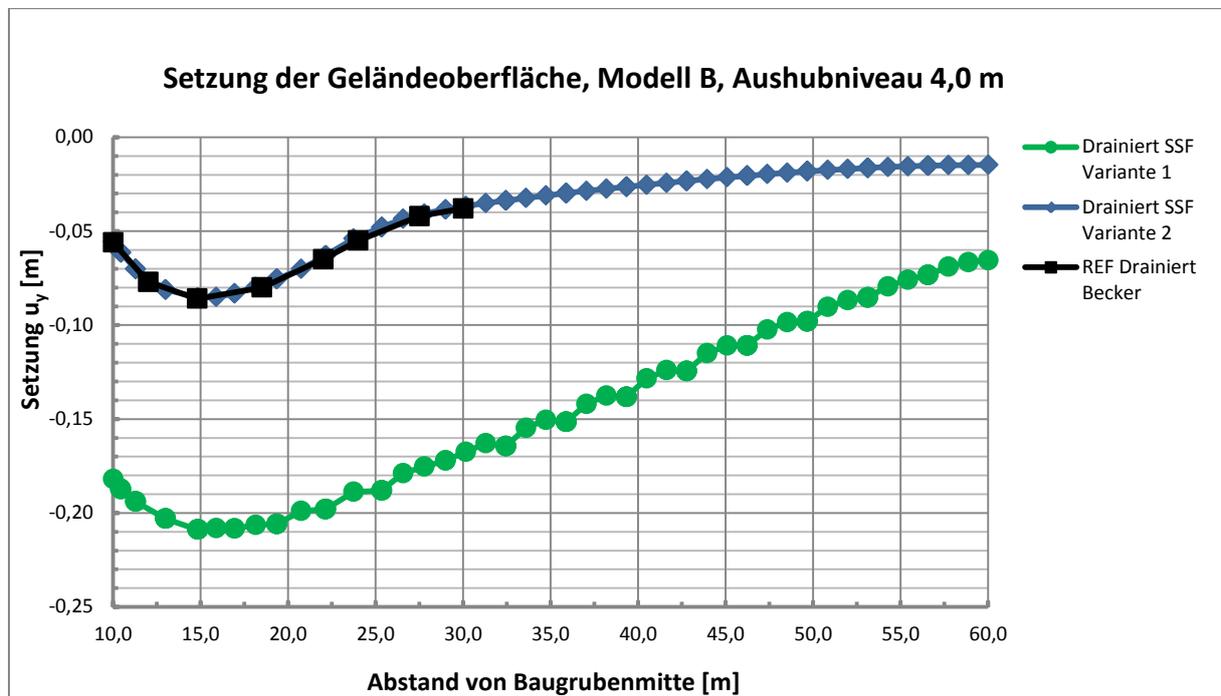


**Abb. 4:** Steady-State-Flow Berechnung, Variante 1



**Abb. 5:** Steady-State-Flow Berechnung, Variante 2

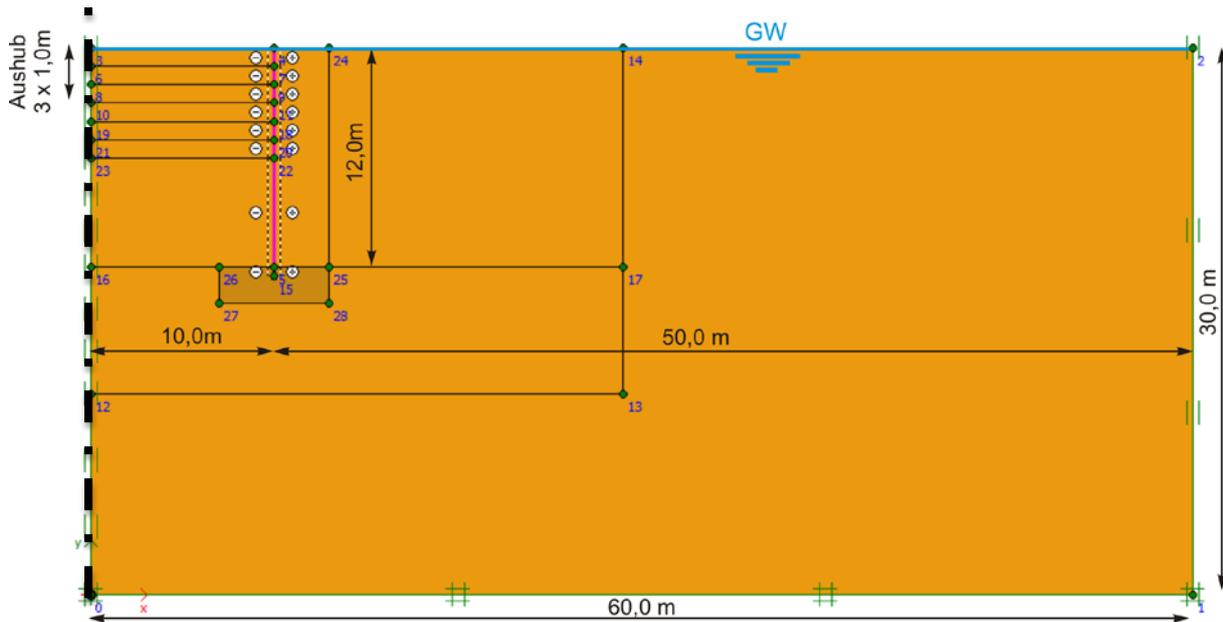
Als Variante 2 wird, wie in Abb. 5 dargestellt, am rechten Modellrand der Grundwasserspiegel 1 cm über die Geländeoberkante gesetzt, um eine Absenkung des Wasserspiegels hinter der Verbauwand zu verhindern. Eine zusätzliche Setzung aus der Absenkung kann somit verhindert werden und die Verformungsergebnisse stimmen mit den Referenzdaten überein (Abb. 6).



**Abb. 6:** Steady-State-Flow, Vergleich der Varianten mit den Referenzdaten

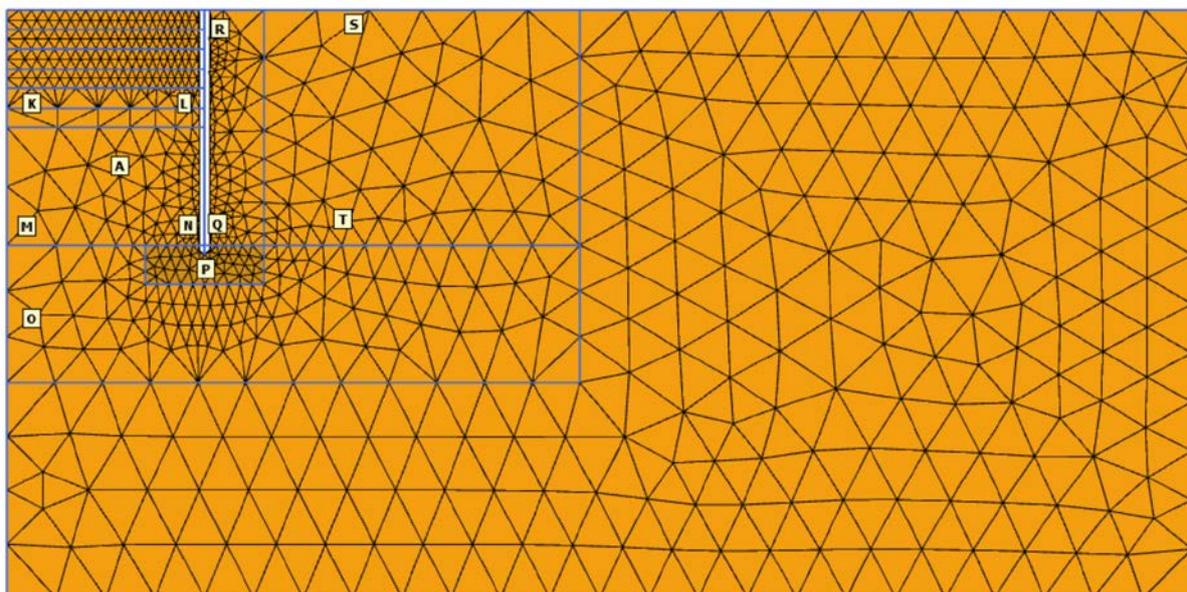
Für alle weiteren Berechnungen der numerischen Studie wird die Grundwasserabsenkung nach Variante 2 durchgeführt.

### 2.3 BAUGRUBE MODELL A



**Abb. 7:** Geometrie Modell A, nicht gestützte Wand

In Abb. 7 ist die Geometrie des Modells A dargestellt. Im 60,0 m breiten und 30,0 m hohen symmetrischen 2D-Modell befindet sich der Grundwasserspiegel an der Geländeoberkante. Die 12,0 m tiefe, nicht gestützte Spundwand befindet sich 10,0 m rechts von der Symmetrieachse. Der Boden wird mit dem Parametersatz „weicher Boden“ aus Tab. 1 modelliert. Der Aushub erfolgt in kontinuierlichen Teilaushubschritten von 1,0 m, wobei vor jedem Aushubschritt eine Grundwasserabsenkung auf das Aushubniveau durchgeführt wird.



**Abb. 8:** FE-Netz und Lage der Spannungspunkte, Modell A

In Abb. 8 ist das verwendete FE-Netz und die Lage der Spannungspunkte K bis T ersichtlich.

### 2.3.1 BERECHNUNGSABLAUF UND VARIANTEN

In Tab. 3 ist der Berechnungsablauf des Modells A, aufgegliedert in die einzelnen Berechnungsschritte, dargestellt.

Nr.	Bezeichnung	Beschreibung
1	Initielle Phase (K0-Methode)	Initielle Spannungen und Porenwasserdrücke werden generiert
2	Plastischer Nullschritt	-
3	Aktivierung der Verbauwand	Einbau der Verbauwand als „wished in place“ und Zurücksetzen der Verschiebungen auf 0
4	Grundwasserabsenkung und Aushub 1 m	Grundwasserabsenkung von 0,0 m auf -1,0 m mittels Steady-State-Strömungsberechnung und gekoppeltem Aushub auf -1,0 m
5	Grundwasserabsenkung und Aushub 2 m	Grundwasserabsenkung von -1,0 m auf -2,0 m mittels Steady-State-Strömungsberechnung und gekoppeltem Aushub auf -2,0 m
6	Grundwasserabsenkung und Aushub 3 m	Grundwasserabsenkung von -2,0 m auf -3,0 m mittels Steady-State-Strömungsberechnung und gekoppeltem Aushub auf -3,0 m
7	Phi/C-Reduktion 1 m	Berechnung des globalen Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus bei -1,0 m Aushub
8	Phi/C-Reduktion 2 m	Berechnung des globalen Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus bei -2,0 m Aushub
9	Phi/C-Reduktion 3 m	Berechnung des globalen Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus bei -3,0 m Aushub

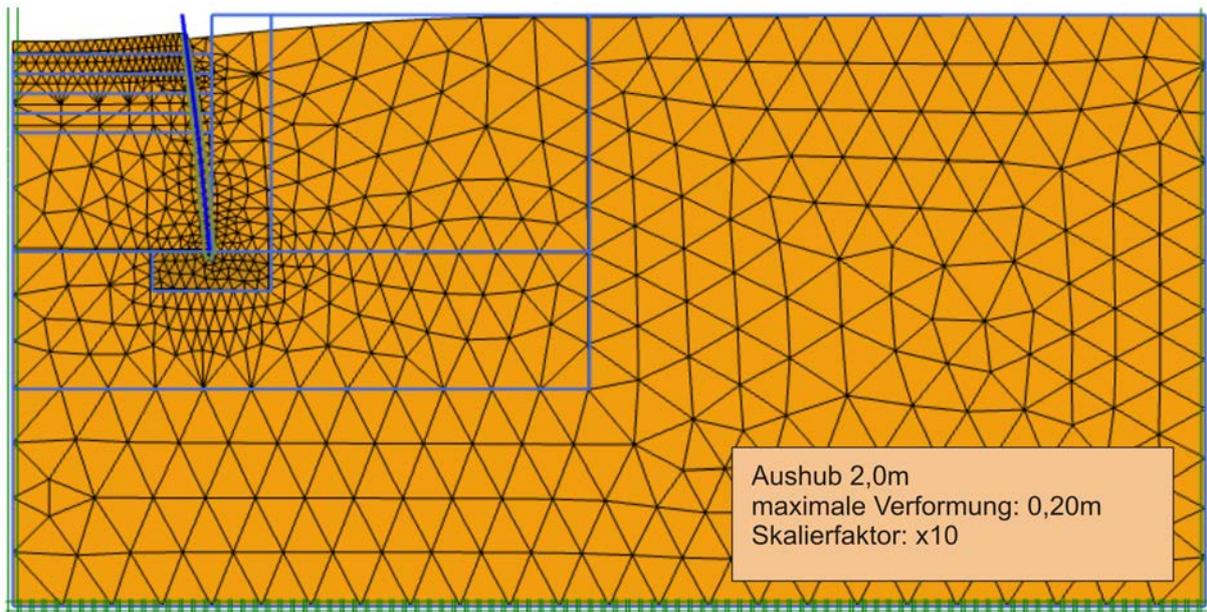
**Tab. 3:** Berechnungsablauf Modell A

Für die Berechnung des Baugrubenmodells A wird grundsätzlich in drei verschiedene Berechnungsarten in Bezug auf das Materialverhalten unterschieden. Diese sind:

- drainiert
- undrainiert
- undrainiert mit gekoppelter Konsolidationsberechnung

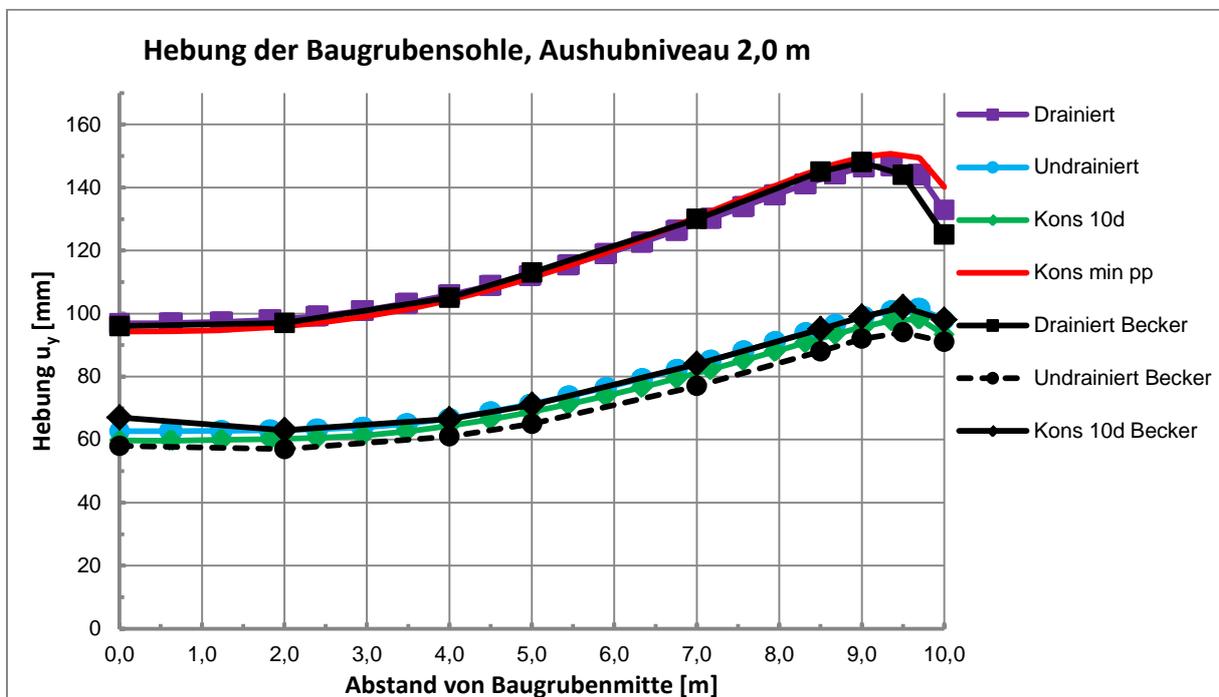
Des Weiteren werden für die undrainierte Berechnung mit gekoppelter Konsolidation verschiedene Konsolidierungszeiten (1, 3 und 10 Tage) je Aushubphase berechnet. Zusätzlich wird eine konsolidiert undrainierte Berechnung mit Konsolidierung bis zu einem maximalen Porenwasserüberdruck von 1,0 kN/m<sup>2</sup> durchgeführt.

2.3.2 BERECHNUNGSERGEBNISSE



**Abb. 9:** Verformtes Netz bei 2,0 m Aushub, Modell A

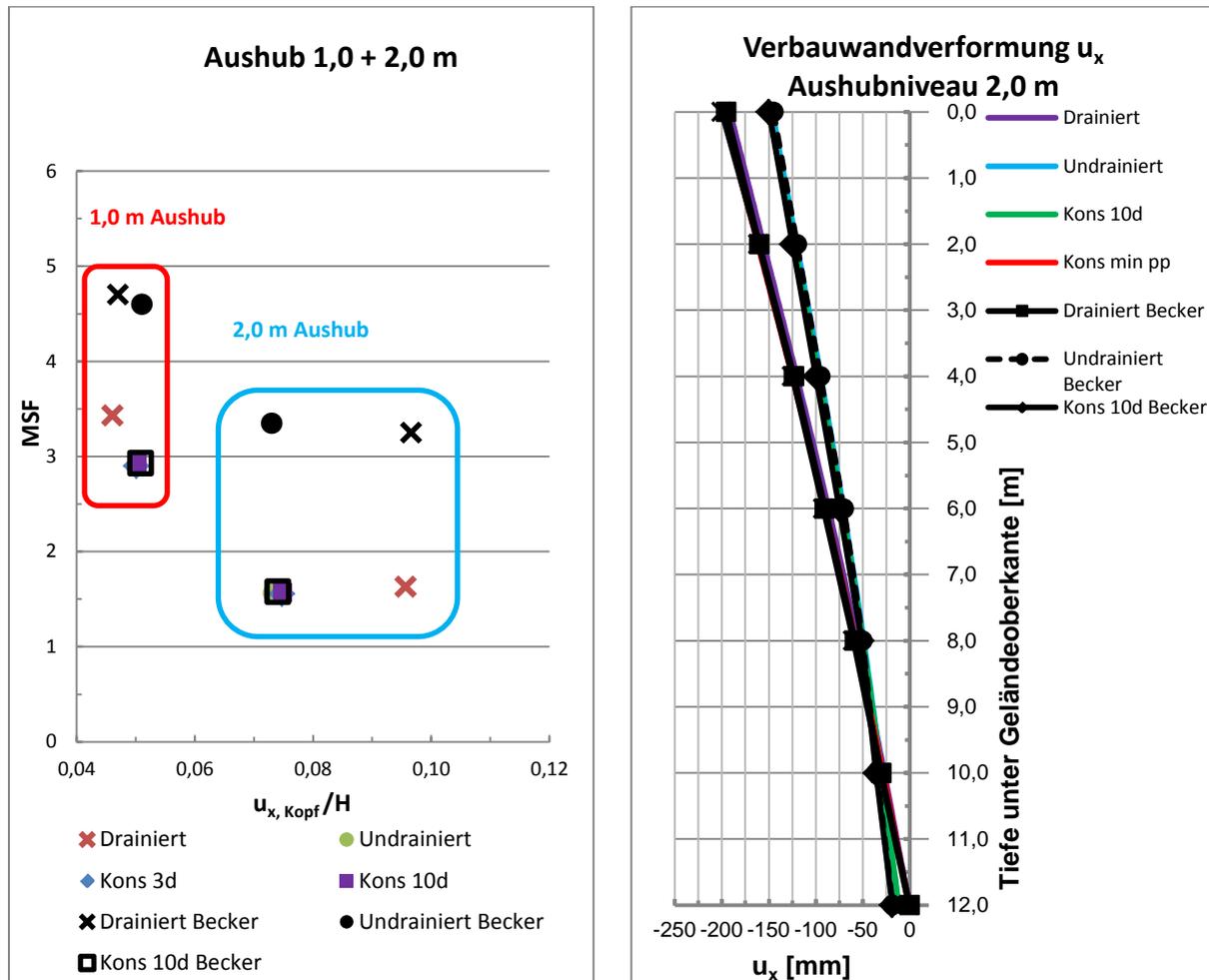
In Abb. 9 ist das verformte FE-Netz bei einer Aushubtiefe von 2,0 m in zehnfacher Skalierung dargestellt. Man sieht deutlich eine Hebung der Baugrubensohle, eine Setzung der Geländeoberkante und die Verformung der Spundwand in Richtung der Baugrubenmitte, mit dem Maximum am Spundwandkopf.



**Abb. 10:** Hebungen der Baugrubensohle, Modell A

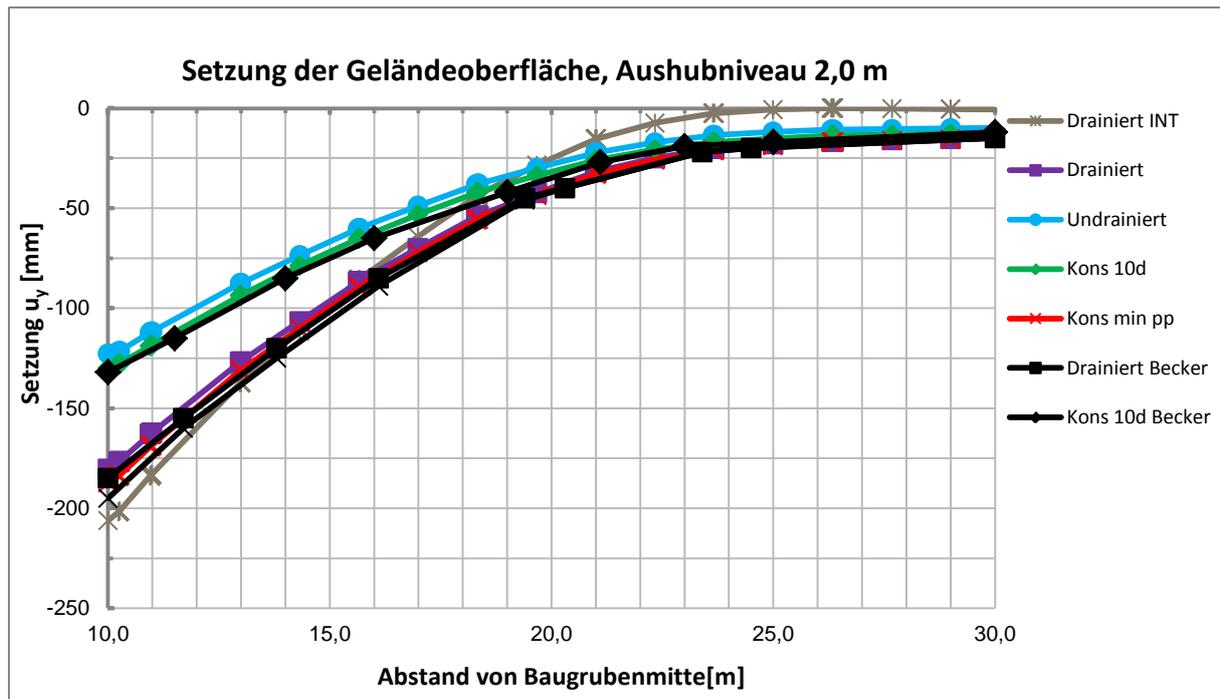
Der Verlauf der Hebungen an der Baugrubensohle bei einem Aushubniveau von 2,0 m ist in Abb. 10 zu sehen. Die Hebungen verlaufen bei allen Berechnungen annä-

hernd identisch, aber die drainierte Berechnung liegt durchgehend ca. 35 mm über den undrainierten Varianten.



**Abb. 11:** Globale Sicherheiten und Verbauwandverformungen, Modell A

In Abb. 11 links sind die globalen Sicherheiten für den Aushub auf 1,0 und 2,0 m, für die drainierte, undrainierte und gekoppelte Berechnung dargestellt. Es zeigen sich vor allem für die Sicherheitsfaktoren aus der drainierten und undrainierten Berechnung erhebliche Unterschiede zu den in (Becker, 2009) angeführten Ergebnissen. Betrachtet man die Sicherheiten des Aushubs auf 2,0 m, so liegen die in dieser Arbeit errechneten Sicherheitsfaktoren auf einem Niveau von ~1,5. Der Unterschied zu (Becker, 2009) konnte nicht eruiert werden. Des Weiteren ist interessant, dass sich für die eigentlich als ungünstig prognostizierte drainierte Berechnung höhere Sicherheiten ergeben.



**Abb. 12:** Setzungen der Geländeoberfläche, Modell A

Auch die Setzungen der Geländeoberfläche stimmen mit den vorhandenen Ergebnissen aus (Becker, 2009) überein (Abb. 12). Zusätzlich ist der Setzungsverlauf aus einer Berechnung ohne Grundwasserströmungsberechnung dargestellt (Drainiert INT). Für diese Kurve ist ersichtlich, dass die Reichweite der Setzungsmulde deutlich geringer ausfällt.

Von Abb. 13 bis Abb. 16 sind die totalen, um den hydrostatischen Porenwasserdruckanteil reduzierten, und die effektiven Spannungspfade der Punkte K bis P dargestellt. Die Differenz zwischen den totalen und den effektiven Spannungspfaden ist somit nur der Porenwasserüberdruck bzw. -unterdruck. Die in schwarzer Farbe dargestellten Spannungspfade werden aus (Becker, 2009) übernommen. Sie beinhalten die in Tab. 3 angegebenen Berechnungsschritte bis zur Grundwasserabsenkung / Aushub auf -2,0 m. Die Lage der ausgewerteten Spannungspunkte ist in Abb. 8 dargestellt.

Es ist ersichtlich, dass die Orientierungen und Verläufe der Spannungspfade für zusammengehörige Punkte nahezu identisch sind. Geringe Unterschiede ergeben sich aus der nicht perfekt übereinstimmenden Position der Spannungspunkte, was die oftmals geringen Differenzen auf der K0-Linie aufzeigen.

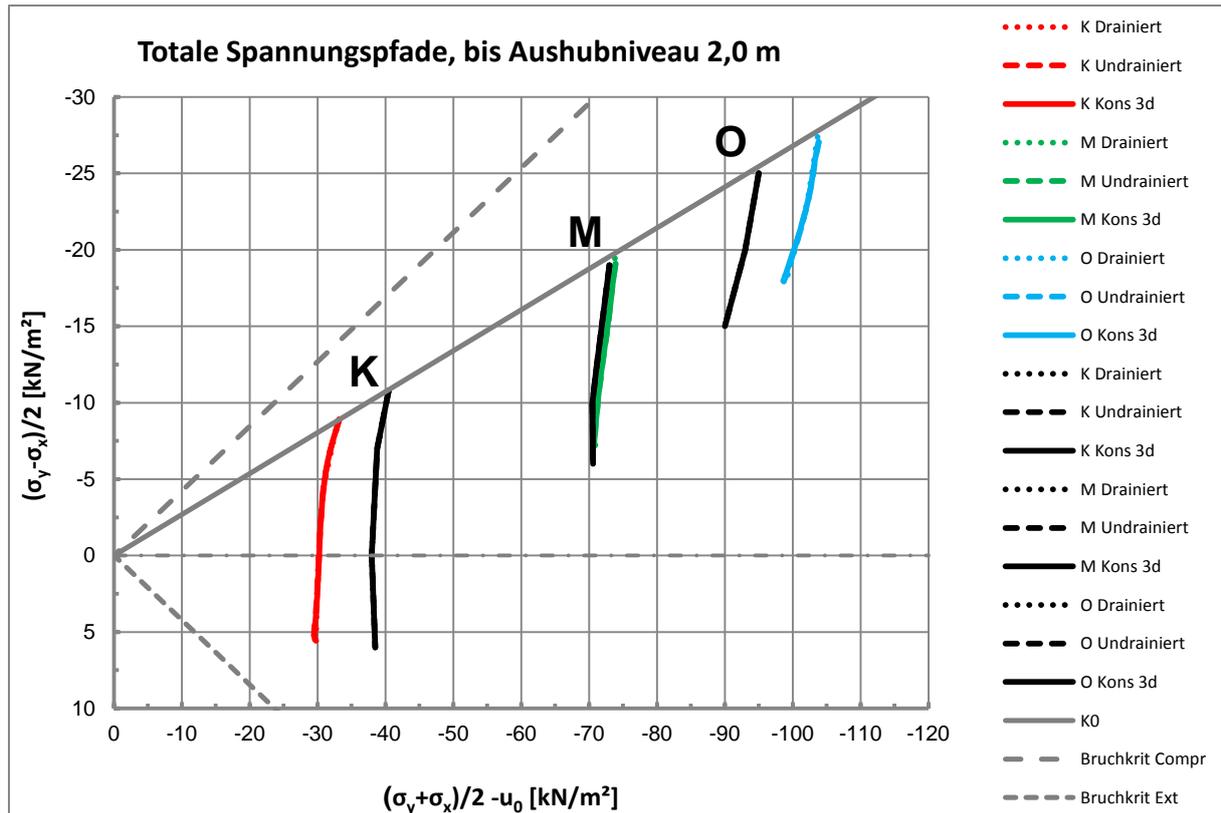


Abb. 13: Totale\* Spannungspfade K, M, O

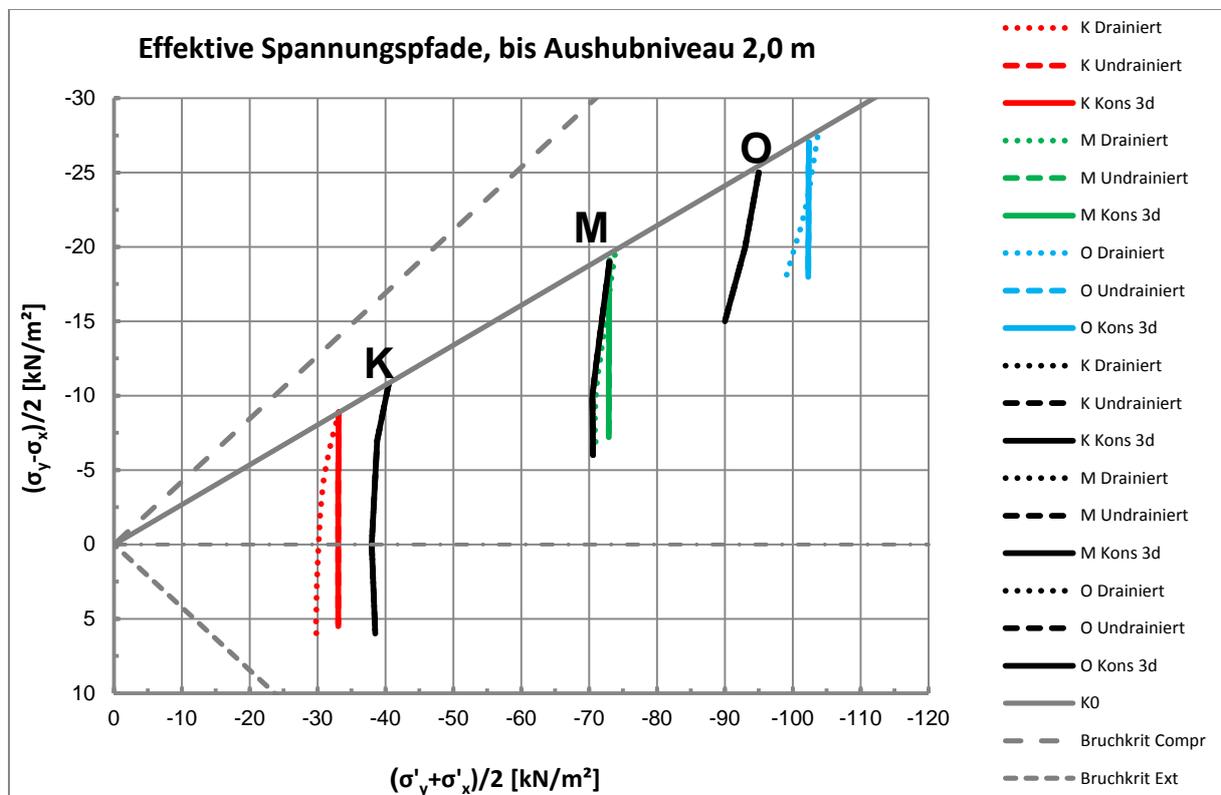


Abb. 14: Effektive Spannungspfade K, M, O

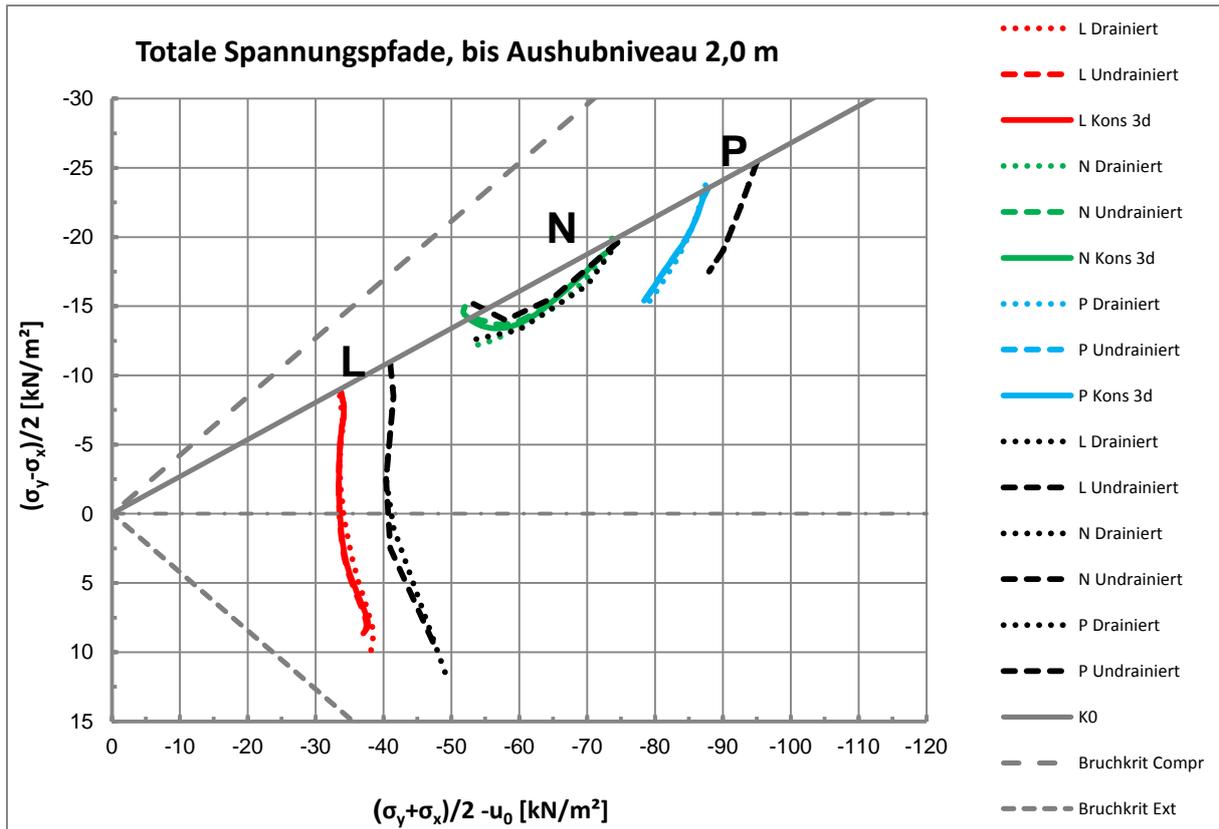


Abb. 15: Totale\* Spannungspfade L, N, P

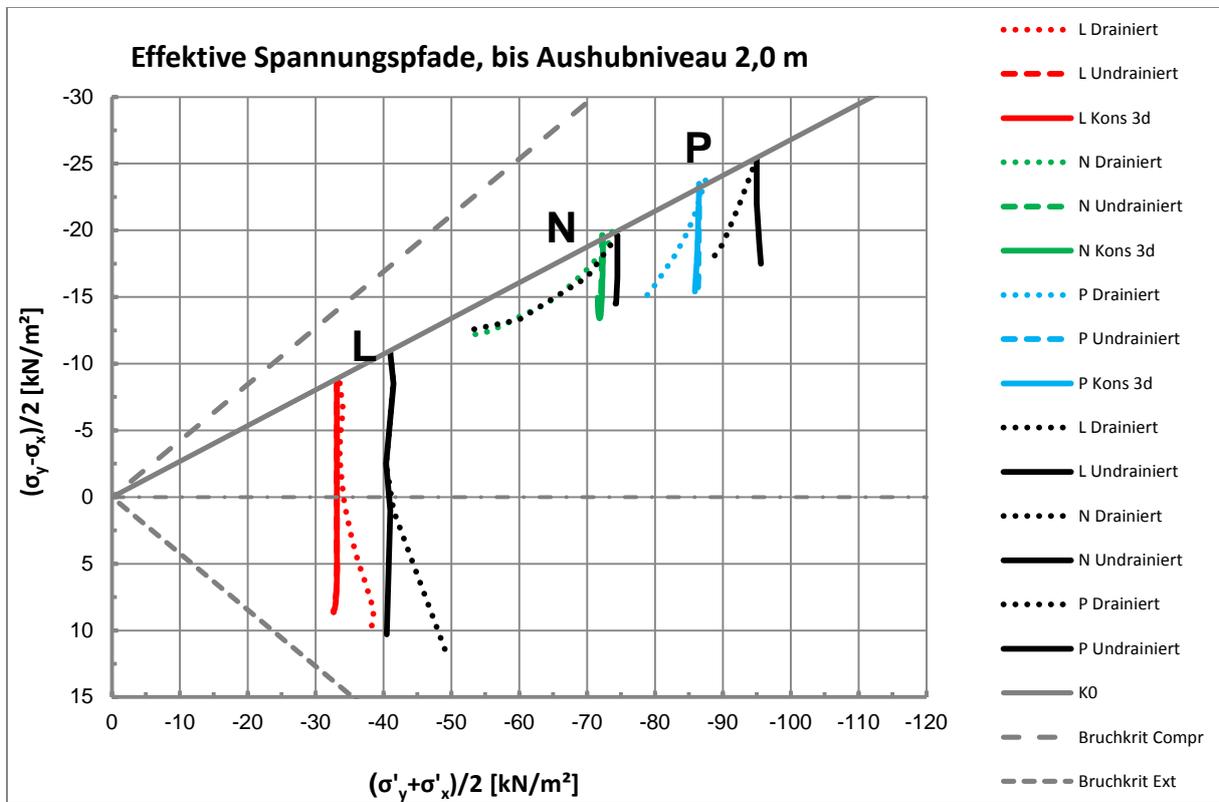
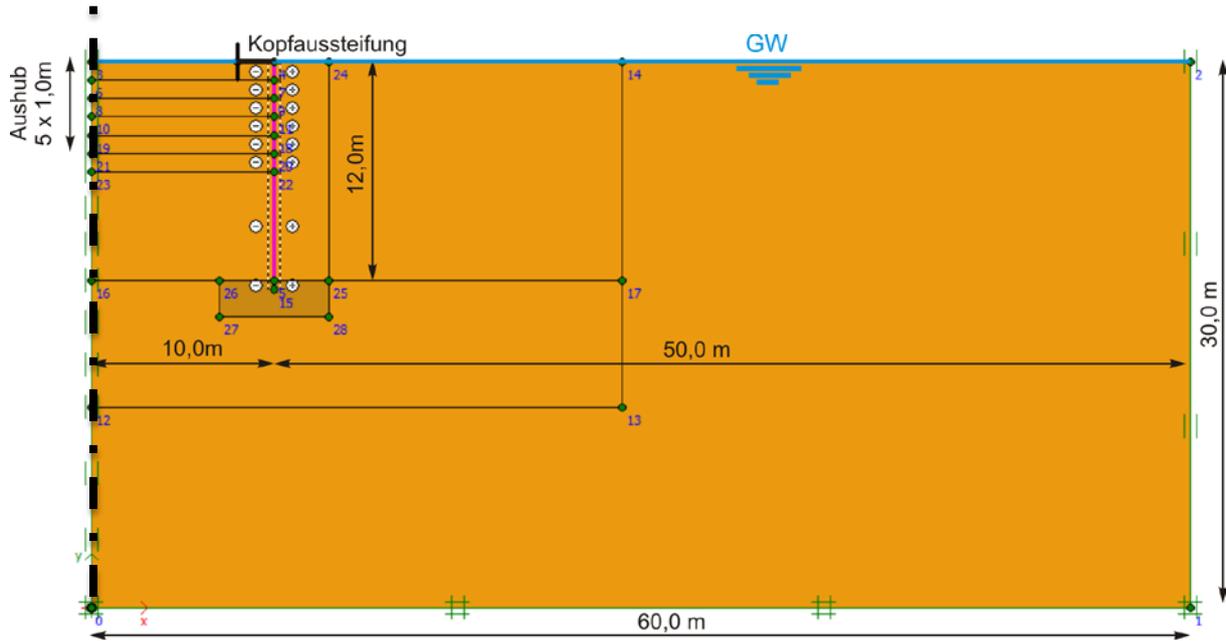


Abb. 16: Effektive Spannungspfade L, N, P

## 2.4 BAUGRUBE MODELL B

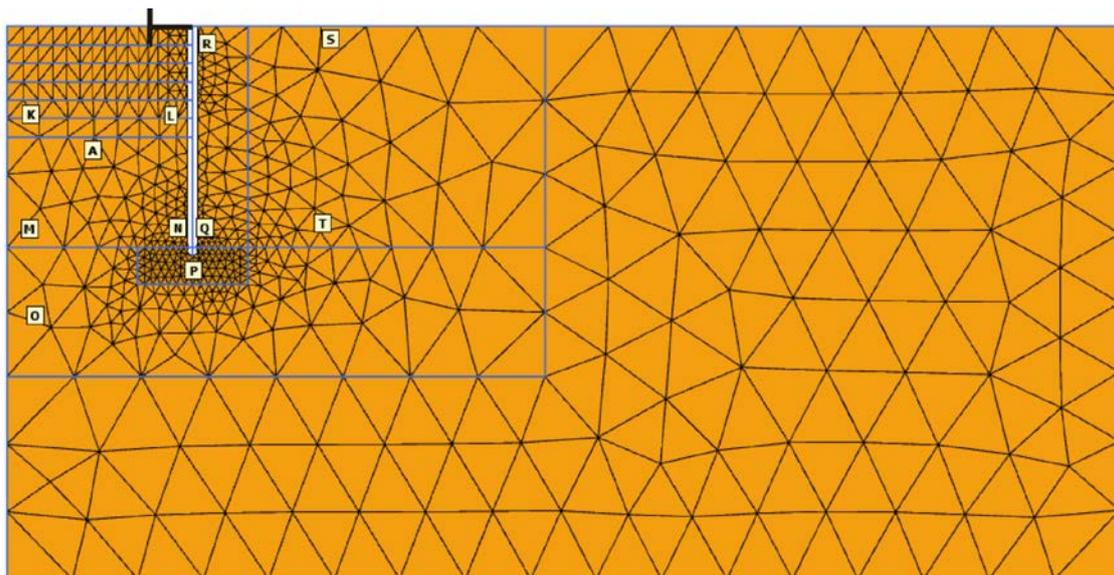


**Abb. 17:** Geometrie Modell B, einfach gestützte Wand

In Abb. 17 wird die Geometrie des Modells B, welche bis auf die Kopfaussteifung identisch mit dem Modell A (Kapitel 2.3) ist dargestellt. Die am Spundwandkopf angebrachte Kopfaussteifung wurde elastisch mit den in Tab. 4 dargestellten Parametern modelliert.

	EA	$a_t$
	[kN]	[m]
<b>Aussteifung</b>	1.500.000	1,0

**Tab. 4:** Materialparameter Kopfaussteifung, Modell B



**Abb. 18:** FE-Netz und Lage der Spannungspunkte, Modell B

In Abb. 18 ist das verwendete FE-Netz und die Lage der Spannungspunkte K bis T ersichtlich.

#### 2.4.1 BERECHNUNGSABLAUF UND VARIANTEN

In Tab. 5 ist der Berechnungsablauf des Modells B, aufgegliedert in die einzelnen Berechnungsschritte, dargestellt.

Nr.	Bezeichnung	Beschreibung
1	Initielle Phase (K0-Methode)	Initielle Spannungen und Porenwasserdrücke werden generiert
2	Plastischer Nullschritt	-
3	Aktivierung der Verbauwand und Aussteifung	Einbau der Verbauwand und Aussteifung als „wished in place“ und Zurücksetzen der Verschiebungen auf 0
4	Grundwasserabsenkung und Aushub 1 m	Grundwasserabsenkung von 0,0 m auf -1,0 m mittels Steady-State-Strömungsberechnung und gekoppeltem Aushub auf -1,0 m
5	Grundwasserabsenkung und Aushub 2 m	Grundwasserabsenkung von -1,0 m auf -2,0 m mittels Steady-State-Strömungsberechnung und gekoppeltem Aushub auf -2,0 m
6	Grundwasserabsenkung und Aushub 3 m	Grundwasserabsenkung von -2,0 m auf -3,0 m mittels Steady-State-Strömungsberechnung und gekoppeltem Aushub auf -3,0 m
7	Grundwasserabsenkung und Aushub 4 m	Grundwasserabsenkung von -3,0 m auf -4,0 m mittels Steady-State-Strömungsberechnung und gekoppeltem Aushub auf -4,0 m
8	Grundwasserabsenkung und Aushub 5 m	Grundwasserabsenkung von -4,0 m auf -5,0 m mittels Steady-State-Strömungsberechnung und gekoppeltem Aushub auf -5,0 m
9	Phi/C-Reduktion 1 m	Berechnung des globalen Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus bei -1,0 m Aushub
10	Phi/C-Reduktion 2 m	Berechnung des globalen Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus bei -2,0 m Aushub
11	Phi/C-Reduktion 3 m	Berechnung des globalen Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus bei -3,0 m Aushub
12	Phi/C-Reduktion 4 m	Berechnung des globalen Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus bei -4,0 m Aushub
13	Phi/C-Reduktion 5 m	Berechnung des globalen Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus bei -5,0 m Aushub

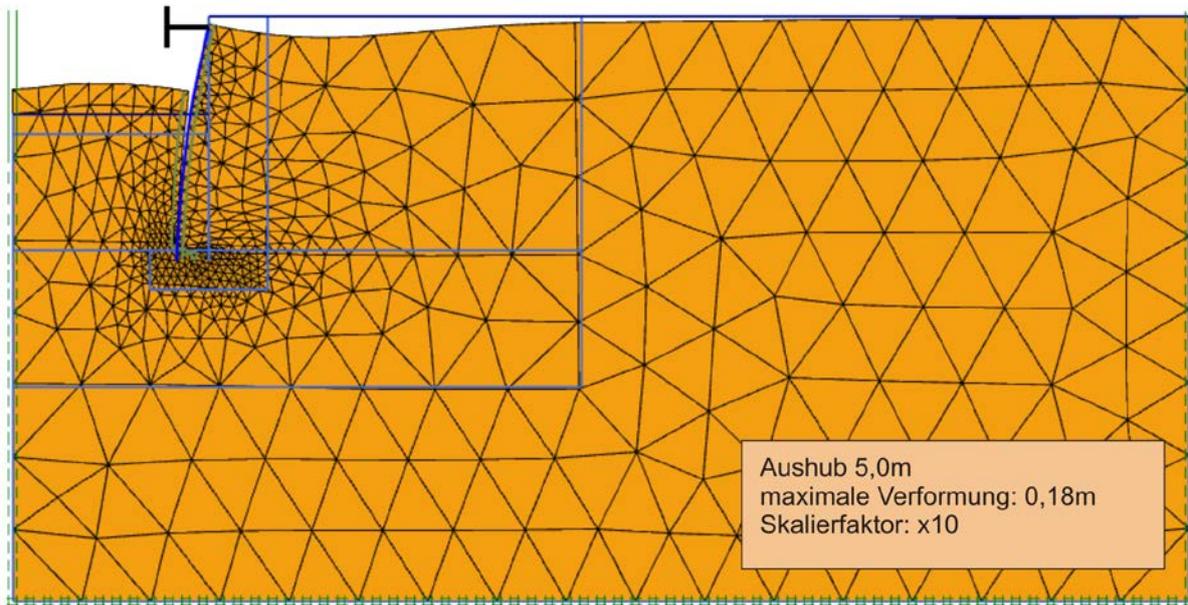
**Tab. 5:** Berechnungsablauf Modell B

Auch für die Berechnung des Baugrubenmodells B wird grundsätzlich in drei verschiedene Berechnungsarten in Bezug auf das Materialverhalten unterschieden. Diese sind:

- drainiert
- undrainiert
- undrainiert mit gekoppelter Konsolidationsberechnung

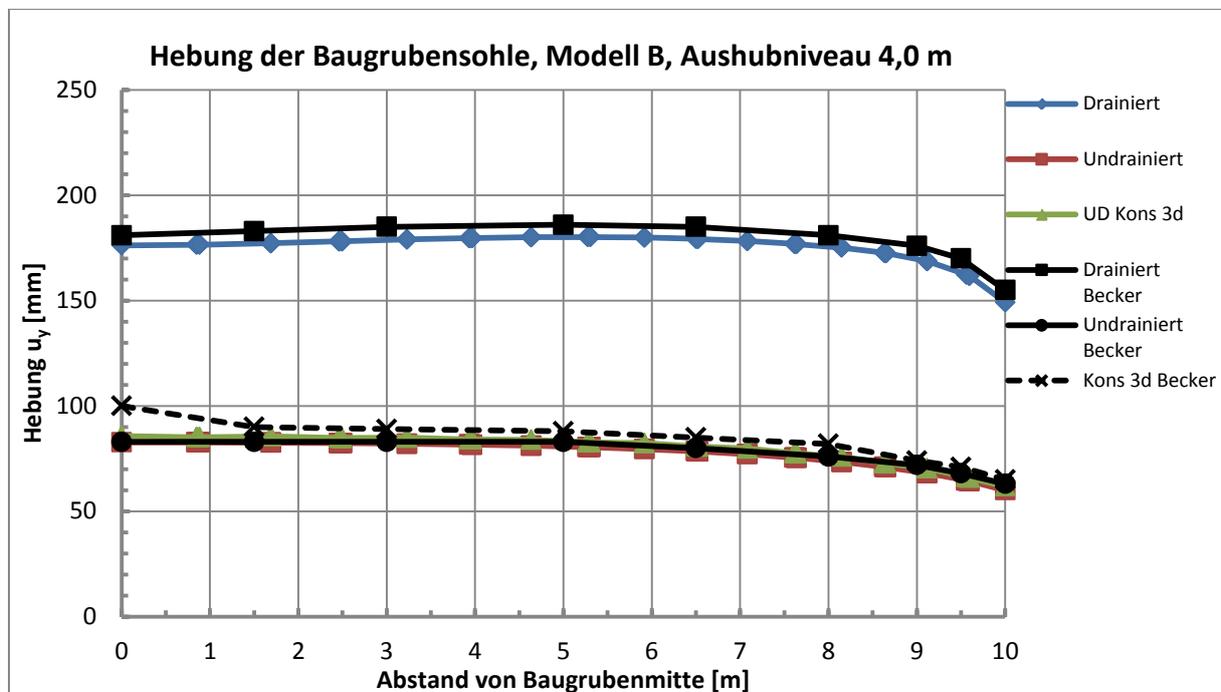
Die undrainierte Berechnung mit gekoppelter Konsolidierung wird mit einer Konsolidierungszeit von 3 Tagen je Aushubschritt durchgeführt.

2.4.2 BERECHNUNGSERGEBNISSE



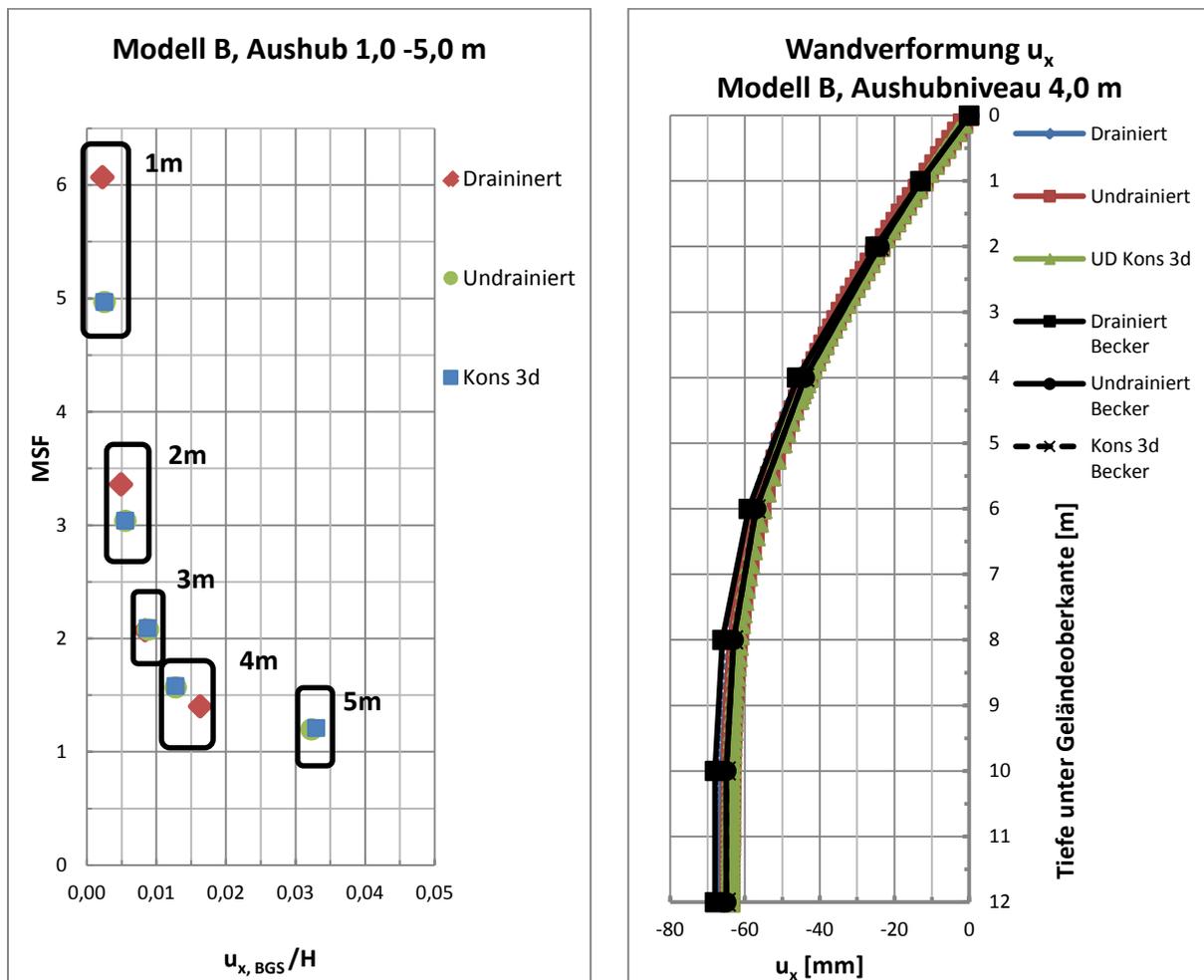
**Abb. 19:** Verformtes Netz bei 5,0 m Aushub, Modell B

In Abb. 19 ist das verformte FE-Netz bei einer Aushubtiefe von 5,0 m in zehnfacher Skalierung dargestellt. Man sieht deutlich eine Hebung der Baugrubensohle und eine Setzung der Geländeoberkante. Außerdem sind die Verformung der Spundwand in Richtung der Baugrubenmitte und der Effekt der Kopfaussteifung ersichtlich. Die maximale Verformung beträgt 18 cm.



**Abb. 20:** Hebung der Baugrubensohle, Modell B

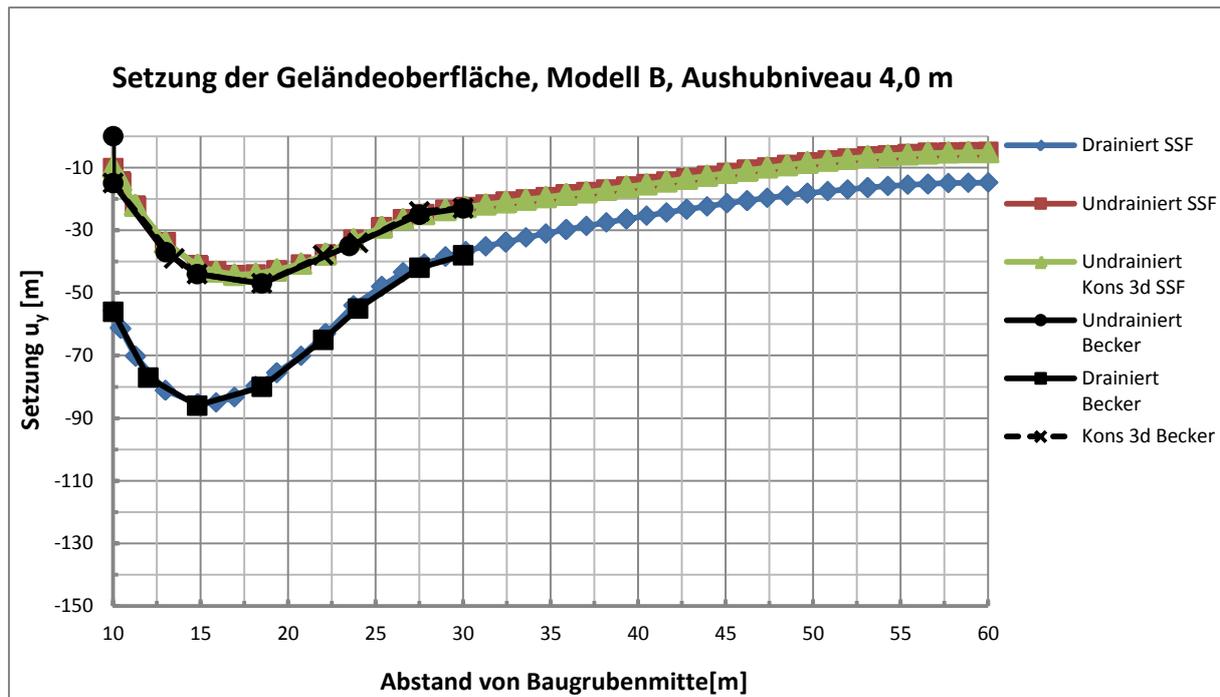
Die Hebungen der Baugrubensohle stimmen für alle drei Berechnungsarten mit den Ergebnissen aus (Becker, 2009) überein (Abb. 20). Aus der drainierten Berechnung ergeben sich erwartungsgemäß die größten Hebungen.



**Abb. 21:** Globale Sicherheiten und Verbauwandverformungen, Modell B

Die für alle Teilaushubschritte dargestellten globalen Sicherheiten je Berechnungsart sind in Abb. 21 links ersichtlich. Wie schon in Modell A sind die Sicherheiten vor und nach der Konsolidierung identisch. Aus der drainierten Berechnung ergeben sich für die Aushubschritte 1,0 m und 2,0 m höhere Sicherheiten als für die undrainierten Berechnungen. Für den Aushubschritt 3,0 m sind die Sicherheiten aus der drainierten und undrainierten Berechnung identisch. Erst für den Aushubschritt 4,0 m errechnet sich, wie grundsätzlich prognostiziert, für die drainierte Variante eine geringere Sicherheit als für die undrainierte.

Die in Abb. 21 rechts dargestellten horizontalen Verbauwandverformungen stimmen mit (Becker, 2009) überein. Es ergeben sich nahezu keine Unterschiede aus den unterschiedlichen Berechnungsarten.



**Abb. 22:** Setzungen der Geländeoberfläche, Modell B

Die Setzungen der Geländeoberfläche bei einem Aushubniveau von 4,0 m stimmen mit den Ergebnissen aus (Becker, 2009) überein und zeigen für die drainierte Berechnung die größte Setzungsmulde hinter der Verbauwand. Die Ergebnisse vor und nach der Konsolidierung zeigen keine signifikanten Unterschiede.

Von Abb. 23 bis Abb. 30 sind die totalen, um den hydrostatischen Porenwasserdruckanteil bereinigten, und die effektiven Spannungspfade der Punkte K bis S dargestellt. Die Differenz zwischen den totalen und den effektiven Spannungspfaden ist somit nur der Porenwasserüberdruck bzw. -unterdruck. Die in schwarzer Farbe dargestellten Spannungspfade werden aus (Becker, 2009) übernommen. Sie beinhalten die in Tab. 5 angegebenen Berechnungsschritte bis zur Grundwasserabsenkung / Aushub auf -4,0 m. Die Lage der ausgewerteten Spannungspunkte ist in Abb. 18 dargestellt.

Es ist ersichtlich, dass die Orientierungen und Verläufe der Spannungspfade für zusammengehörige Punkte nahezu identisch sind. Auch für die Spannungspfade im Modell B ergeben sich geringe Unterschiede aus der nicht perfekt übereinstimmenden Position der Spannungspunkte, was die oftmals geringen Differenzen auf der K0-Linie aufzeigen.

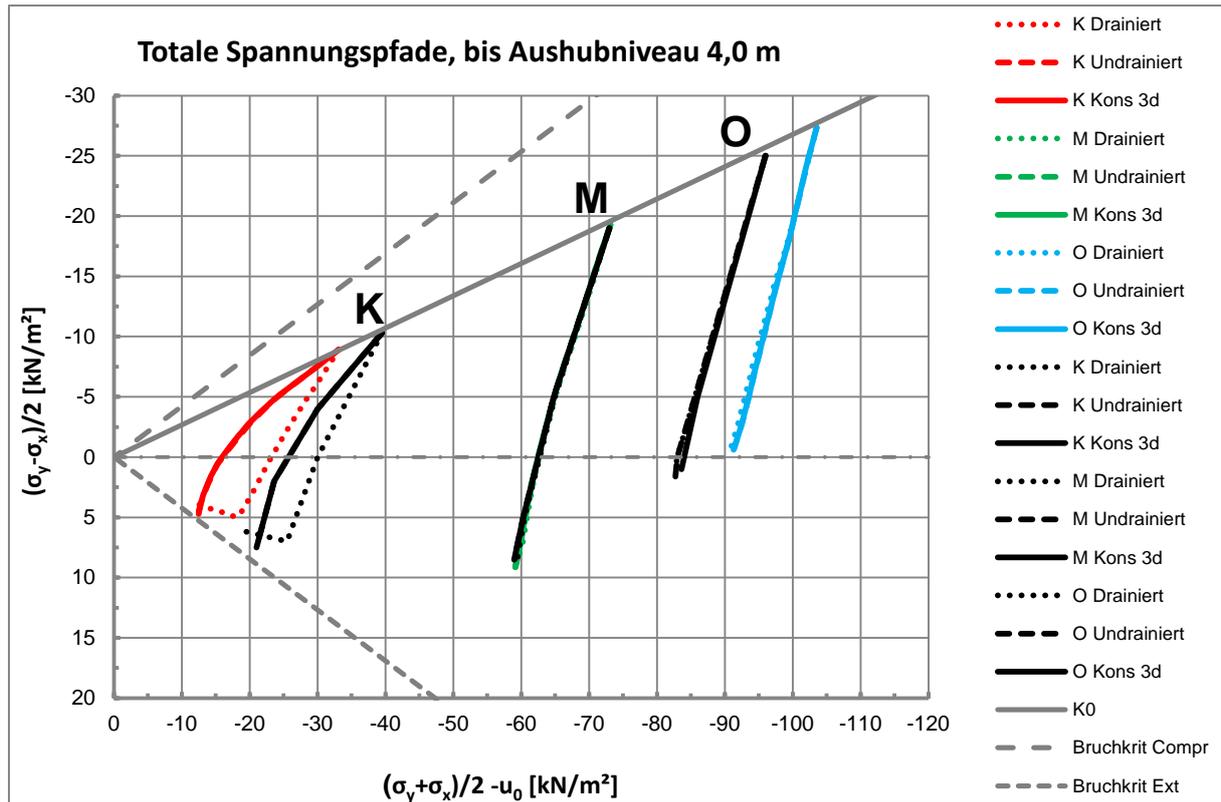


Abb. 23: Totale\* Spannungspfade K, M, O

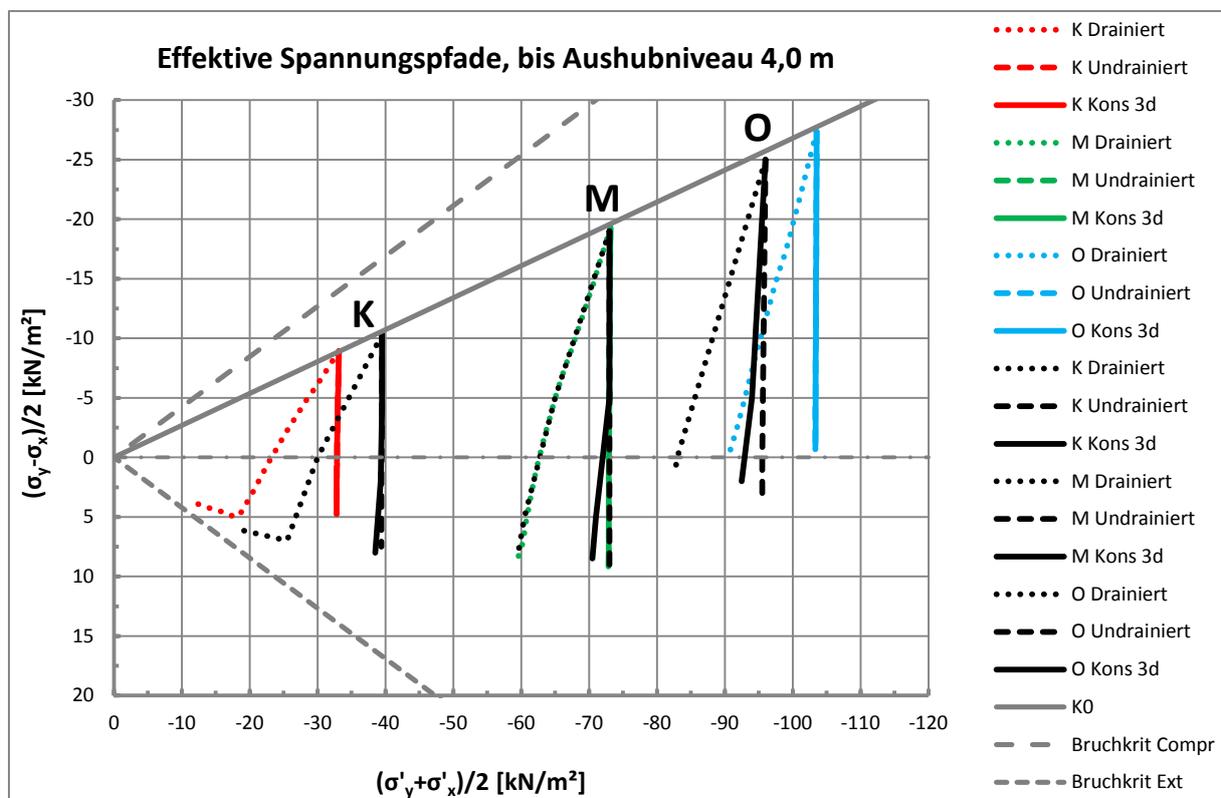


Abb. 24: Effektive Spannungspfade K, M, O

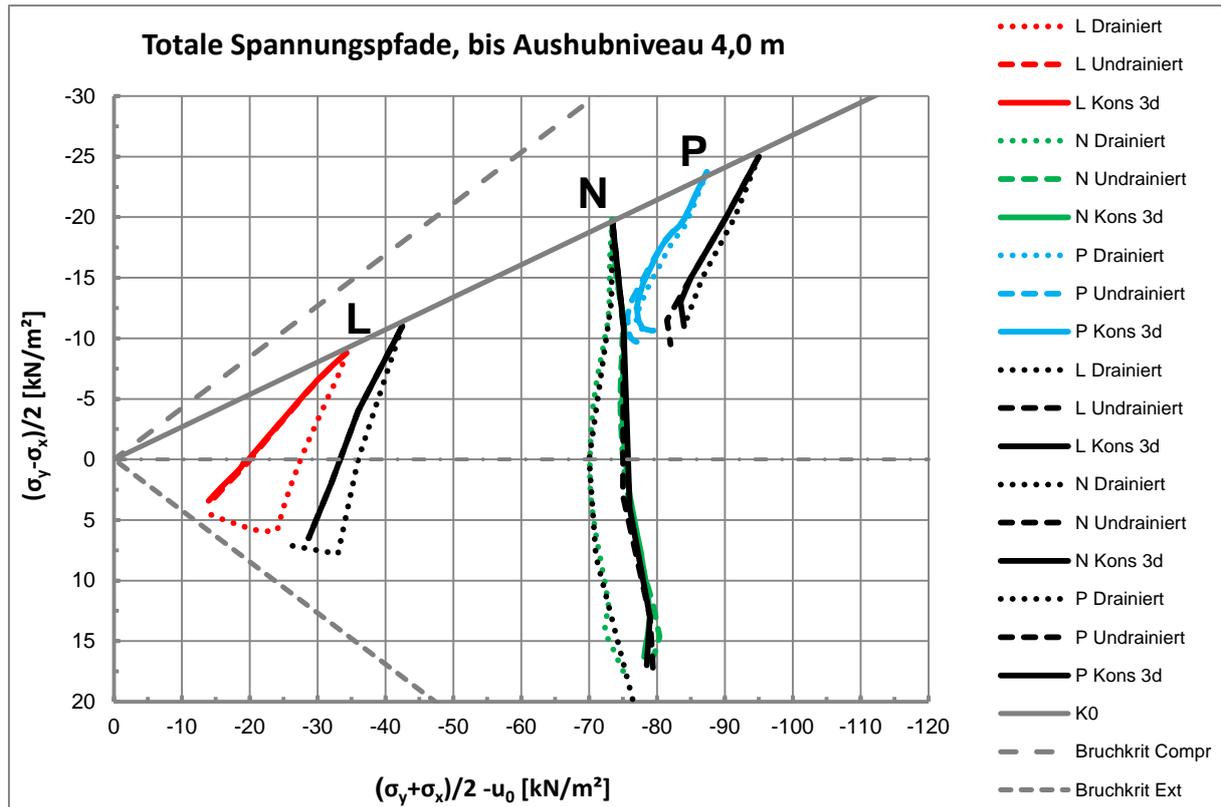


Abb. 25: Totale\* Spannungspfade L, N, P

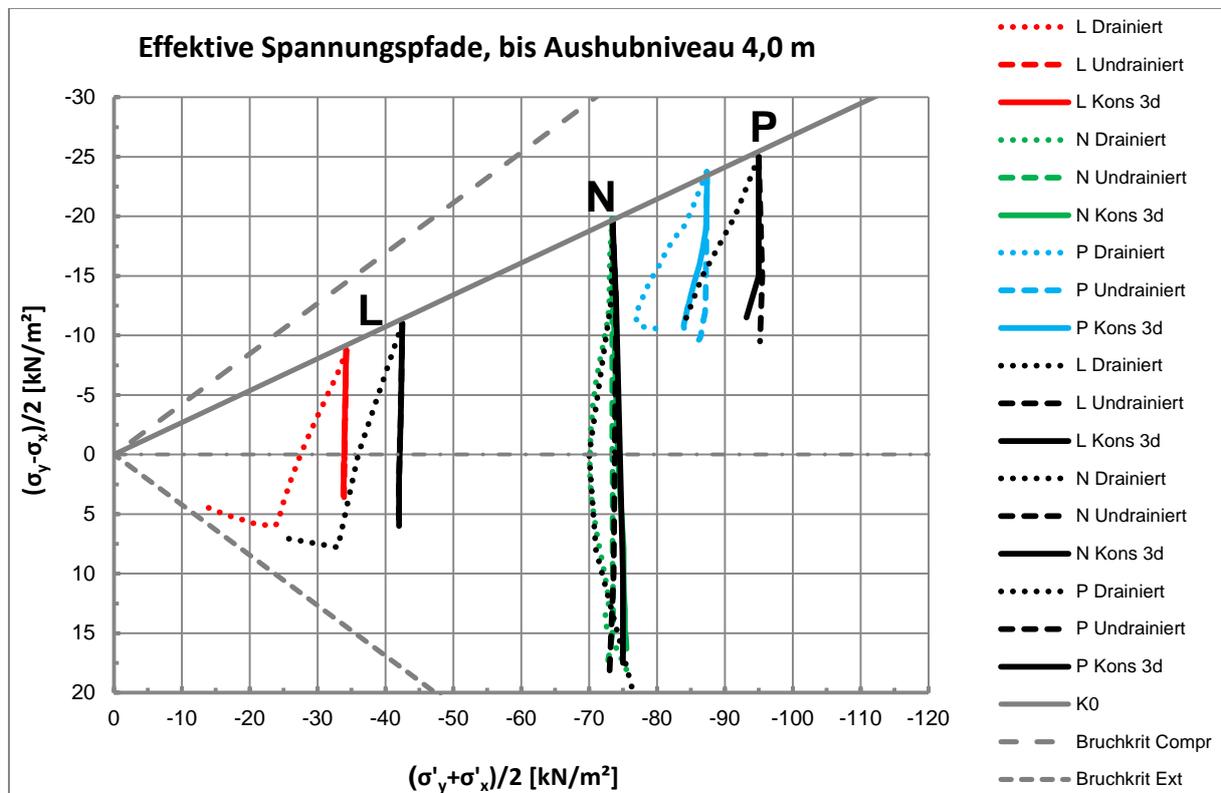


Abb. 26: Effektive Spannungspfade L, N, P

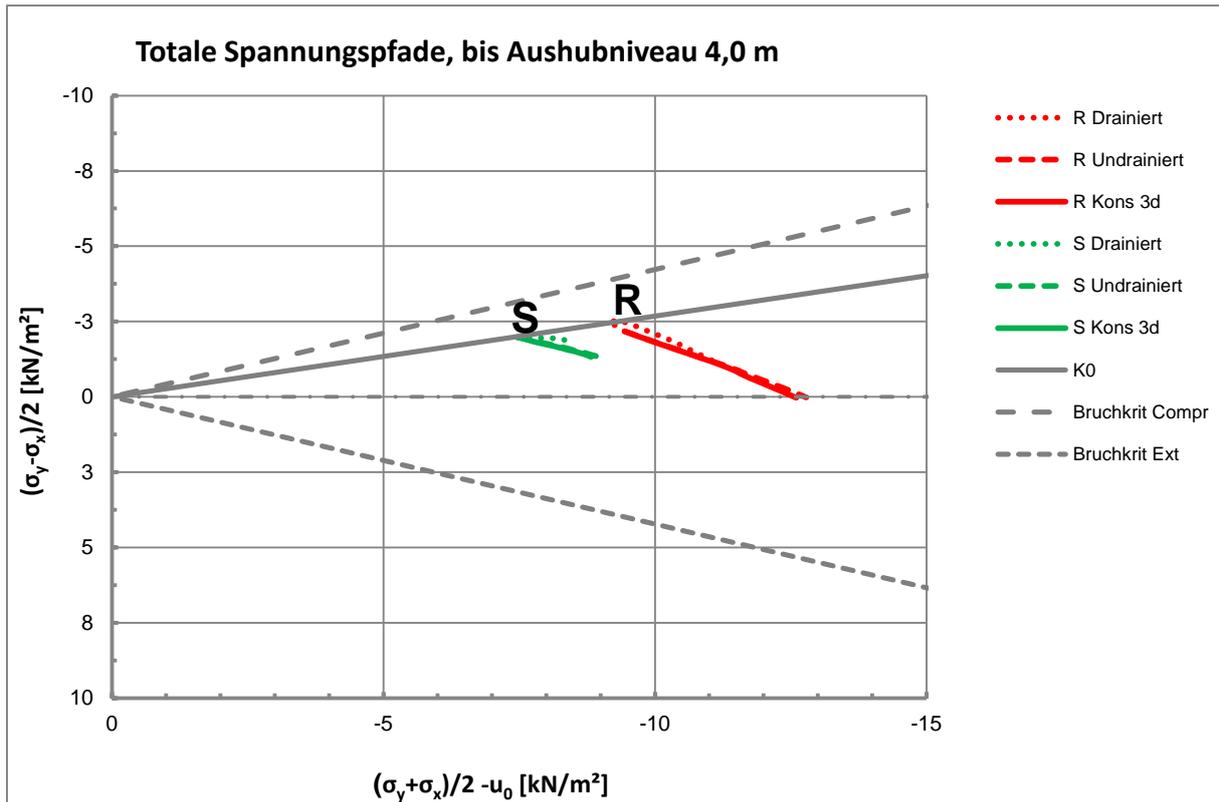


Abb. 27: Totale\* Spannungspfade S, R

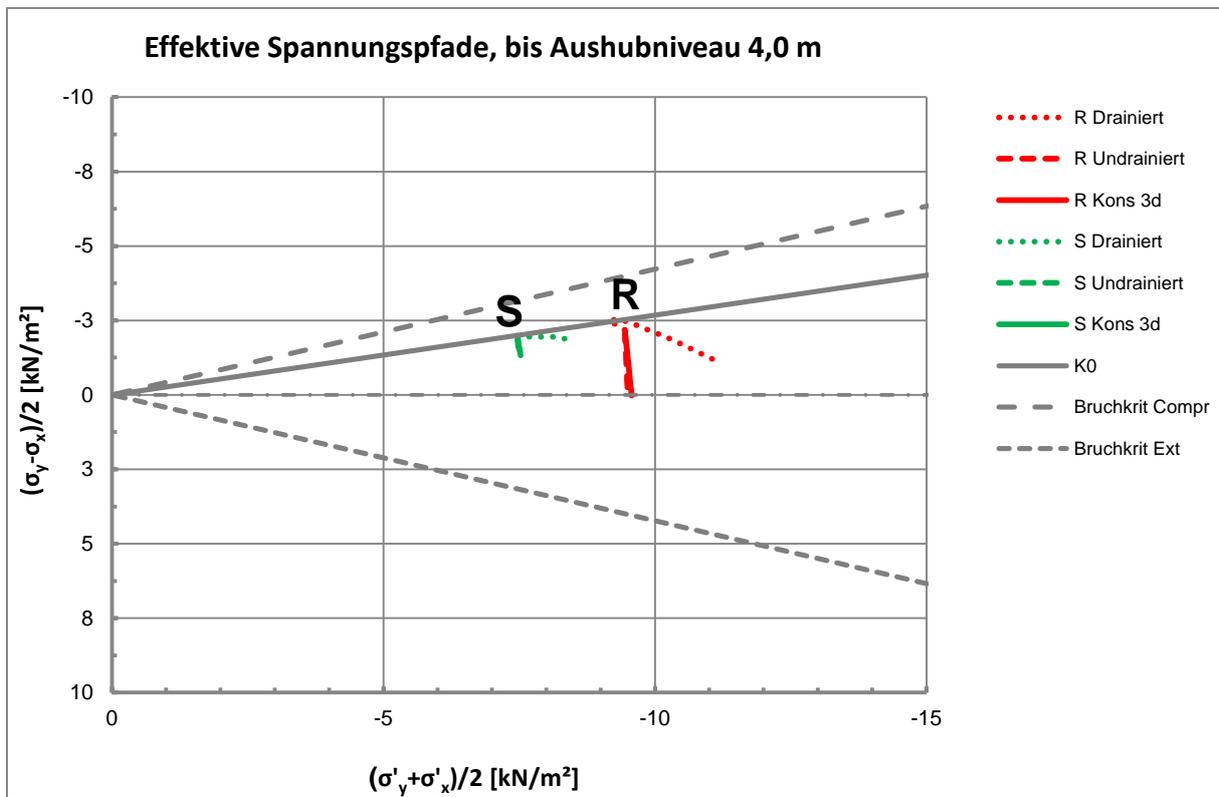


Abb. 28: Effektive Spannungspfade S, R

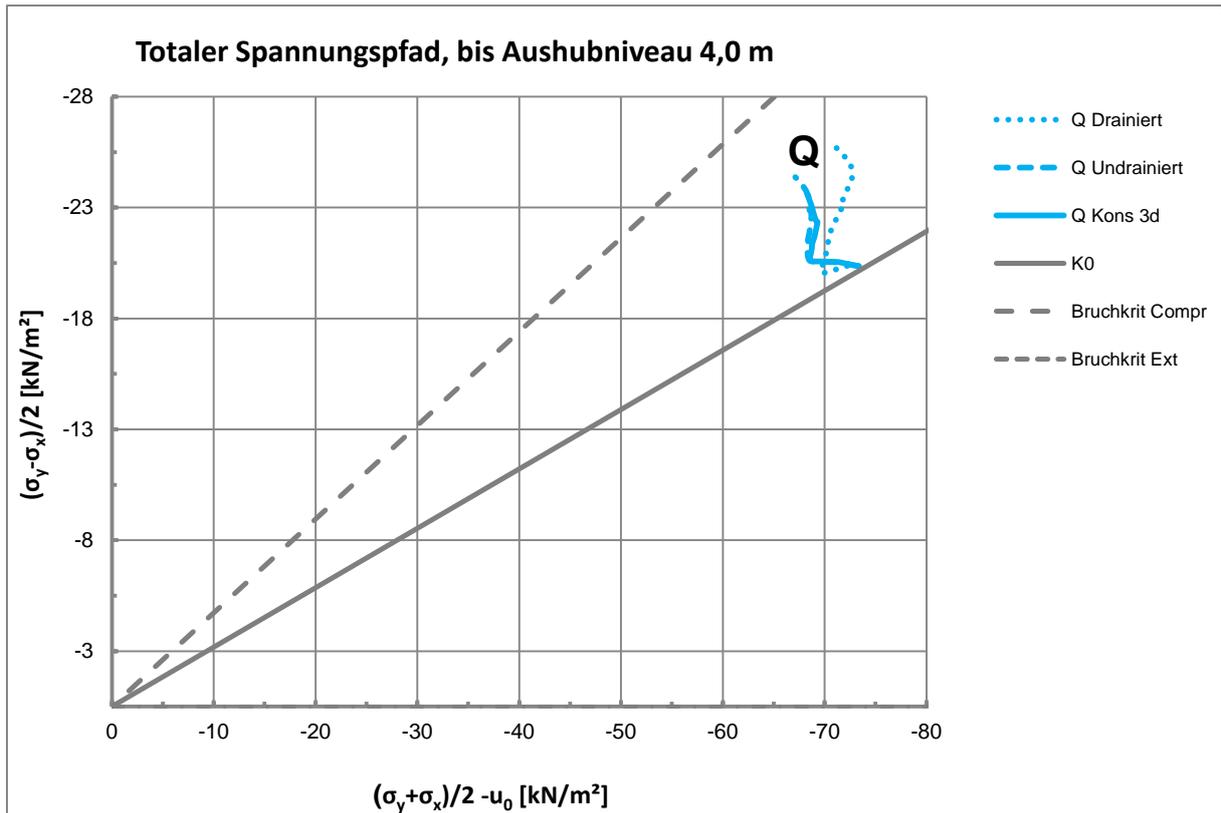


Abb. 29: Totaler\* Spannungspfad Q

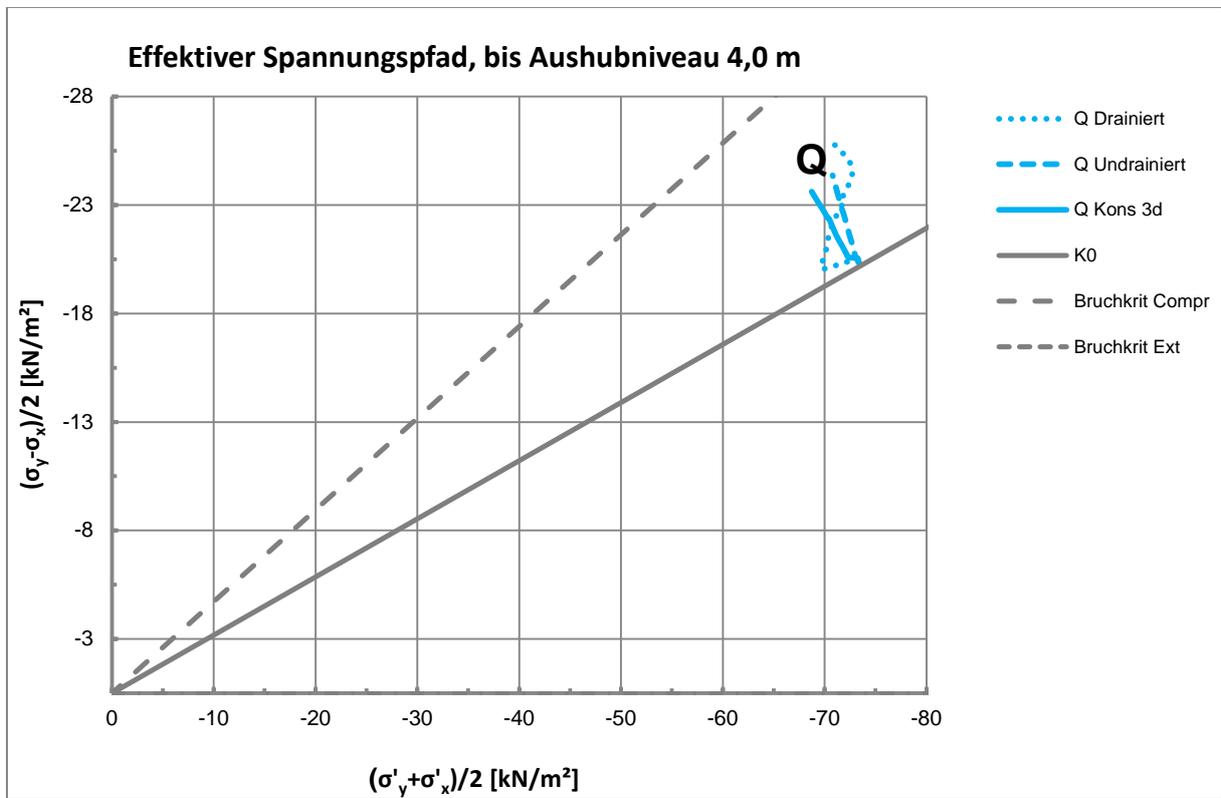


Abb. 30: Effektiver Spannungspfad Q

### 3 Fallstudien Salzburg

Für die Fallstudien im Salzburger Seeton werden fünf bereits ausgeführte und analysierte Baugruben (Fachbach, 2004) im Salzburger Stadtgebiet herangezogen. Folgende Baugruben werden untersucht:

- Kiesel – Gebäude
- Toskanatrakt
- Arbeitsmarktverwaltung
- Hypobank Nonntal
- Penta – Hotel

Alle fünf Baugruben wurden während der Bauausführung messtechnisch begleitet. Aus diesem Grund liegen Werte für die Verbauwandkopfverschiebungen und die Setzungen hinter der Verbauwand vor.

Das Ziel der durchzuführenden Berechnung ist eine Auswertung des Vergleichs mit den in-situ gemessenen Werten bzw. den bestehenden Berechnungen und die Validierung der neuen Materialkennwerte (Kapitel 3.2) für den Salzburger Seeton, die im Wesentlichen durch die Erweiterung des HS-Modells mit Berücksichtigung der „small-strain stiffness“ bzw. in den letzten Jahren gewonnener Erfahrung durch Rückrechnungen begründet sind. Des Weiteren wird eine Auswertung von Spannungspfaden an signifikanten Punkten vorgenommen.

#### 3.1 MODELLIERUNG

Die Modellierung erfolgt in Plaxis 2D 2011 (Brinkgreve, et al., 2011) im ebenen Verzerrungszustand. Als Finite Elemente werden 15-knotige Dreieckselemente verwendet.

Um ungewollte Einflüsse aus den Modellrändern zu vermeiden werden die Berechnungsausschnitte mit denselben Geometrieabmessungen wie in den bereits bestehenden Berechnungen modelliert. Die Unterschiede im Vergleich zu den bestehenden Berechnungen werden also nur von den ungleichen Materialparametern bzw. Stoffgesetzen bewirkt.

Die Grundwasserabsenkungen werden, wie schon in den bestehenden Berechnungen, hinter der Verbauwand hydrostatisch und in der Baugrube interpoliert durchgeführt (siehe Kapitel 2.2).

Die Berechnungsabläufe aller fünf Baugruben entsprechen dem tatsächlichen Bauablauf (Fachbach, 2004).

### 3.2 AUSWERTUNG

Alle fünf Baugruben werden individuell ausgewertet und die Ergebnisse der Berechnungen für die maßgebende Situation in folgender Reihenfolge dargestellt:

- Verformtes Netz mit maximaler globaler Verformung
- Inkrementelle deviatorische Dehnung nach Phi/C – Reduktion
- Sicherheitsfaktoren
- Verbauwandverformungen
- Biegemomente in der Verbauwand
- Setzungen der Geländeoberfläche
- Ankerkräfte
- Spannungspfade im p'-q-Diagramm

### 3.3 MATERIALKENNWERTE

Die in Tab. 6 und Tab. 7 dargestellten Bodenkennwerte für das HS-Modell wurden von (Fachbach, 2004) für die Berechnung der fünf Salzburger Baugruben verwendet. Die oberliegenden schluffigen Kies- und Feinsandschichten wurden als drainiert (D) und die darunterliegenden Seetonschichten 1 und 2 als undrainiert (UD) modelliert. In weiterer Folge werden die Berechnungen mit diesen Bodenkennwerte in den Texten und Abbildungen als „HS-alt“ bezeichnet.

Bezeichnungen	Typ	$\gamma$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$\gamma_{SAT}$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_{50\ ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{ur\ ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$E_{oed\ ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$\varphi'$ [°]	$\psi$ [°]	$c'$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$v_{ur}$ -	$p_{ref}$ [kN/m <sup>2</sup> ]	$m$ -
schluffiger Kies	D	18,95	22,45	52.000	208.000	52.000	35	5	2	0,20	100	0,00
schluffiger Feinsand	D	21,40	23,90	44.000	176.000	44.000	28	0	5	0,20	100	0,00
Feinsand (Seeton 1)	UD	20,20	24,20	37.600	150.400	37.600	26	0	30	0,20	100	0,30
Grobschluff (Seeton 2)	UD	20,20	24,20	52.400	209.000	52.400	26	0	30	0,20	100	0,75

Tab. 6: Bodenkennwerte, HS - alt

Bezeichnungen	$K_{0nc}$	$K_{0manual}$	$R_f$	$R_{inter}$	$k_x$ [m/d]	$k_y$ [m/d]
schluffiger Kies	0,426	0,55	0,90	0,67	2,59E+00	2,59E+00
schluffiger Feinsand	0,531	0,55	0,90	0,90	1,00E+00	1,00E+00
Feinsand (Seeton 1)	0,562	0,55	0,90	0,80	8,64E-03	8,64E-03
Grobschluff (Seeton 2)	0,562	0,55	0,90	1,00	8,64E-03	8,64E-03

Tab. 7: Bodenkennwerte, HS - alt, Fortsetzung

Für die in dieser Arbeit durchzuführenden Berechnungen werden die in Tab. 8 und Tab. 9 angeführten Bodenkennwerte für das HS-Modell verwendet und für das HSS-Modell werden zusätzlich die Parameter aus Tab. 10 benötigt. Der Einfachheit halber werden in weiterer Folge die Berechnungen mit dem HS-Modell als „HS“ und die mit dem HSS-Modell als „HSS“ bezeichnet.

Bezeichnung	Typ	$\gamma$	$\gamma_{SAT}$	$E_{50\ ref}$	$E_{ur\ ref}$	$E_{oed\ ref}$	$\varphi'$	$\psi$	$c'$	$v_{ur}$	$p_{ref}$	$m$
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	[kN/m <sup>2</sup> ]	-
schluffiger Kies	D	19,50	21,50	65.000	194.000	65.000	35	5	0	0,20	100	0,50
schluffiger Feinsand	D	20,00	20,50	40.000	120.000	40.000	32	0	2	0,20	100	0,60
Feinsand (Seeton 1)	UD	20,00	20,00	35.000	140.000	35.000	30	0	2	0,20	100	0,70
Grobschluff (Seeton 2)	UD	20,00	20,00	25.000	100.000	20.000	28	0	10	0,20	100	0,70

Tab. 8: Bodenkennwerte neu, HS-Modell

Unterschiede zwischen den neuen und alten Materialkennwerten sind in den Steifigkeitsparametern  $E_{50\ ref}$ ,  $E_{ur\ ref}$  und  $E_{oed\ ref}$  zu finden. Beträgt das Verhältnis  $E_{ur\ ref}$  zu  $E_{50\ ref}$  bzw.  $E_{oed\ ref}$  bei den alten Parametern für alle Böden 4/1, so wird bei den neuen Parametern für den schluffigen Kies und Feinsand 3/1 gewählt. Vor allem die Steifigkeit des Seeton 2 ist mit  $E_{50\ ref} = 25.000$  kN/m<sup>2</sup> und  $E_{ur\ ref} = 100.000$  kN/m<sup>2</sup> wesentlich geringer als bei den alten Parametern ( $E_{50\ ref} = 52.400$  kN/m<sup>2</sup> und  $E_{ur\ ref} = 209.000$  kN/m<sup>2</sup>). Der Reibungswinkel  $\varphi'$  für den Feinsand und die Seetone sind um 4° bzw. 2° höher als bei den alten Parametern. Die Kohäsion  $c'$  wird in den Seetonen erheblich von 30 kN/m<sup>2</sup> auf 2 kN/m<sup>2</sup> bzw. 10 kN/m<sup>2</sup> verringert. Für die Interfacelemente wird im neuen Modell einheitlich ein  $R_{inter}$  von 0,67 verwendet.

Bezeichnung	$K_{0nc}$	$K_{0manual}$	$R_f$	$R_{inter}$	$k_x$	$k_y$
	-	-	-	-	[m/d]	[m/d]
schluffiger Kies	0,426	0,55	0,90	0,67	8,64E+01	4,32E+01
schluffiger Feinsand	0,470	0,55	0,90	0,67	8,64E-01	8,64E-01
Feinsand (Seeton 1)	0,500	0,55	0,90	0,67	4,32E-03	4,32E-04
Grobschluff (Seeton 2)	0,531	0,55	0,90	0,67	8,64E-04	8,64E-05

Tab. 9: Bodenkennwerte neu, HS-Modell, Fortsetzung

Bezeichnung	$\gamma_{0,7}$	$G_o$
	[kN/m <sup>2</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]
schluffiger Kies	1,50E-04	242.000
schluffiger Feinsand	1,50E-04	150.000
Feinsand (Seeton 1)	2,00E-04	175.000
Grobschluff (Seeton 2)	2,00E-04	125.000

Tab. 10: Bodenkennwerte neu, HSS-Modell

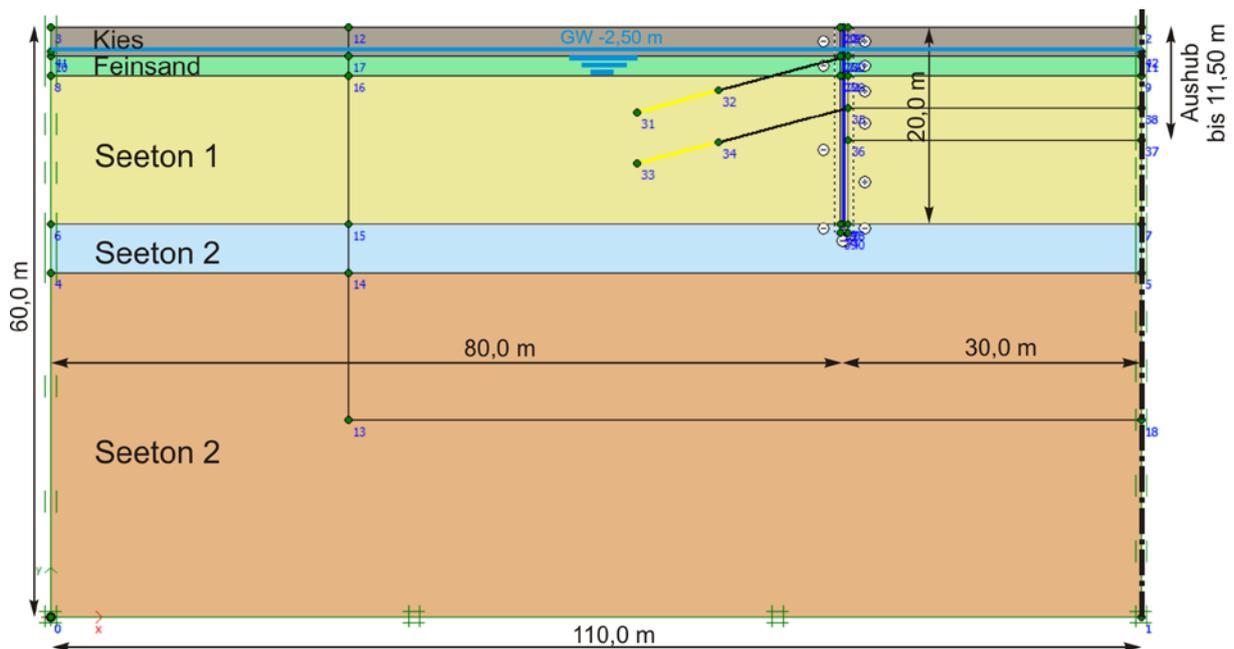
Alle fünf Salzburger Baugruben wurden mit verankerten oder ausgesteiften Schlitzwänden hergestellt. Im FE-Modell werden die Schlitzwände mit Kontinuumselementen mit den in Tab. 11 angeführten Materialkennwerten aus (Fachbach, 2004) berechnet. Grundsätzlich werden die Berechnungen mit elastischen Schlitzwänden durchgeführt. (Fachbach, 2004) führte seine Berechnung sowohl mit elastischen als auch mit elasto-plastischen Schlitzwänden durch. Für die elasto-plastische Variante verwendete er das Mohr-Coulomb Modell mit einem „tension cut-off“. Für die detaillierte Berechnung der Materialkennwerte wird auf (Fachbach, 2004) verwiesen. Es ergaben sich bei zwei Baugruben (Toskanatrakt, Penta-Hotel) Unterschiede in den Sicherheiten und Versagensmechanismen. Der Grund dafür, ist die unterschiedliche

Art der Schlitzwandmodellierung dieser zwei Baugruben, somit werden in dieser Arbeit die Verbauwände mit beiden Stoffgesetzen berechnet.

	<b>Modell</b>	$\gamma_{\text{unsat}}$	$\gamma_{\text{sat}}$	$E_{\text{ref}}$	$\nu$	$\varphi'$	$\psi$	$c'$	<b>tension cut-off</b>
		[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kN/m <sup>2</sup> ]	-	[kN/m <sup>2</sup> ]	[°]	[°]	[kN/m <sup>2</sup> ]
<b>Schlitzwand (d = 0,6 + 0,8 m)</b>	Elastisch	25,00	25,00	2,9*10E+07	0,20	-	-	-	-
<b>Schlitzwand (d = 0,6 + 0,8 m)</b>	MC	25,00	25,00	2,9*10E+07	0,20	40	0	3963	19.120

**Tab. 11:** Materialparameter Schlitzwand

### 3.4 BAUGRUBE KIESEL - GEBÄUDE



**Abb. 31:** Modellgeometrie Kiesel – Gebäude

Die in Abb. 31 dargestellte symmetrische Modellgeometrie der Baugrube Kiesel-Gebäude misst 110,0 x 60,0 m. Die Breite der Baugrube im Berechnungsausschnitt beträgt aufgrund der Symmetrieeigenschaften 30,0 m.

Der Untergrund besteht aus vier Bodenarten verschiedener Mächtigkeit, deren Eigenschaften unter Kapitel 3.2 beschrieben sind. Die 11,5 m tiefe Baugrube wird mittels einer durch zwei Ankerlagen gesicherten, 20,0 m tiefen und 0,8 m dicken Schlitzwand verbaut. Zur Abbildung der Interaktion zwischen Boden und Schlitzwand werden Interfaceelemente verwendet. Die Anker werden unter einem Winkel von  $15^\circ$  mit einer Gesamtlänge von 22,0 m eingebaut.

Der Grundwasserspiegel befindet sich in einer Tiefe von 2,5 m und muss auf das Endaushubniveau von 11,5 m abgesenkt werden.

Als Randbedingungen werden alle Modellränder horizontal und der untere Modellrand in beide Richtungen gesperrt.

### 3.4.1 MATERIALEIGENSCHAFTEN

Folgende, in Tab. 12 und Tab. 13 dargestellten Materialkennwerte werden zusätzlich zu den in Kapitel 3.2 angeführten verwendet.

Das schlaffe Balkenelement liegt in der vertikalen Achse des Schlitzwand - Kontinuumslements und liefert das um den Faktor  $10^5$  zu multiplizierende Biegemoment.

Die Stahlanker werden mit dem Abstand  $l_{spacing}$  von 2,2 m modelliert.

	Modell	EA	EI	$\nu$
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	-
<b>Balkenelement (d = 0,8 m)</b>	Elastisch	232,00	12,37	0,2

**Tab. 12:** Materialparameter schlaffes Balkenelement

	Modell	EA	$l_{spacing}$
		[kN/m]	[m]
<b>Anker (<math>\varnothing = 3,6</math> cm)</b>	Elastisch	$2,0 \cdot 10^5$	2,20

**Tab. 13:** Materialparameter Anker

### 3.4.2 BERECHNUNGSABLAUF

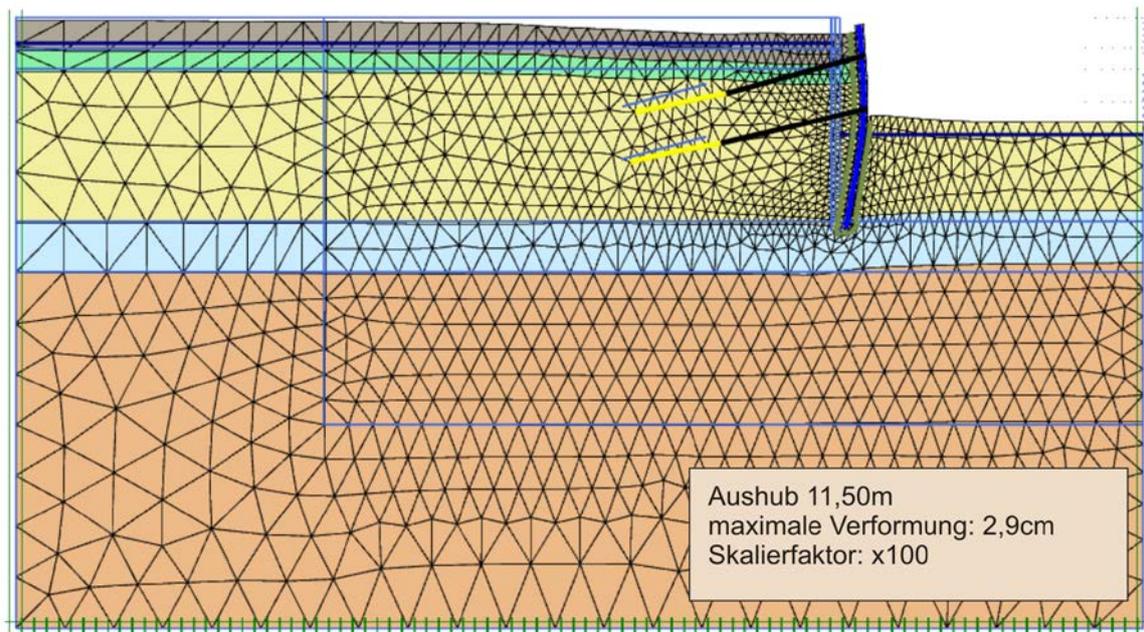
Die folgenden Berechnungsschritte werden aus (Fachbach, 2004) übernommen und entsprechen dem Bauablauf.

Nr.	Bezeichnung	Beschreibung
1	Initielle Phase (K0-Methode)	Die Porenwasserdrücke und effektiven Spannungen vor Baubeginn werden berechnet
2	Schlitzwand	Einbringen der Schlitzwand; „wished in place“; Verschiebungen werden auf 0 gesetzt.
3	Grundwasserabsenkung 1	Absenken des Grundwasserspiegels von -2,5 m auf -3,0 m
4	Aushub 1	Aushub bis -3,0 m Tiefe
5	Anker 1	Einbringen der ersten Ankerlage (Vorspannung 182 kN/m)
6	Grundwasserabsenkung 2	Absenken des Grundwasserspiegels von -3,0 m auf -8,2 m
7	Aushub 2	Aushub bis -8,2 m Tiefe
8	Anker 2	Einbringen der zweiten Ankerlage (Vorspannung 182 kN/m)
9	Grundwasserabsenkung 3	Absenken des Grundwasserspiegels von -8,2 m auf -11,5 m
10	Aushub 3	Aushub bis -11,5 m = Endaushubtiefe
11	Sicherheit (Phase 10)	Phi/C – Reduktion mit 400 Schritten zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus

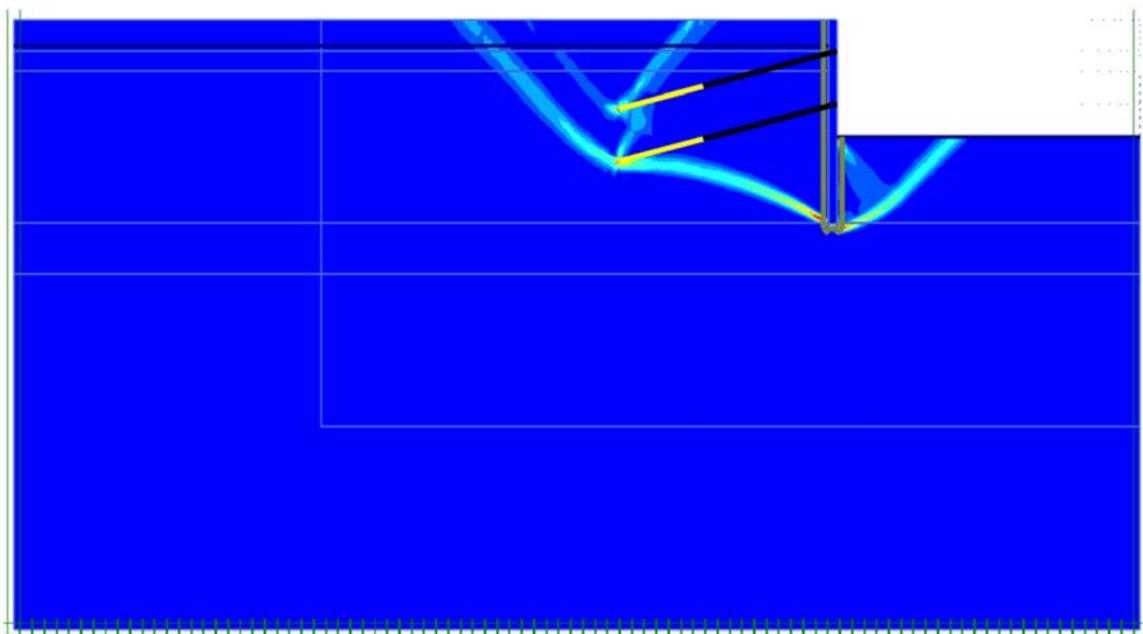
**Tab. 14:** Berechnungsablauf Kiesel-Gebäude

### 3.4.3 BERECHNUNGSERGEBNISSE

Das in 100-facher Skalierung gezeigte verformte Netz, bei einem Endaushubniveau von 11,5 m ist in Abb. 32 dargestellt. Es ergibt sich eine maximale Verformung von 2,9 cm. Außerdem sind die Randbedingungen und die Feinheit des FE-Netzes, bestehend aus 2.969 Elementen und 24.308 Knoten, ersichtlich.

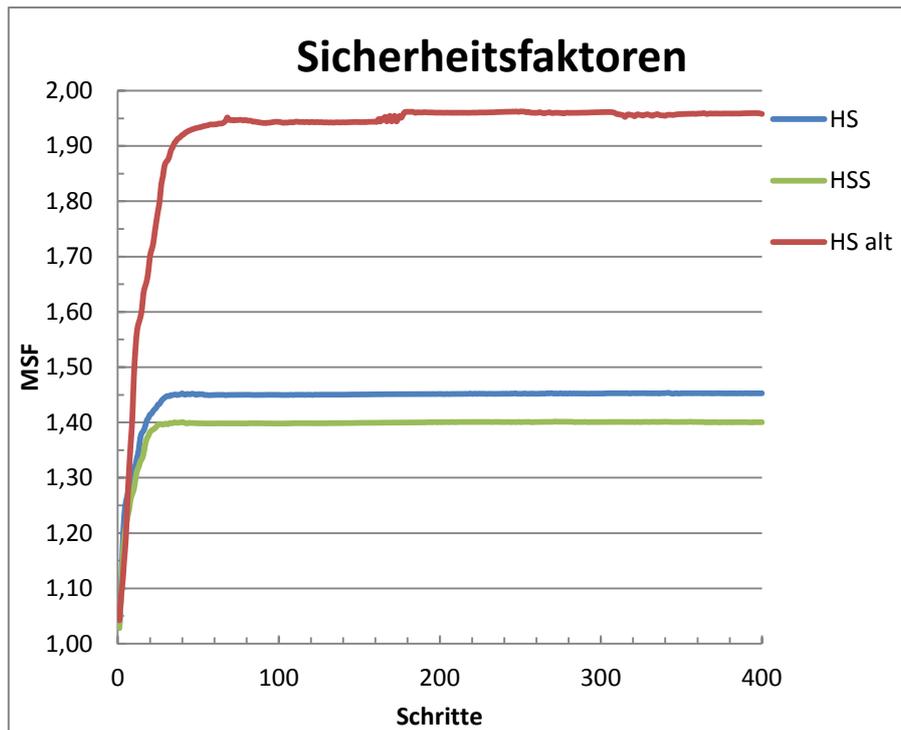


**Abb. 32:** Verformtes Netz – Endaushubniveau, Kiesel Gebäude, HSS - Modell



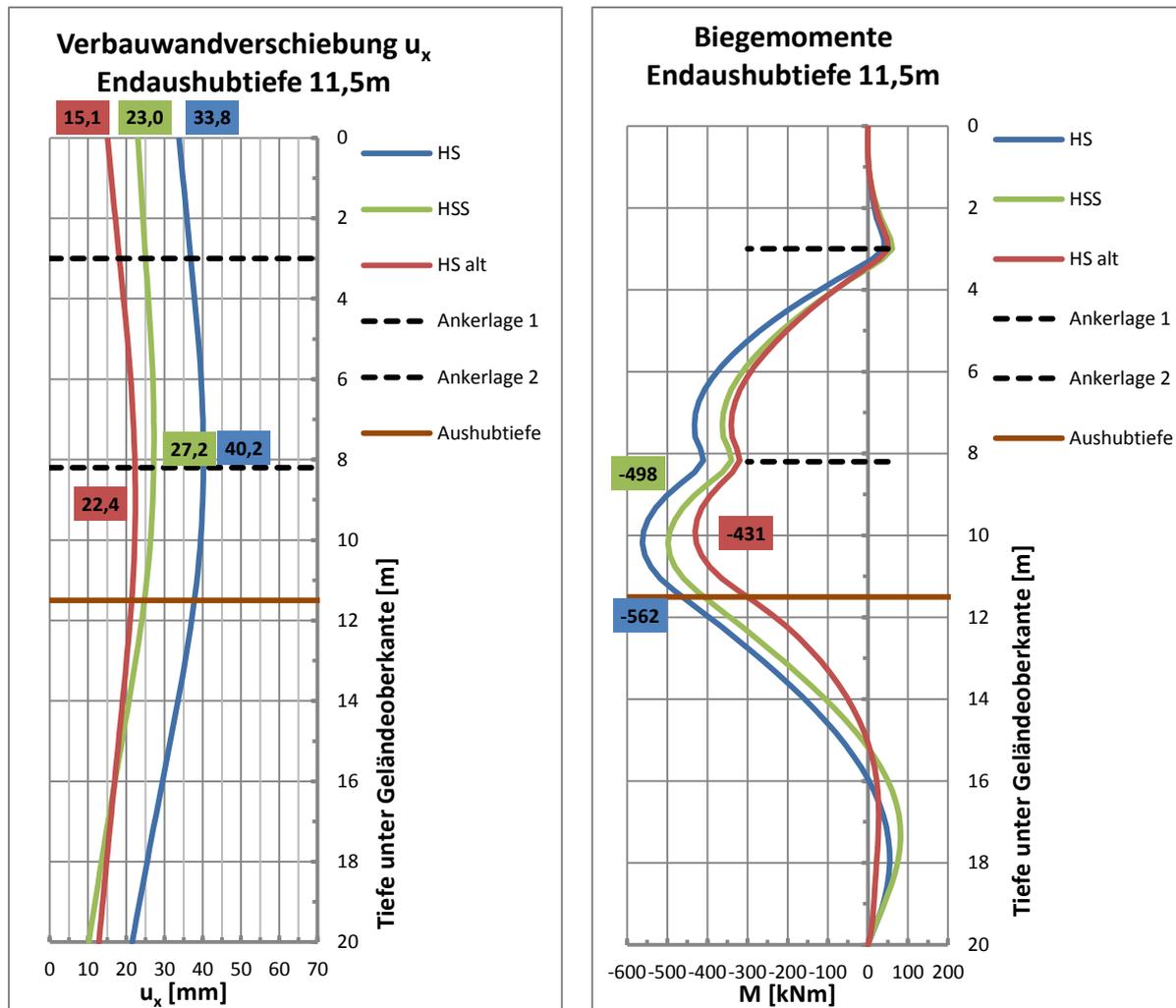
**Abb. 33:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Kiesel - Gebäude Phi/C - Reduktion (400 Schritte)

Aus den in Abb. 33 dargestellten inkrementellen deviatorischen Dehnungen nach der Phi/C – Reduktion ist ein klarer Versagensmechanismus erkennbar.



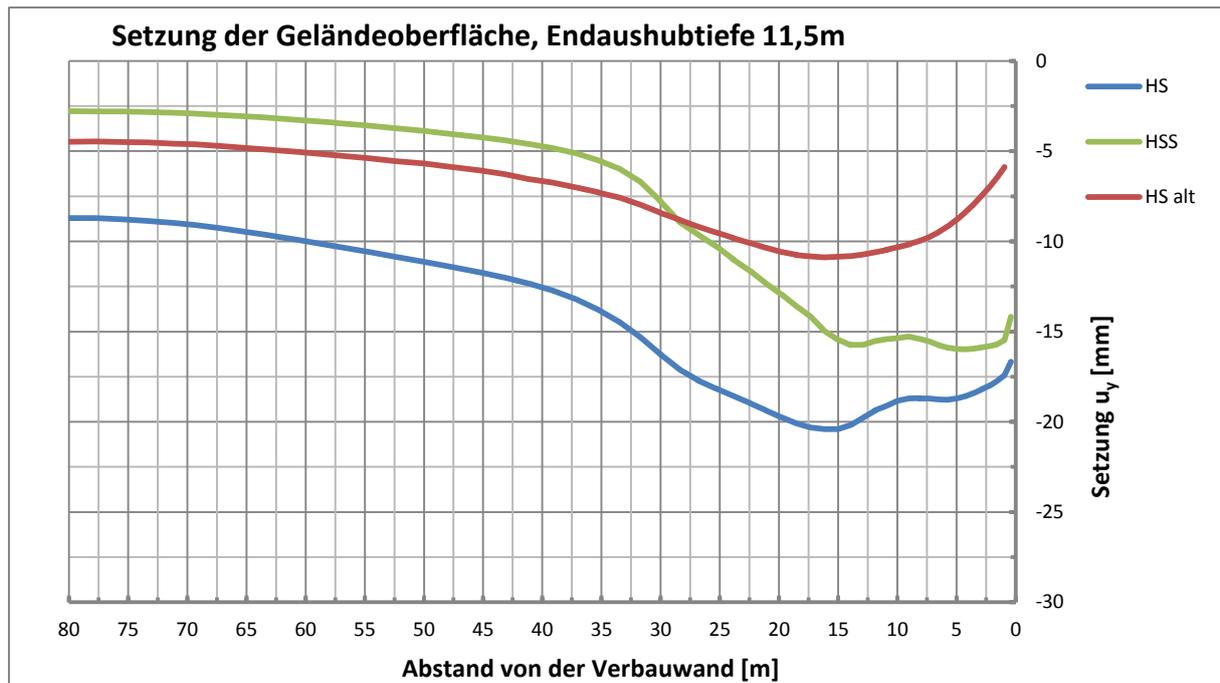
**Abb. 34:** Sicherheitsfaktoren Kiesel - Gebäude

Die in Abb. 34 ersichtlichen Sicherheitsfaktoren sind bei den neuen Materialkennwerten für das HS-Modell 1,45 und für das HSS-Modell 1,40. Die Berechnung mit dem HS-alt ergibt eine Sicherheit von 1,96. Dieser Unterschied ist durch die hohe Kohäsion von  $c' = 30 \text{ kN/m}^2$  in den Seetonschichten begründet.



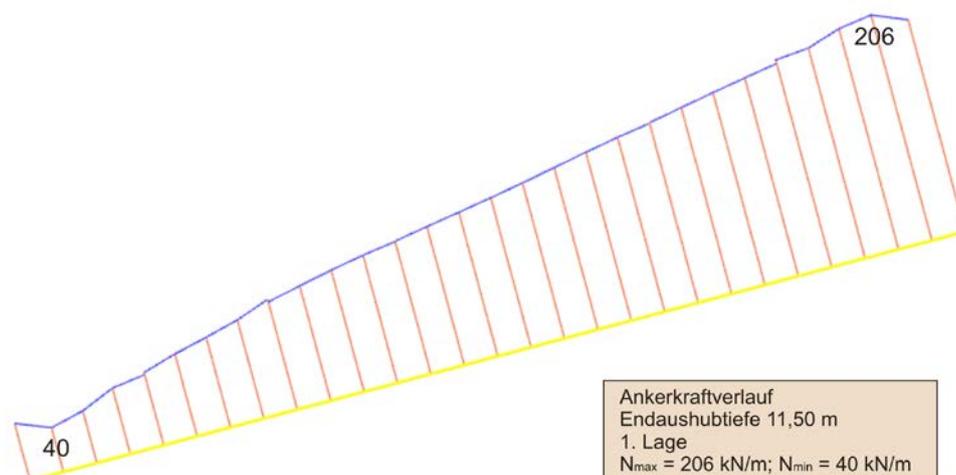
**Abb. 35:** Verbauwandverformung und Biegemomente, Kiesel - Gebäude

Für die in Abb. 35 dargestellten Verbauwandverformungen wird die Maximal- und Kopfverformung angegeben. Die erhaltenen Werte für die Kopfverformung  $u_x$  betragen für das HS-Modell 34 mm, für das HSS-Modell 23 mm und das HS-alt Modell liefert 15 mm. Im rechten Diagramm sind die Biegemomente der Verbauwand ersichtlich. Die Maximalwerte betragen je nach Modell 431, 498 und 562 kNm.



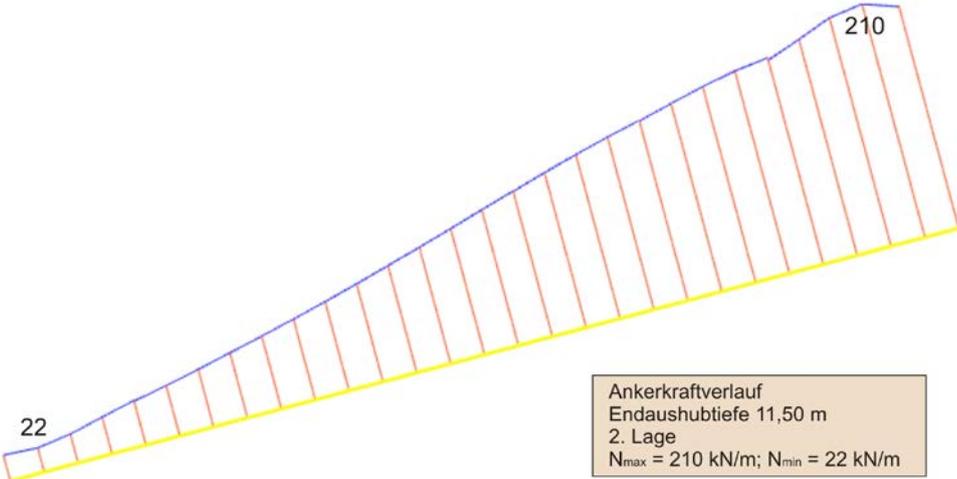
**Abb. 36:** Setzungen der Geländeoberfläche, Kiesel - Gebäude

Abb. 36 zeigt die errechneten Setzungen der Geländeoberfläche aller 3 Modelle bei einem Aushubniveau von 11,5 m. Vergleicht man die Ergebnisse des HS- und HSS-Modells so ist die Form der Setzungskurve nahezu identisch. Im HSS-Modell stellen sich erwartungsgemäß etwas geringere Setzungen ein als im HS-Modell.



**Abb. 37:** Ankerkraftverlauf, 1. Lage

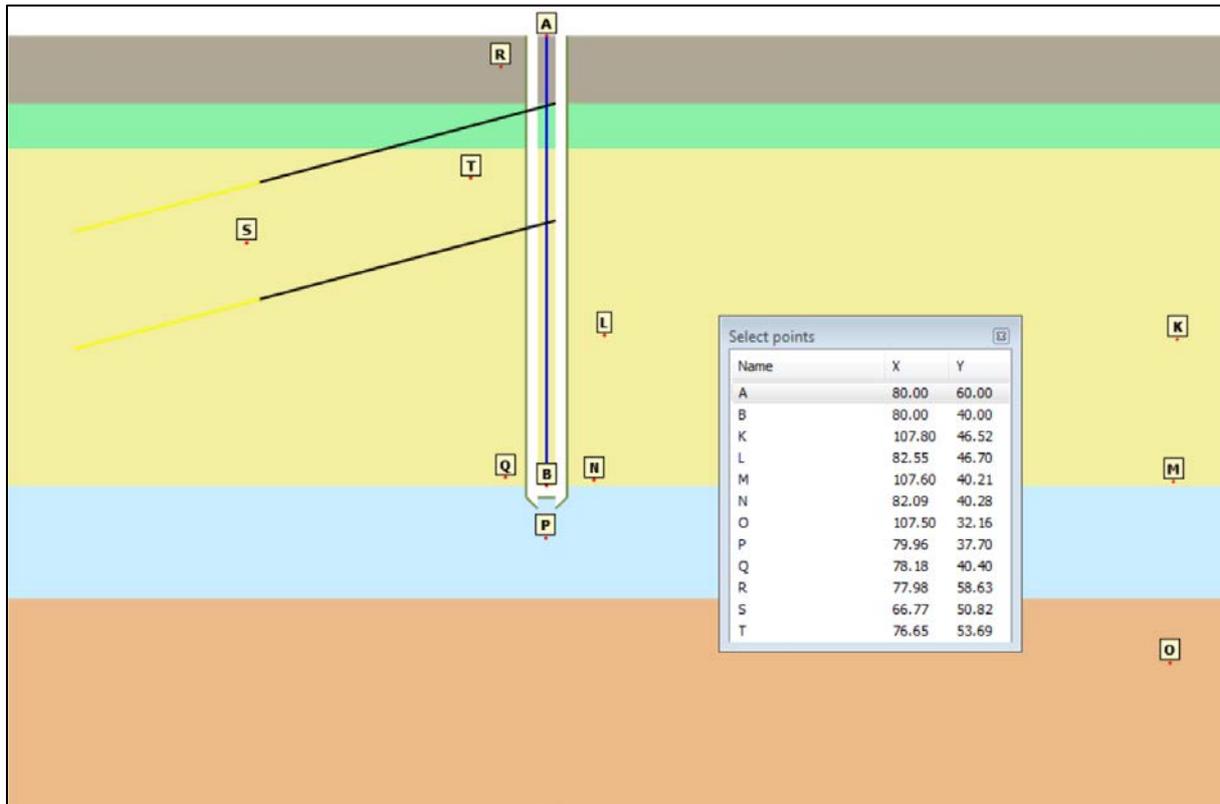
In Abb. 37 und Abb. 38 sind die Normalkraftverläufe des Verpresskörpers beider Ankerlagen, bei einem Aushubniveau von 11,5 m, für das HSS-Modell dargestellt. Die maximale Normalkraft in der 1. Ankerlage beträgt 206 kN/m und ist somit geringer als in der 2. Ankerlage (210 kN/m). Die minimale Normalkraft in der 1. Ankerlage beträgt 40 kN/m, in der 2. Ankerlage 22 kN/m.



**Abb. 38:** Ankerkraftverlauf, 2. Lage

### 3.4.4 SPANNUNGSPFADE

In Abb. 39 ist die Lage der Gaußpunkte für die Spannungspfade dargestellt. Es werden drei Punkte im Bereich der Baugrubenmitte und sieben Punkte im Bereich vor und hinter der Schlitzwand, jeweils in verschiedenen Höhen, gewählt. Der Koordinatenursprung befindet sich in der unteren linken Ecke des Modells.



**Abb. 39:** Lage der Spannungspunkte, Kiesel - Gebäude

Abb. 40 bis Abb. 44 zeigen effektiven Spannungspfade der gewählten Spannungspunkte, wobei in Abb. 41 und Abb. 42 der Spannungspfad und die Porenwasserunter- bzw. überdrücke  $p_{excess}$  für den Punkt M im Detail dargestellt werden. Jeder Spannungspfad beinhaltet den in 3.4.2 dargestellten Bauablauf (ohne  $\Phi/C$  – Reduktion). Die schwarzen rautenförmigen Markierungen repräsentieren das Ende eines jeweiligen Berechnungsschrittes.

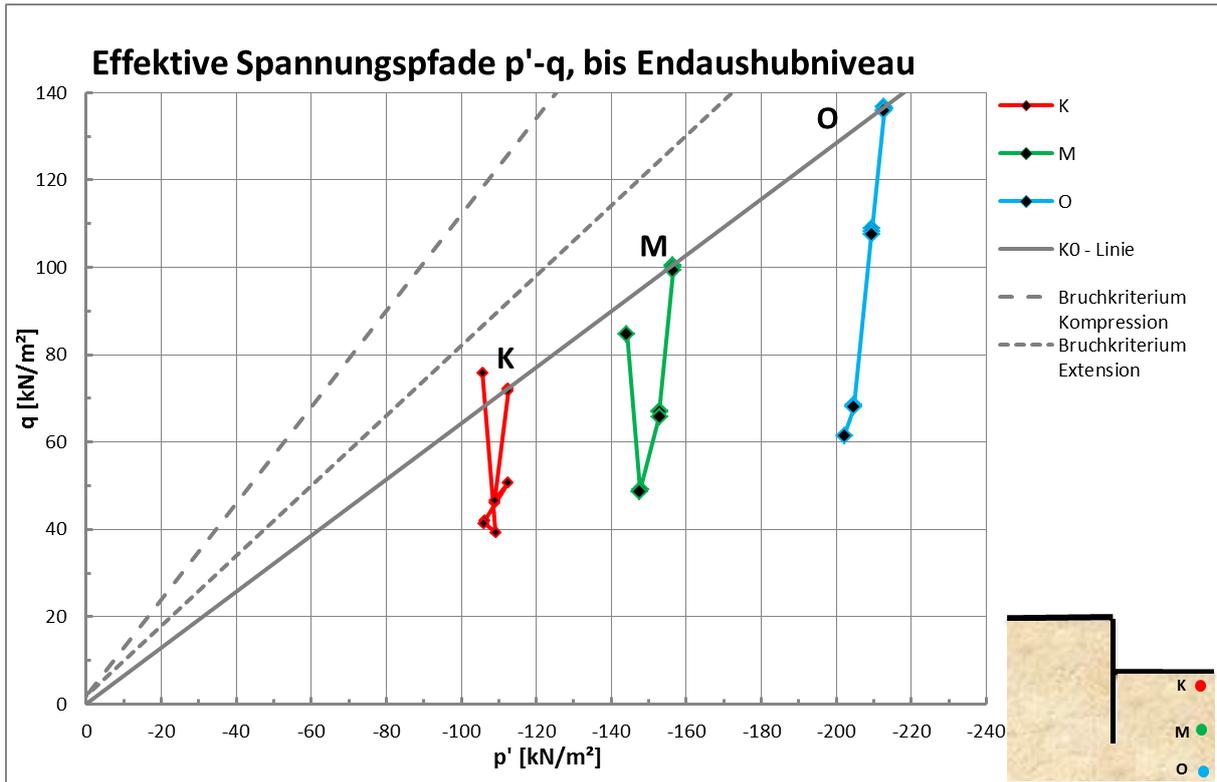


Abb. 40: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: K, M, O

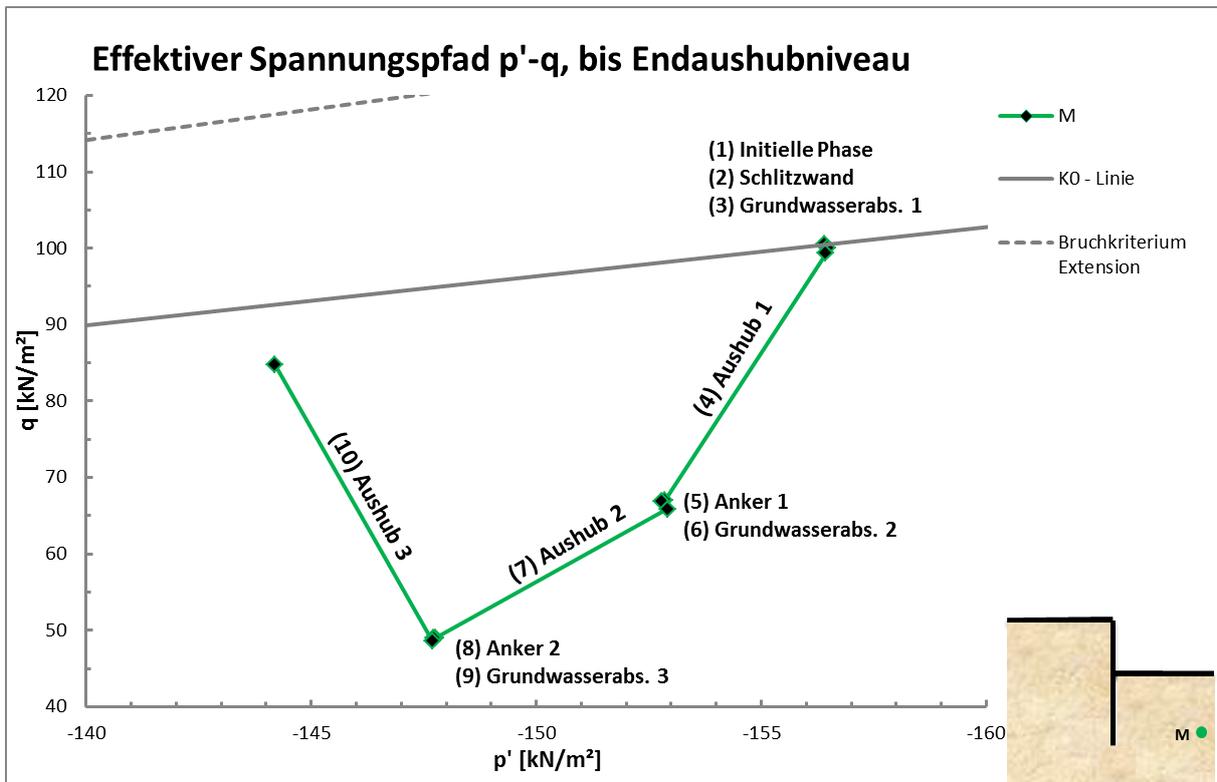


Abb. 41: Effektiver Spannungspfad  $p'$ - $q$ , Punkt M im Detail

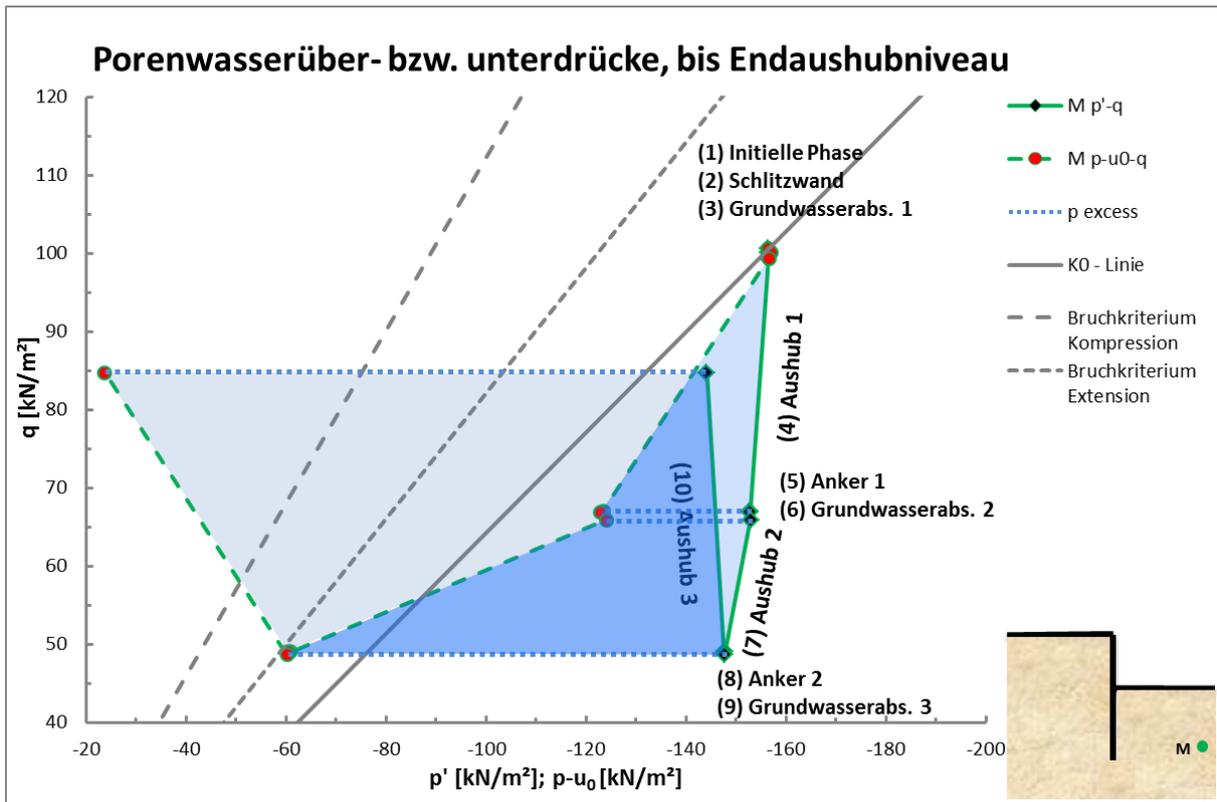


Abb. 42: Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke,  $p_{excess}$  [kN/m<sup>2</sup>], bis Endaushubniveau, Punkt M

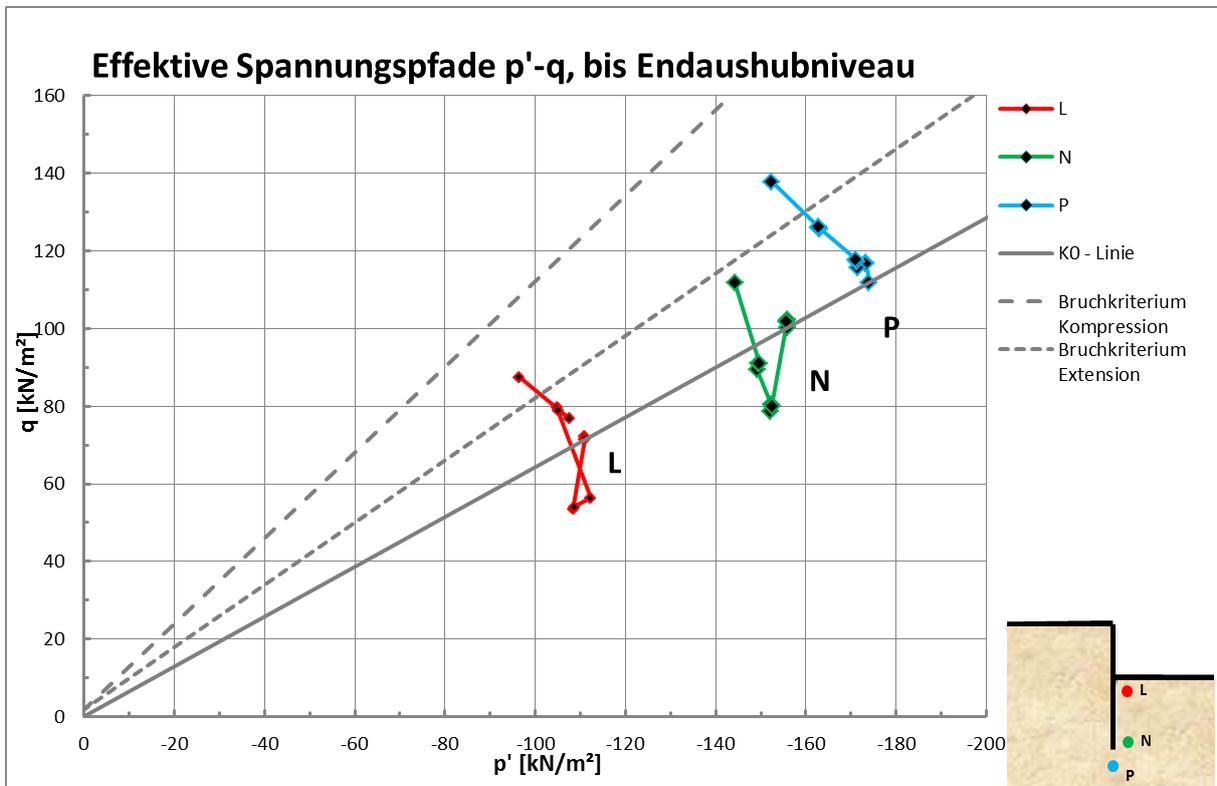


Abb. 43: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: L, N, P

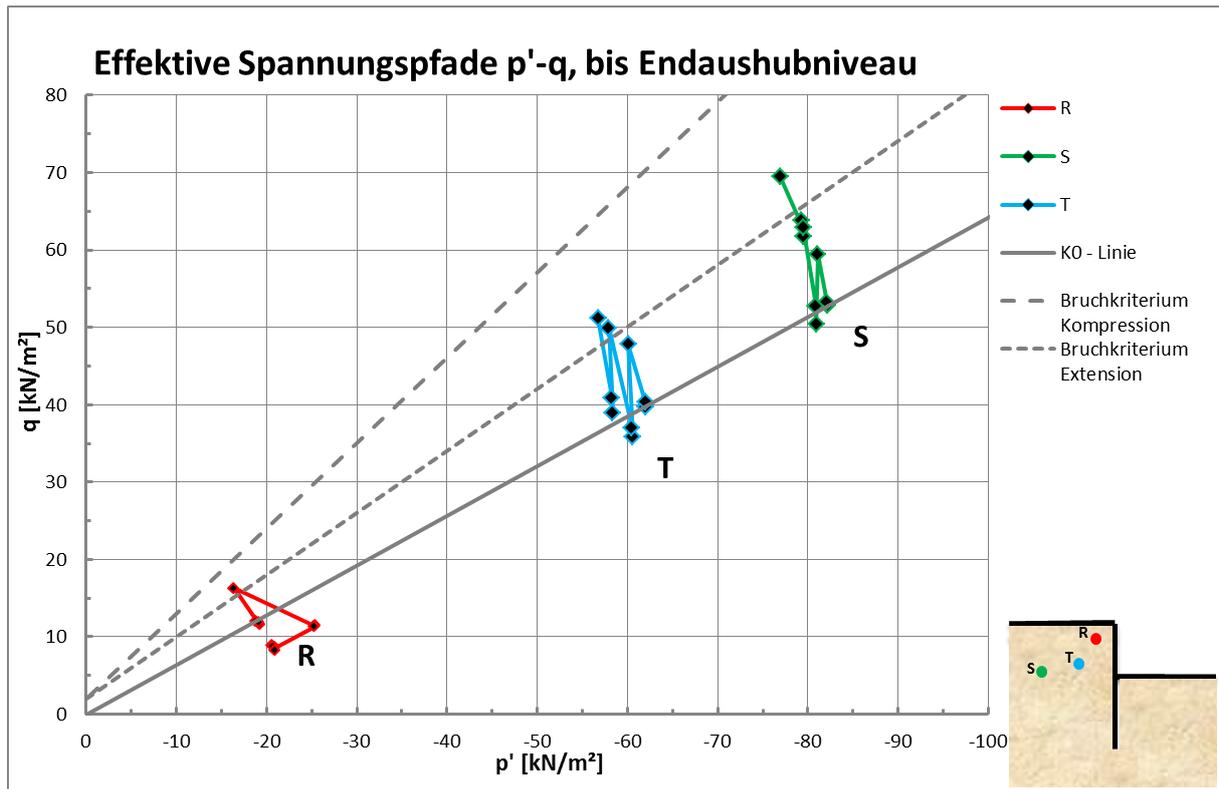
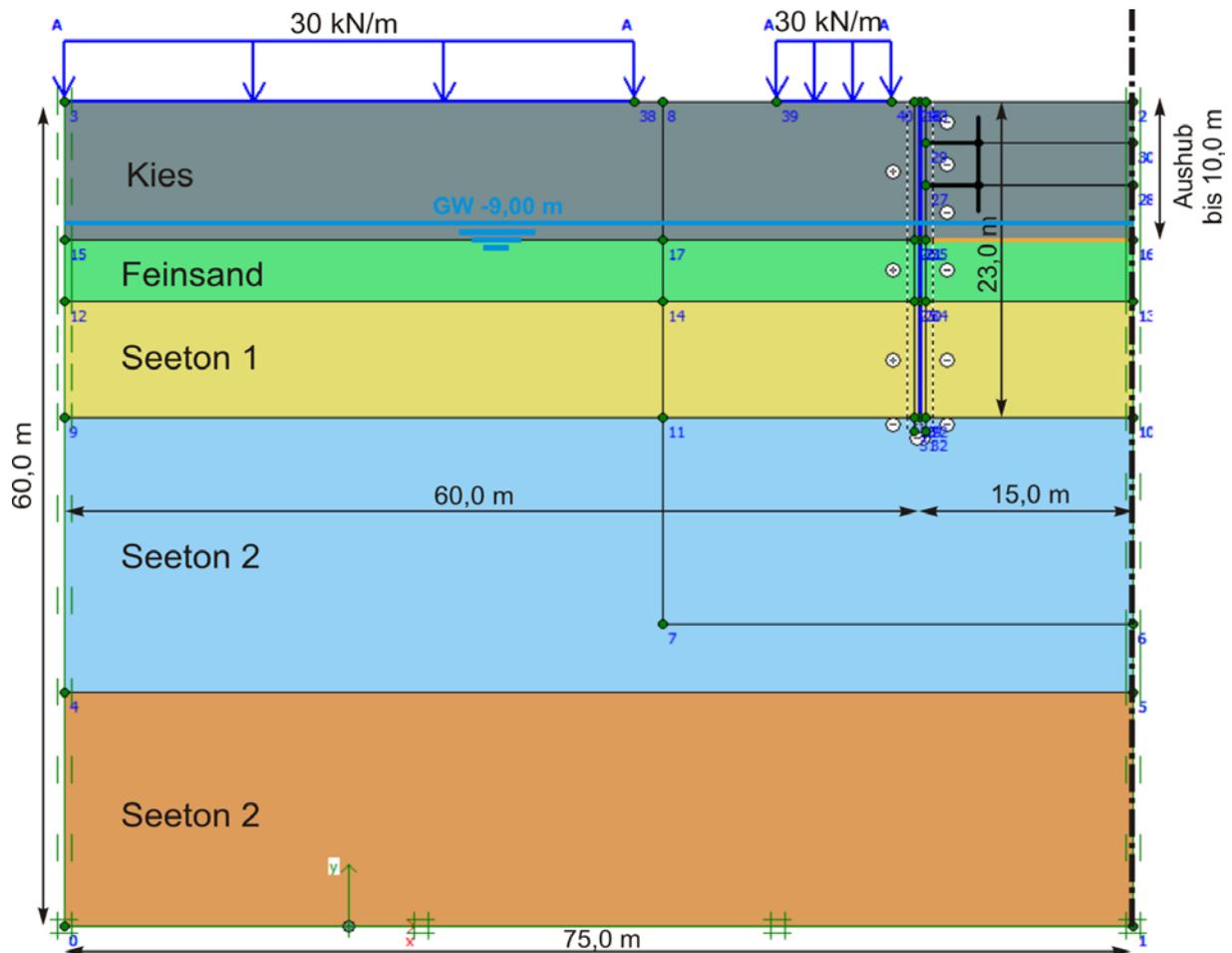


Abb. 44: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: R, S, T

### 3.5 BAUGRUBE TOSKANATRAKT



**Abb. 45:** Modellgeometrie Toskanatrakt

Der in Abb. 45 dargestellte symmetrische Berechnungsausschnitt der Baugrube Toskanatrakt hat eine Höhe von 60,0 m und eine Breite von 75,0 m. Im Modell beträgt die Breite der Baugrube aufgrund der symmetrischen Bedingungen 15,0 m.

Der Untergrund wird mit den in Kapitel 3.2 beschriebenen vier Bodenarten modelliert, wobei die Kiesschicht bis zum Endaushubniveau in einer Tiefe von 10,0 m reicht. Die Baugrubensicherung erfolgt mit einer durch 2 Steifenlagen gesicherten, 80 cm dicken und 23,0 m tiefen Schlitzwand. Zur Abbildung der Interaktion zwischen Boden und Schlitzwand werden Interfaceelemente verwendet.

Der Grundwasserspiegel befindet sich in einer Tiefe von 9,0 m und muss für den dritten Aushubschritt auf eine Tiefe von 10,0 m abgesenkt werden. Aufgrund der bestehenden Nachbarbebauung werden 2 Auflasten mit jeweils 30 kN/m angesetzt.

Als Randbedingungen werden alle Modellränder horizontal und der untere Modellrand in beide Richtungen gesperrt.

### 3.5.1 MATERIALEIGENSCHAFTEN

Die in Tab. 15 bis Tab. 17 gezeigten Materialkennwerte werden zusätzlich zu den in Kapitel 3.2 angeführten verwendet. Das schlaffe Balkenelement liegt in der vertikalen Achse des Schlitzwand - Kontinuumelements und liefert das um den Faktor  $10^5$  zu multiplizierende Biegemoment. Die Bodenplatte und die Steifenlagen bestehen aus Beton und werden linear elastisch modelliert.

	Modell	EA	EI	w	v
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	[kN/m/m]	-
<b>Bodenplatte (d = 1,0 m)</b>	Elastisch	$29 \cdot 10^6$	$2,417 \cdot 10^6$	25,00	0,2

**Tab. 15:** Materialparameter Bodenplatte

	Modell	EA	EI	v
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	-
<b>Balkenelement (d = 0,8 m)</b>	Elastisch	232,00	12,37	0,2

**Tab. 16:** Materialparameter schlaffes Balkenelement

	Modell	EA	$l_{\text{spacing}}$
		[kN/m]	[m]
<b>Steifenlagen</b>	Elastisch	$17,40 \cdot 10^6$	1,00

**Tab. 17:** Materialparameter Steifenlagen

### 3.5.2 BERECHNUNGSABLAUF

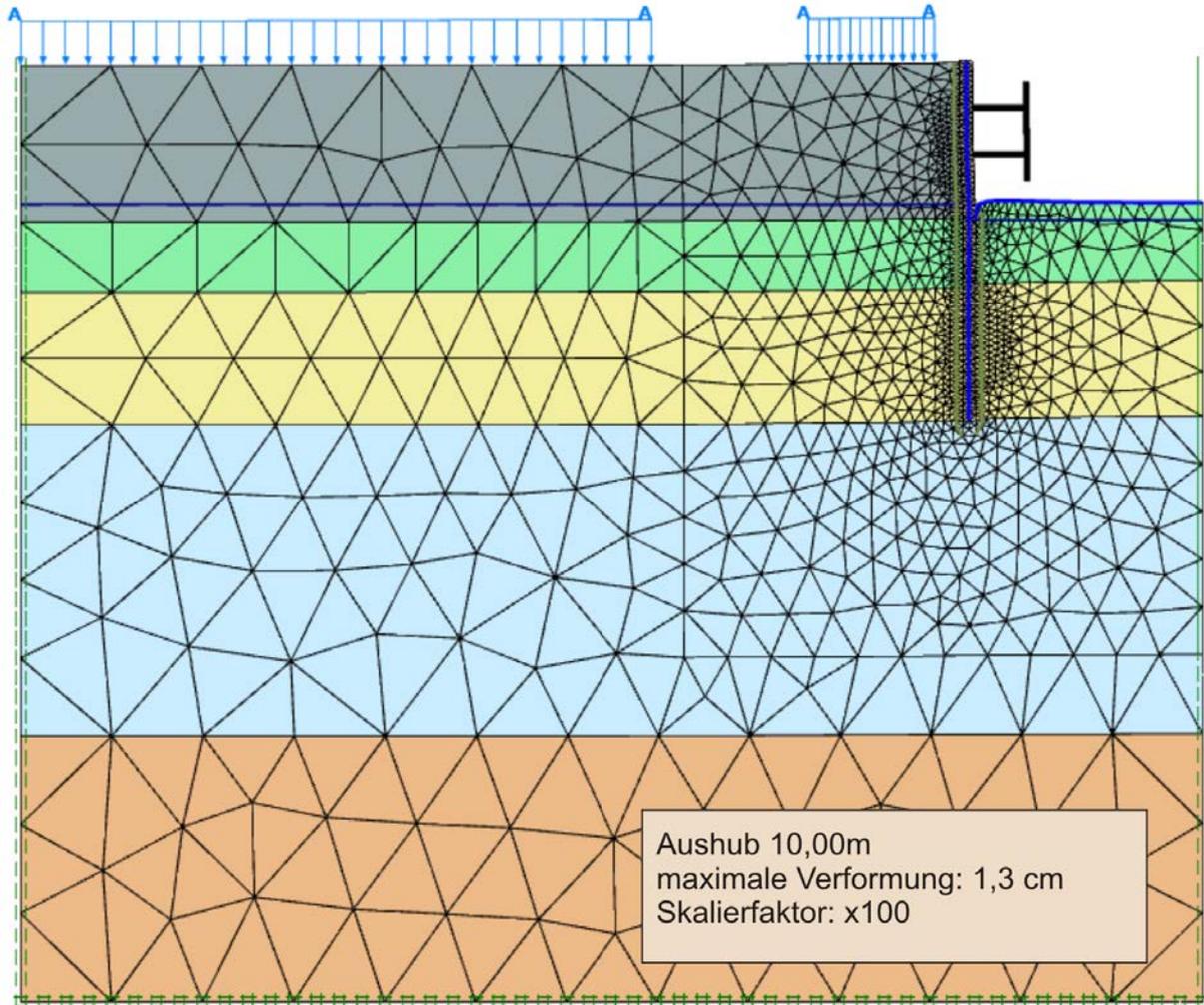
Die folgenden Berechnungsschritte werden aus (Fachbach, 2004) übernommen und entsprechen dem Bauablauf.

Nr.	Bezeichnung	Beschreibung
1	Initielle Phase (K0-Methode)	Die Porenwasserdrücke und effektiven Spannungen vor Baubeginn werden berechnet
2	Lasten	Die gegebenen Lasten (Sohlpressung der Nachbarbauten) werden aufgebracht
3	Schlitzwand	Einbringen der Schlitzwand; „wished in place“; Verschiebungen werden auf 0 gesetzt.
4	Aushub 1	Aushub bis -3,3 m Tiefe
5	Steife 1	Einbringen der ersten Steifenlage
6	Aushub 2	Aushub bis -6,6 m Tiefe
7	Steife 2	Einbringen der zweiten Steifenlage
8	Grundwasserabsenkung	Absenken des Grundwasserspiegels von -9,0 m auf -10,0 m
9	Aushub 3	Aushub bis -10,0 m = Endaushubtiefe
10	Bodenplatte	Aktivierung der Bodenplatte
11	Sicherheit (Phase 9)	Phi/C – Reduktion mit 400 Schritten zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus

**Tab. 18:** Berechnungsablauf Toskanatrakt

### 3.5.3 BERECHNUNGSERGEBNISSE

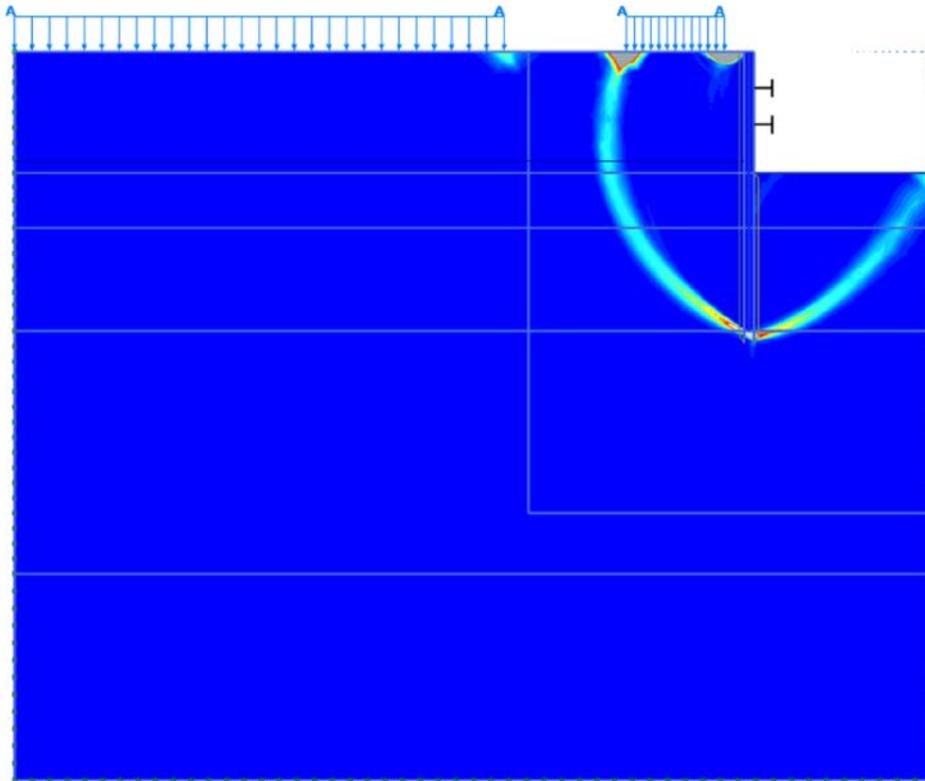
Die Darstellung des verformten Netzes nach erfolgtem Aushub erfolgt in 100-facher Skalierung und zeigt eine maximale Verformung von 1,3 cm (Abb. 46). Außerdem ist die Feinheit der Diskretisierung ersichtlich (2.412 Elemente, 19.997 Knoten).



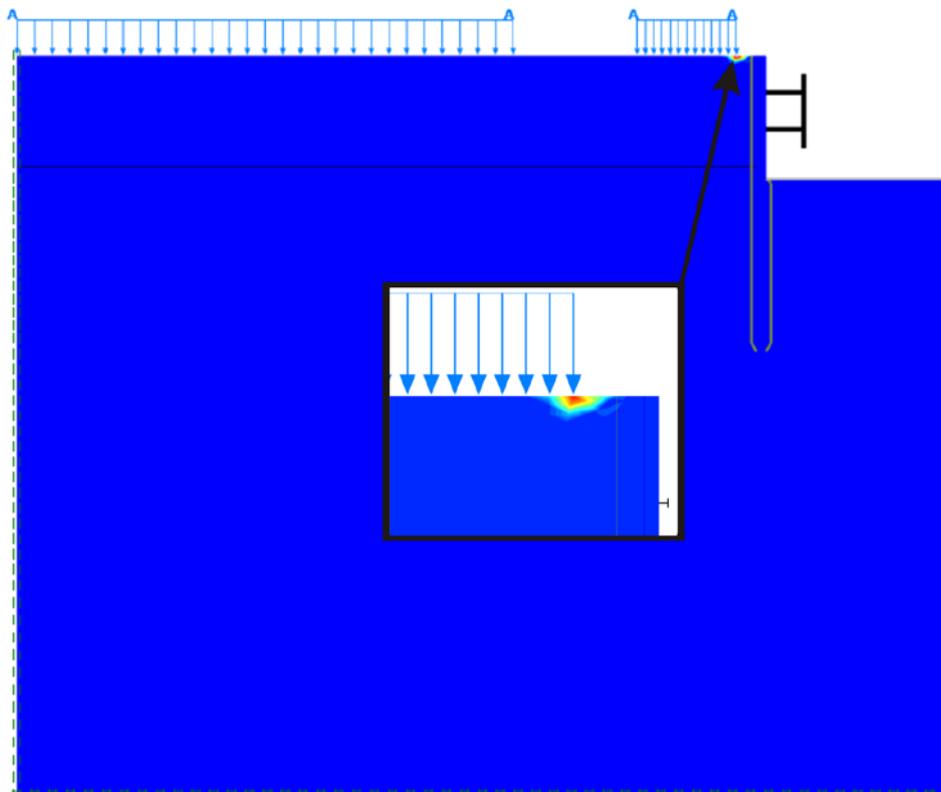
**Abb. 46:** Verformtes Netz - Endaushubniveau, Toskanatrakt, HSS – Modell

Der in Abb. 47 gezeigte Versagensmechanismus bei elastischer Schlitzwand ist bis zum 50. Berechnungsschritt der Phi/C – Reduktion ersichtlich. Setzt man die Phi/C – Reduktion fort bildet sich ein lokaler Grundbruch an der Geländeoberkante aus (Abb. 48). Somit ist keine gesicherte Aussage über die vorliegenden Sicherheitsfaktoren möglich, da sich die in Abb. 50 (Bereich B) errechneten Sicherheiten auf den lokalen Grundbruch beziehen. Die im Bereich A dargestellten Maximalwerte können als konservative Sicherheitsfaktoren herangezogen werden, da Berechnungen ohne die Auflasten (kein lokaler Grundbruch, aber Wegfall der negativ wirkenden Auflasten) höhere Sicherheiten ergeben.

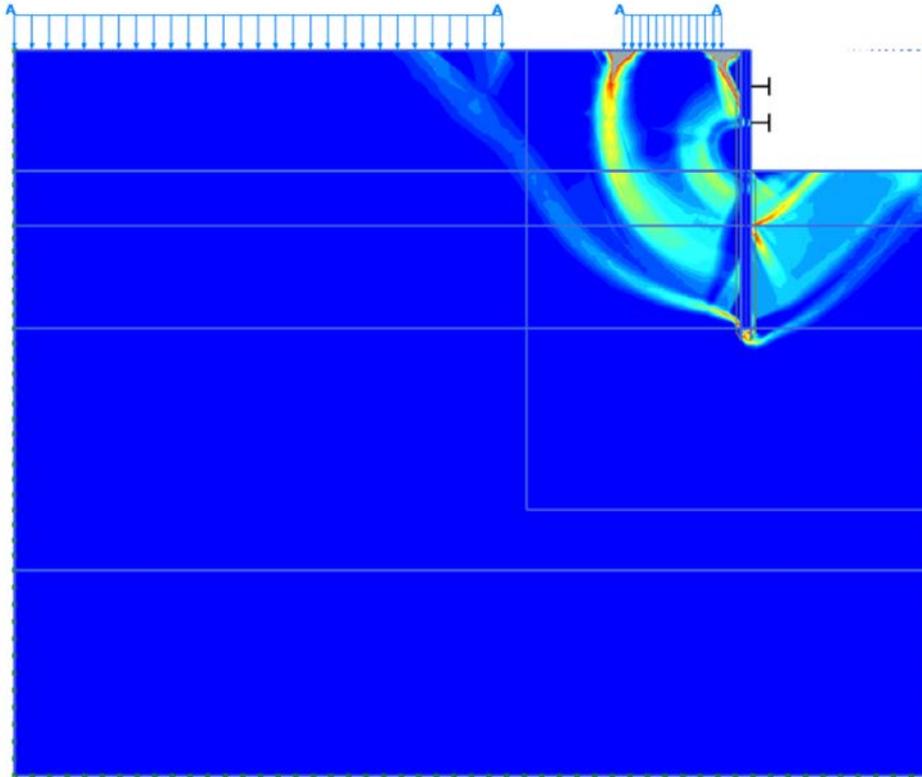
Wählt man für die Schlitzwand das Mohr-Coulomb Modell (Tab. 11: Materialparameter Schlitzwand) errechnet sich der nach 400 Berechnungsschritten in Abb. 49 dargestellte Versagensmechanismus.



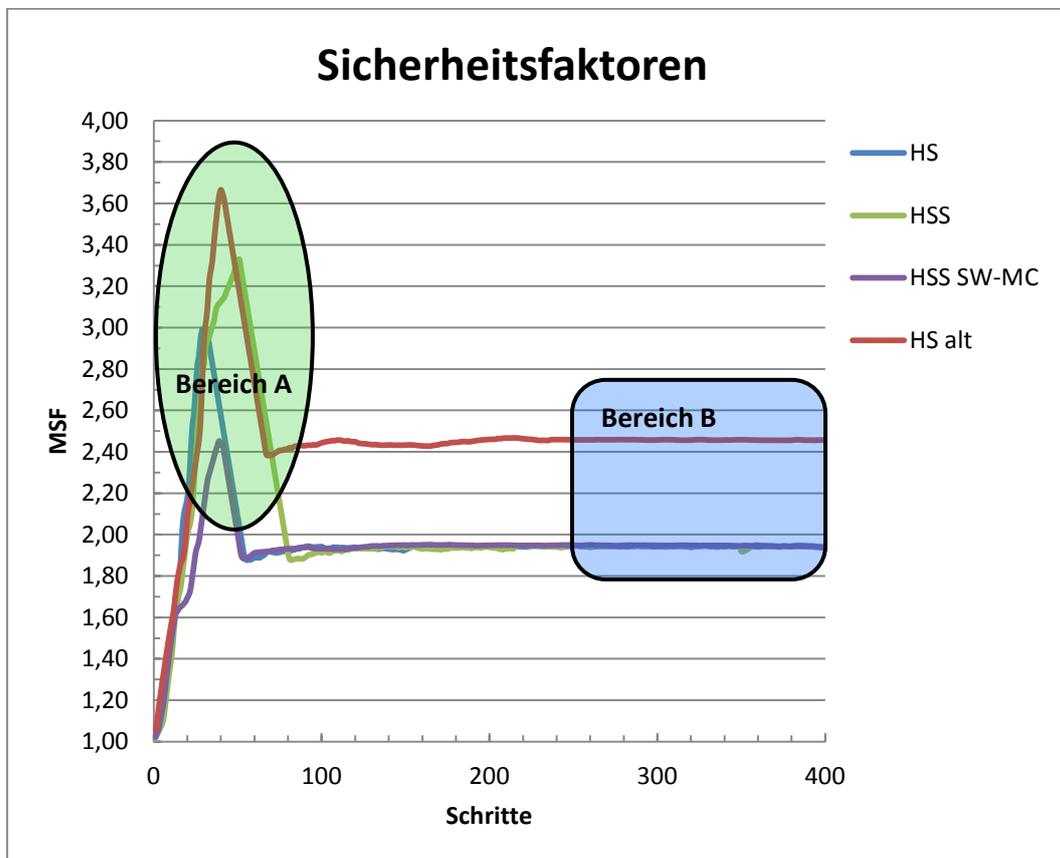
**Abb. 47:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C - Reduktion (50 Schritte), Toskanatrakt, SW elastisch



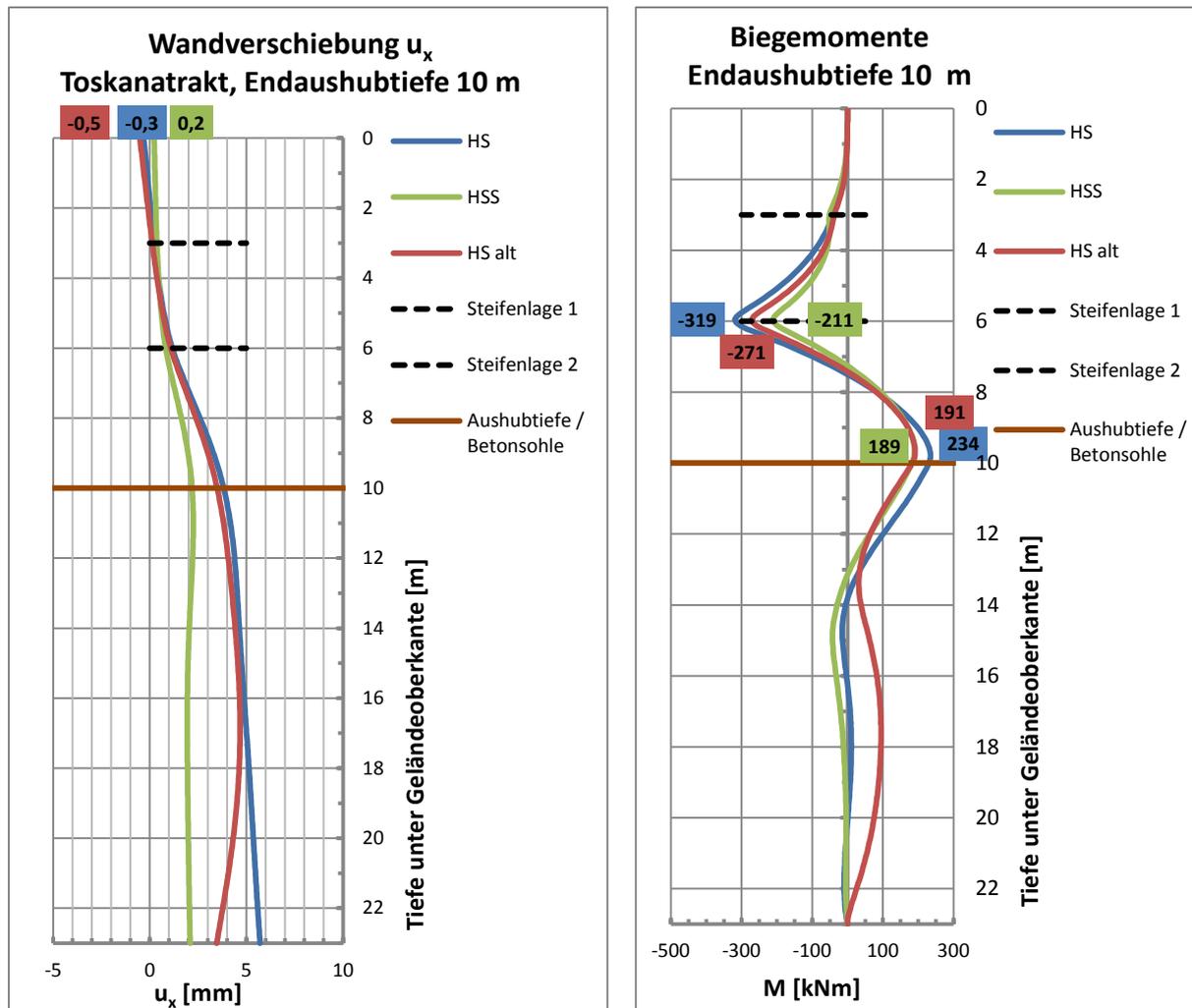
**Abb. 48:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C - Reduktion (400 Schritte), Toskanatrakt, SW elastisch



**Abb. 49:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C – Reduktion (400 Schritte), Toskanatrakt, SW MC

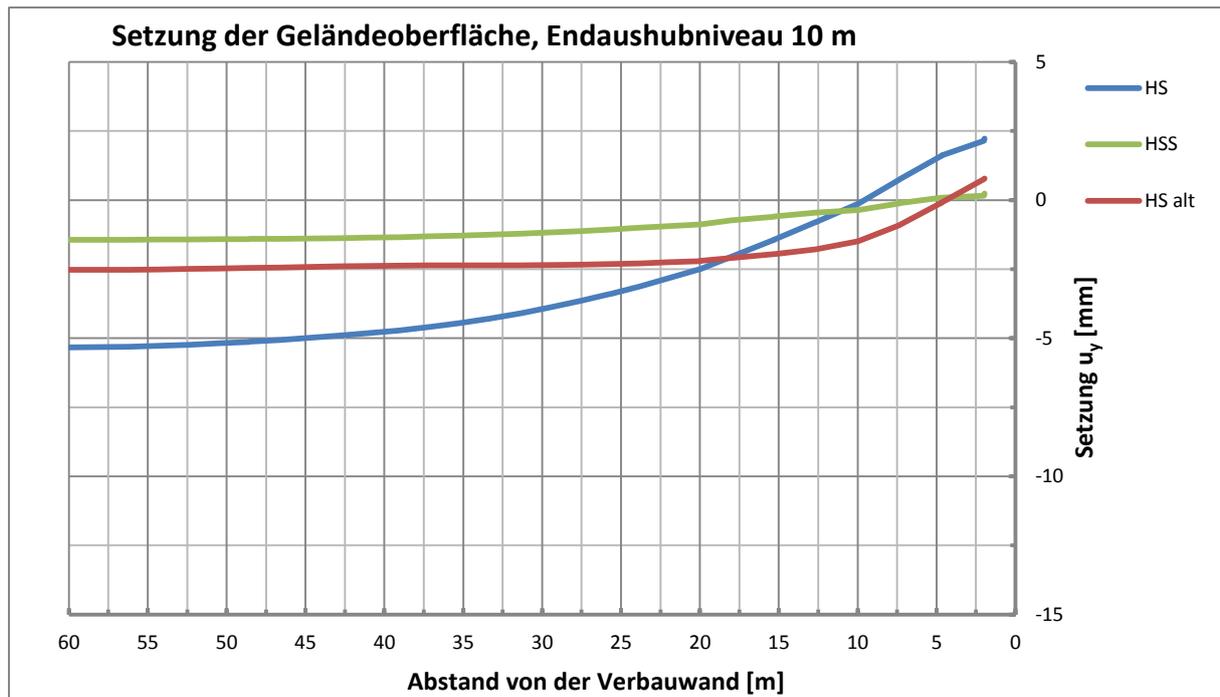


**Abb. 50:** Sicherheitsfaktoren Toskanatrakt



**Abb. 51:** Wandverformung und Biegemomente, Toskanatrakt

Für die in Abb. 51 dargestellten Verbauwandverformungen wird die Kopfverformung angegeben. Die erhaltenen Werte für die Kopfverformung  $u_x$  betragen für das HS-Modell -0,3 mm, für das HSS-Modell 0,2 mm und das HS-alt Modell liefert -0,5 mm. Der Verlauf der Wandverschiebung ist für alle Stoffgesetze bis zur Endaushubtiefe nahezu identisch. Im Bereich der Endaushubtiefe bis zum Verbauwandfuß ergeben sich für das HSS-Modell erwartungsgemäß geringere Verschiebungen als für die HS-Modelle. Im rechten Diagramm die minimalen und maximalen Biegemomente der Verbauwand ersichtlich. Diese betragen für das HS-Modell -319 / +234 kNm, für das HSS-Modell -211 / +189 kNm und für das HS-alt Modell -271 / +191 kNm.



**Abb. 52:** Setzungen der Geländeoberfläche, Toskanatrakt

In Abb. 52 sind die Setzungen der Geländeoberfläche vom linken Modellrand bis zur Verbauwand dargestellt. Das HSS-Modell liefert im Vergleich zu den beiden HS-Modellen geringere Setzungen und eine geringere Hebung im Bereich der Schlitzwand.



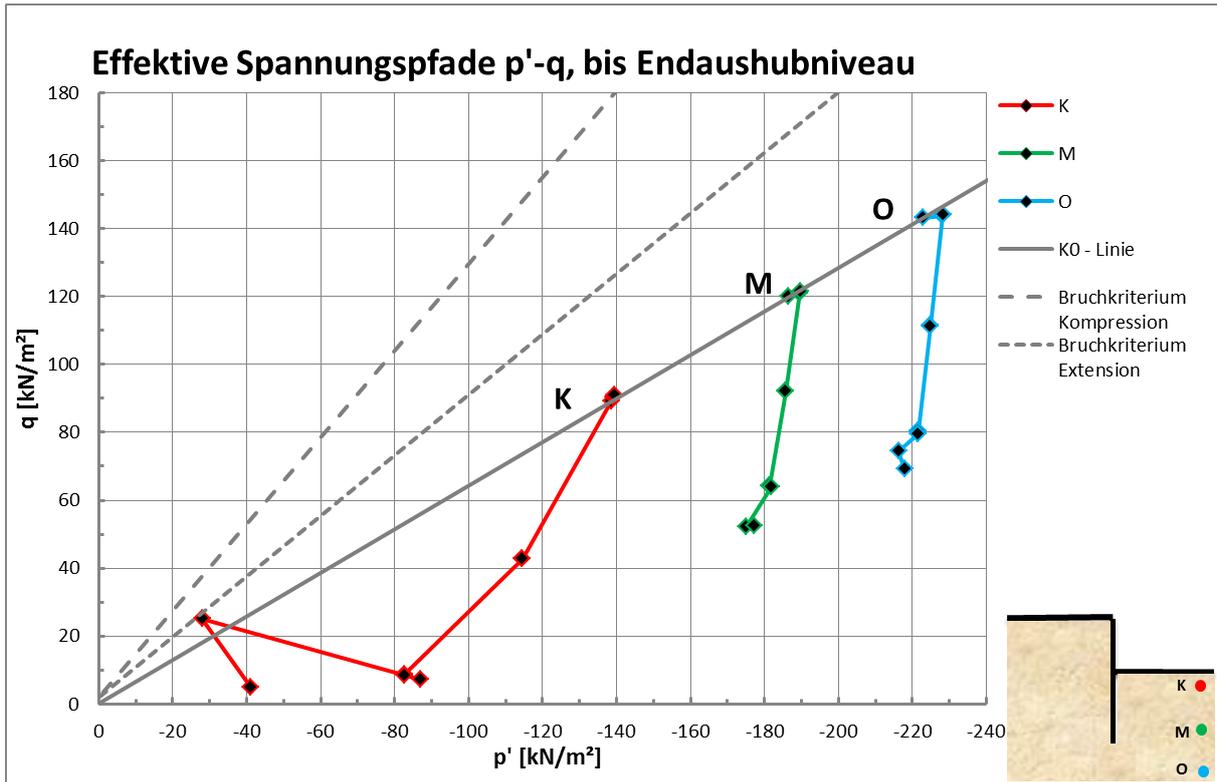


Abb. 54: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: K, M, O

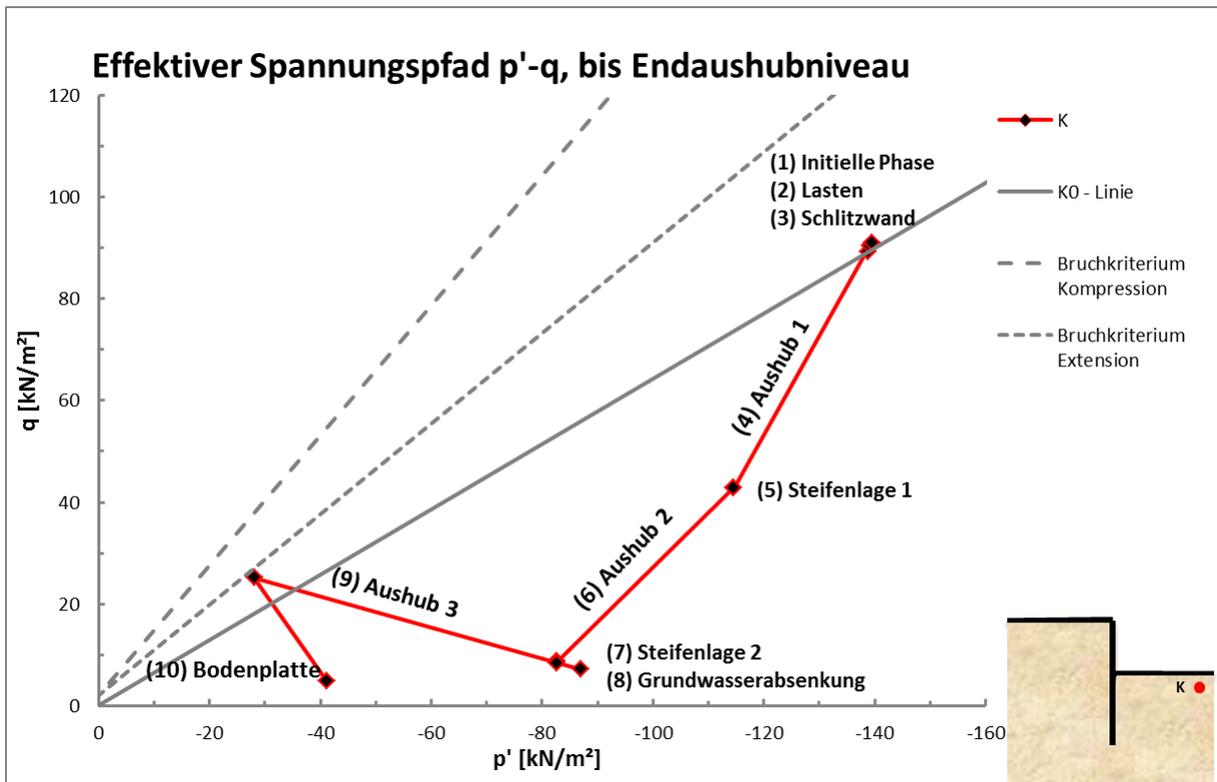


Abb. 55: Effektiver Spannungspfad  $p'$ - $q$ , Punkt K im Detail

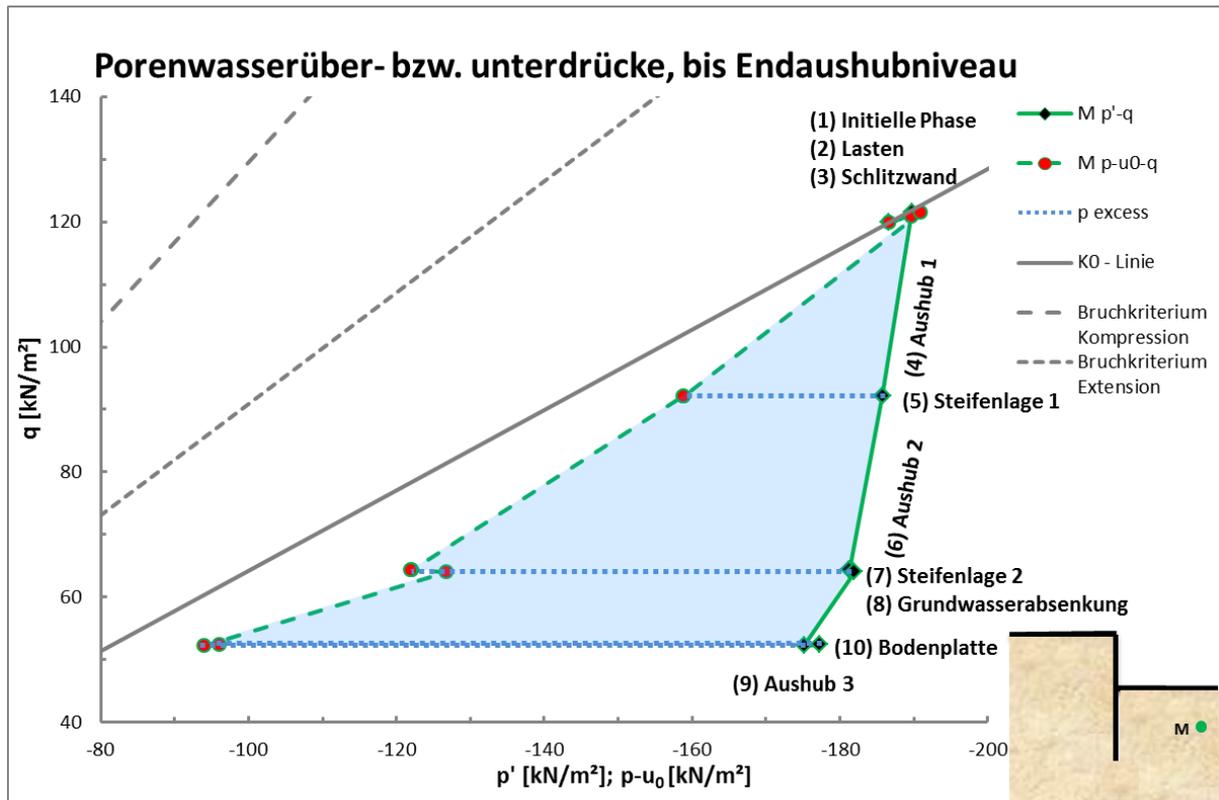


Abb. 56: Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke,  $p_{excess}$  [kN/m<sup>2</sup>], bis Endaushubniveau, Punkt M

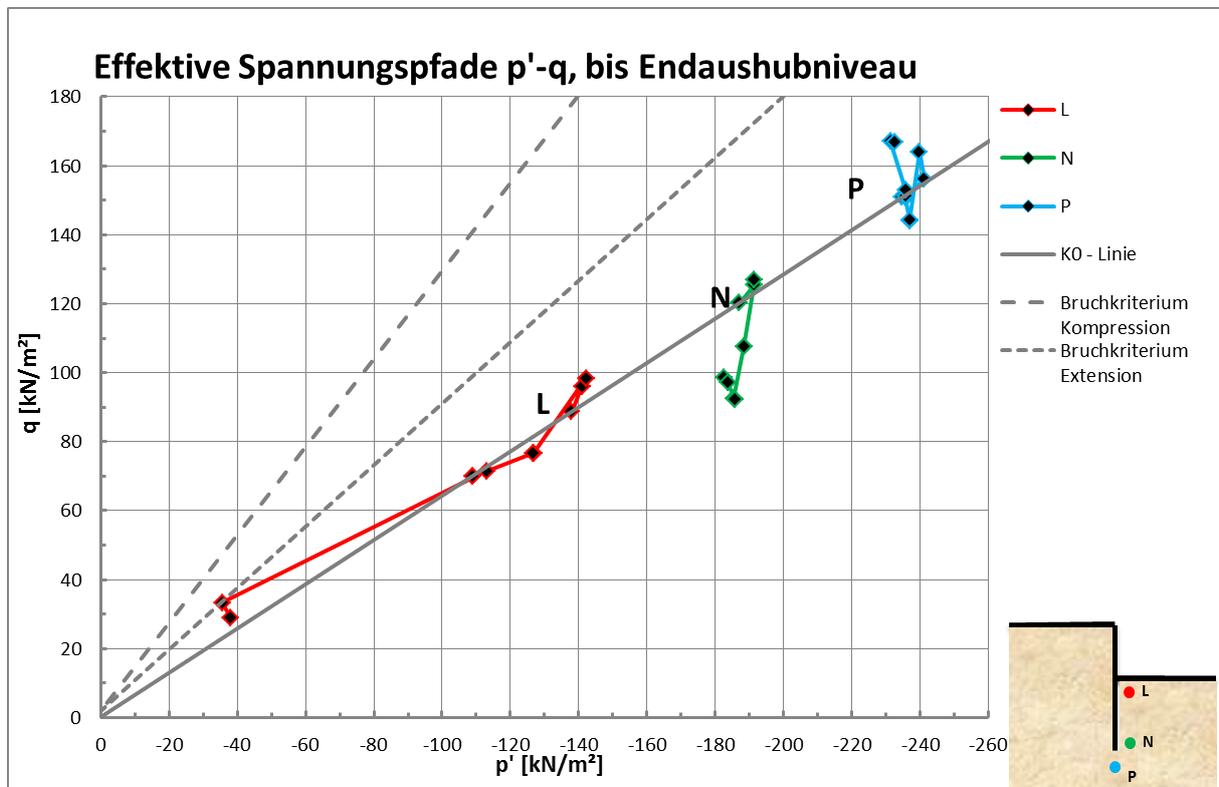


Abb. 57: Effektive Spannungspfade  $p'-q$ , Punkte: L, N, P

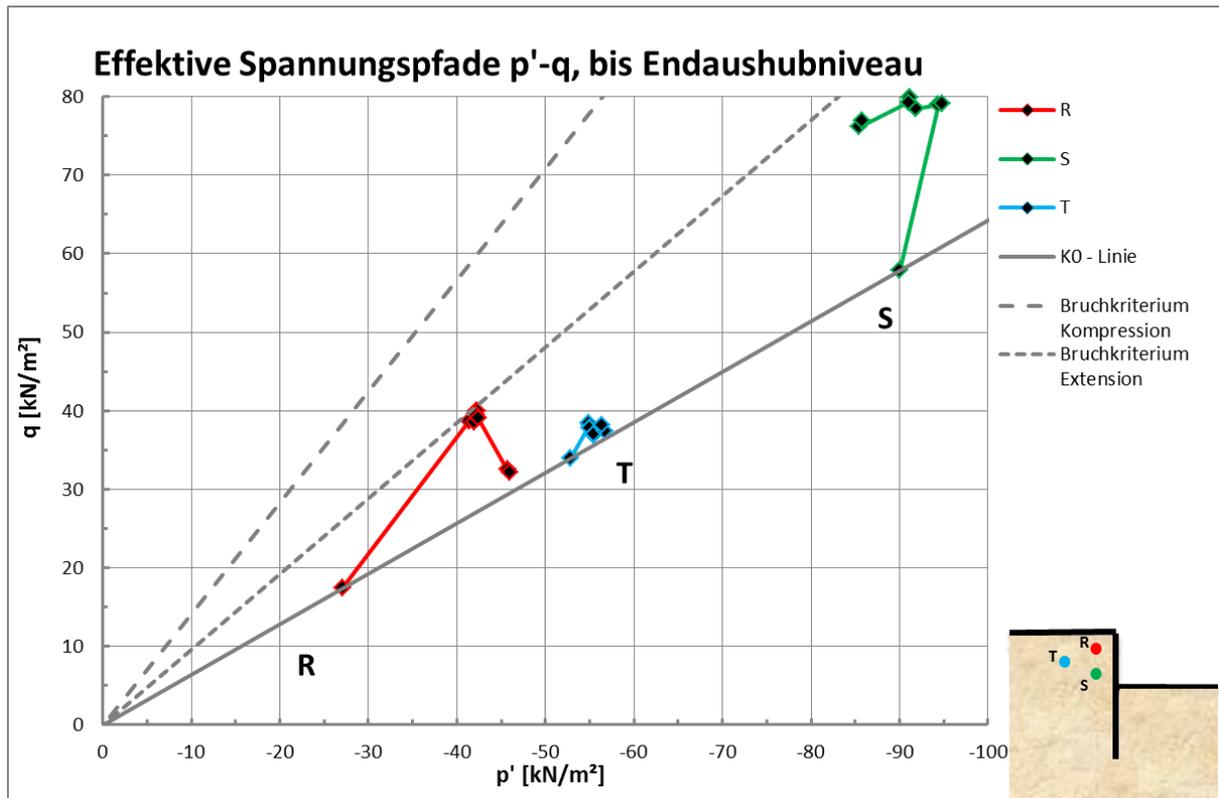
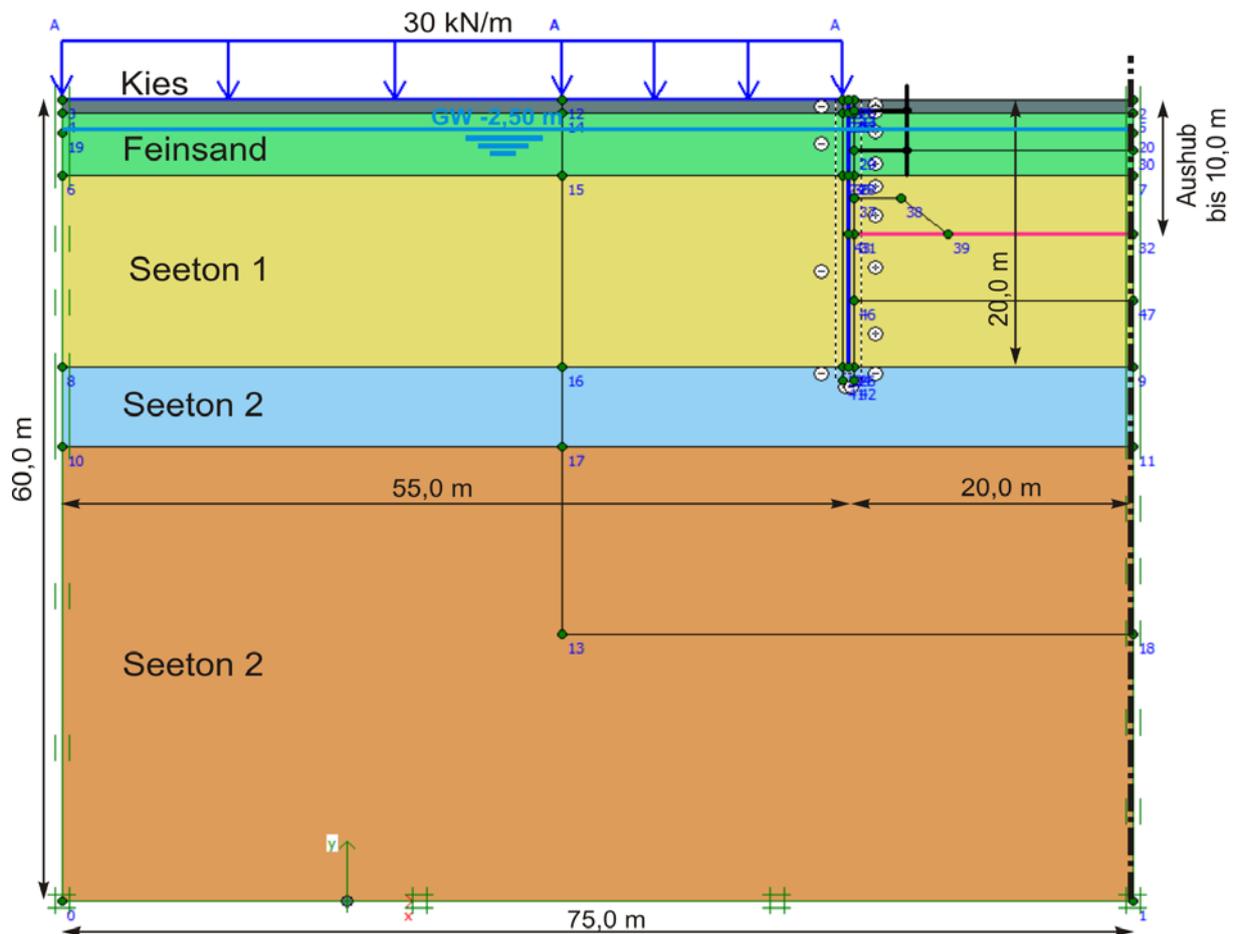


Abb. 58: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: R, S, T

### 3.6 BAUGRUBE ARBEITSMARKTVERWALTUNG



**Abb. 59:** Modellgeometrie AMV

Der in Abb. 59 dargestellte symmetrische Berechnungsausschnitt der Baugrube Arbeitsmarktverwaltung (AMV) hat eine Höhe von 60,0 m und eine Breite von 75,0 m. Im Modell beträgt die Breite der Baugrube aufgrund der symmetrischen Bedingungen 20,0 m.

Der Untergrund wird mit den in Kapitel 3.2 beschriebenen vier Bodenarten modelliert. Die Baugrubensicherung erfolgt mit einer durch zwei Steifenlagen gesicherten, 80 cm dicken und 20,0 m tiefen Schlitzwand. Während der Erstellung der Bodenplatte im Kernbereich verbleibt eine Berme als zusätzliche Stützmaßnahme an der Schlitzwand. Zur Abbildung der Interaktion zwischen Boden und Schlitzwand werden Interfacelemente verwendet.

Der Grundwasserspiegel befindet sich in einer Tiefe von 2,5 m und muss auf die Endaushubtiefe von 10,0 m abgesenkt werden. Aufgrund der bestehenden Nachbarbebauung wird eine Auflast von 30 kN/m aufgebracht.

Als Randbedingungen werden alle Modellränder horizontal und der untere Modellrand in beide Richtungen gesperrt.

### 3.6.1 MATERIALEIGENSCHAFTEN

Die in Tab. 19 bis Tab. 21 gezeigten Materialkennwerte werden zusätzlich zu den in Kapitel 3.2 angeführten verwendet.

Das schlaffe Balkenelement liegt in der vertikalen Achse des Schlitzwand - Kontinuumslements und liefert das um den Faktor  $10^5$  zu multiplizierende Biegemoment.

Die Bodenplatte und die Steifenlagen bestehen aus Beton und werden linear elastisch modelliert.

	Modell	EA	EI	w	v
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	[kN/m/m]	-
<b>Bodenplatte (d = 1,0 m)</b>	Elastisch	$29 \cdot 10^6$	$2,417 \cdot 10^6$	25,00	0,2

**Tab. 19:** Materialparameter Bodenplatte

	Modell	EA	EI	v
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	-
<b>Balkenelement (d = 0,8 m)</b>	Elastisch	232,00	12,37	0,2

**Tab. 20:** Materialparameter schlaffes Balkenelement

	Modell	EA	$I_{\text{spacing}}$
		[kN/m]	[m]
<b>Steifenlagen</b>	MC	$17,40 \cdot 10^6$	2,20

**Tab. 21:** Materialparameter Steifenlagen

### 3.6.2 BERECHNUNGSABLAUF

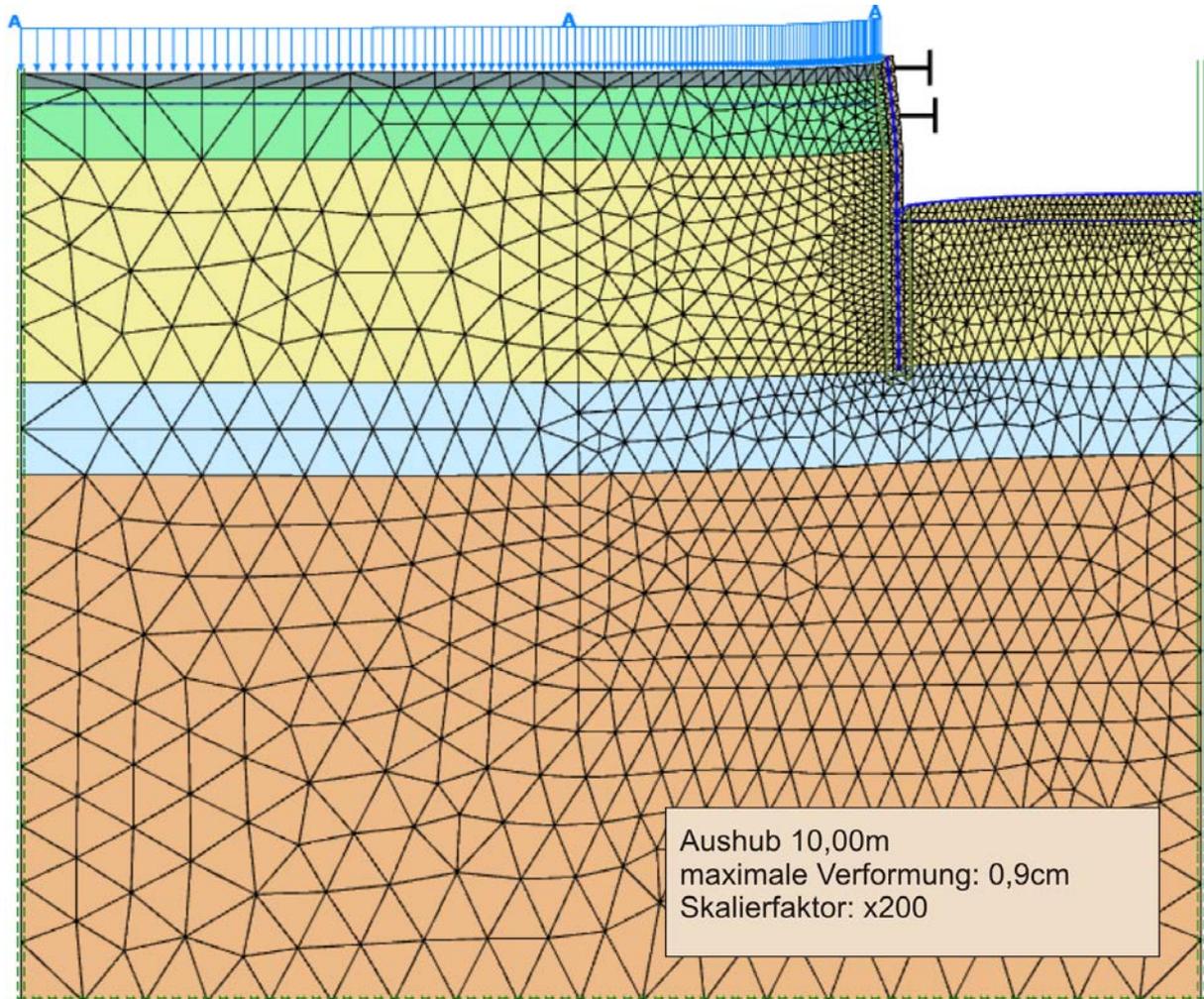
Die folgenden Berechnungsschritte werden aus (Fachbach, 2004) übernommen und entsprechen dem Bauablauf.

Nr.	Bezeichnung	Beschreibung
1	Initielle Phase (K0-Methode)	Die Porenwasserdrücke und effektiven Spannungen vor Baubeginn werden berechnet
2	Lasten	Die gegebenen Lasten (Sohlpressung der Nachbarbebauungen) werden aufgebracht
3	Schlitzwand	Einbringen der Schlitzwand; „wished in place“; Verschiebungen werden auf 0 gesetzt.
4	Aushub 1	Aushub bis -1,0 m Tiefe
5	Steife 1	Einbringen der ersten Steifenlage
6	Grundwasserabsenkung 1	Absenkung des Grundwasserspiegels von -2,5 m auf -3,8 m
7	Aushub 2	Aushub bis -3,8 m Tiefe
8	Steife 2	Einbringen der zweiten Steifenlage
9	Grundwasserabsenkung 2	Absenkung des Grundwasserspiegels von -3,8 m auf -10,0 m
10	Aushub 3 + Bodenplatte 1	Aushub bis -10,0 m Tiefe (ohne Berme) und Einbringen der Bodenplatte im Kernbereich
11	Berme	Aushub der Berme
12	Bodenplatte 2	Vervollständigen der Bodenplatte bis zur Schlitzwand
13	Sicherheit (Phase 11)	Phi/C – Reduktion mit 400 Schritten zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus in der ungünstigsten Phase.

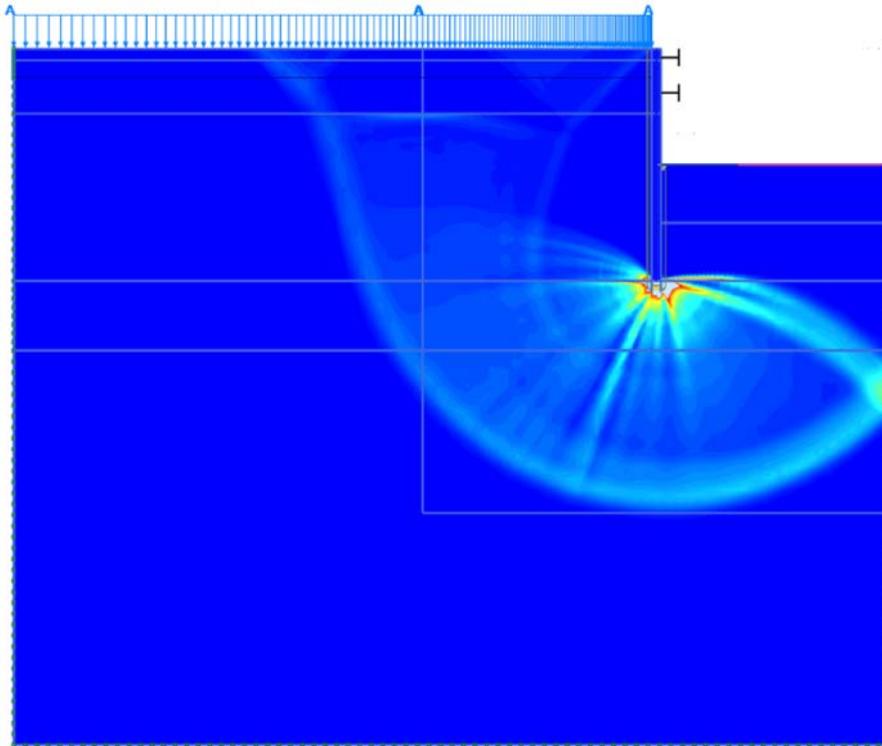
**Tab. 22:** Berechnungsablauf AMV

### 3.6.3 BERECHNUNGSERGEBNISSE

Das in 200-facher Skalierung gezeigte verformte Netz, bei einem Endaushubniveau von 10,0 m ist in Abb. 60 dargestellt. Es ergibt sich eine maximale Verformung von 0,9 cm. Außerdem sind die Randbedingungen und die Feinheit des FE-Netzes, bestehend aus 3.436 Elementen und 28.097, ersichtlich.

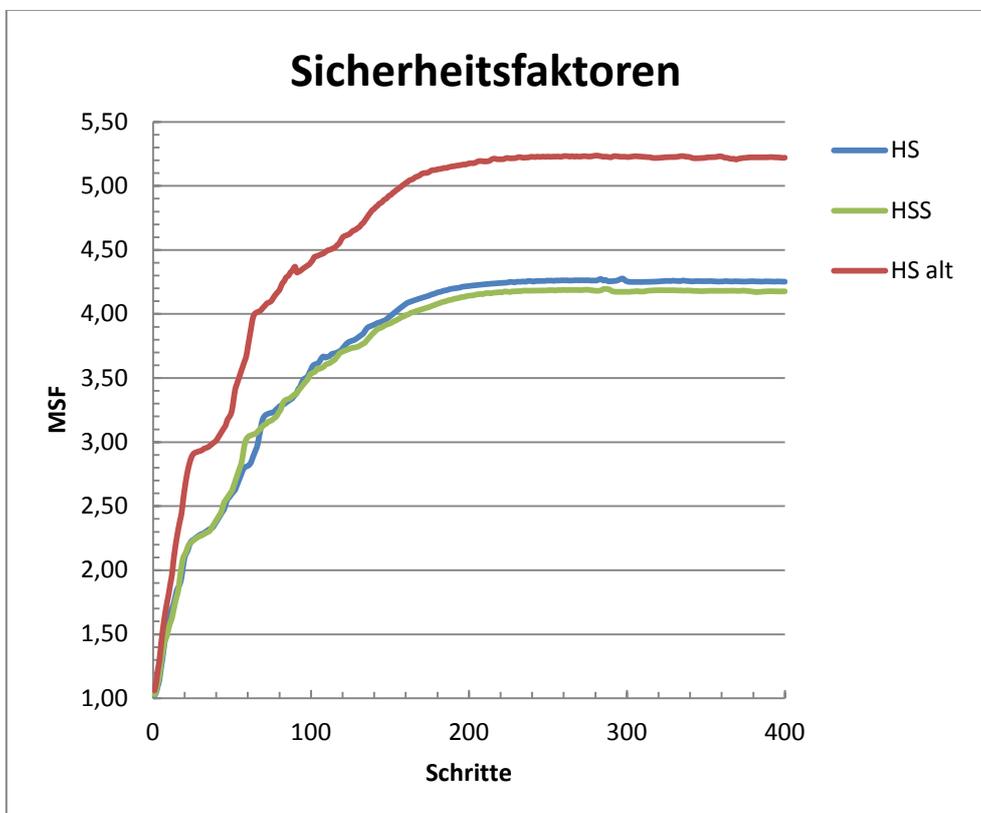


**Abb. 60:** Verformtes Netz - Endaushubniveau, AMV, HSS – Modell



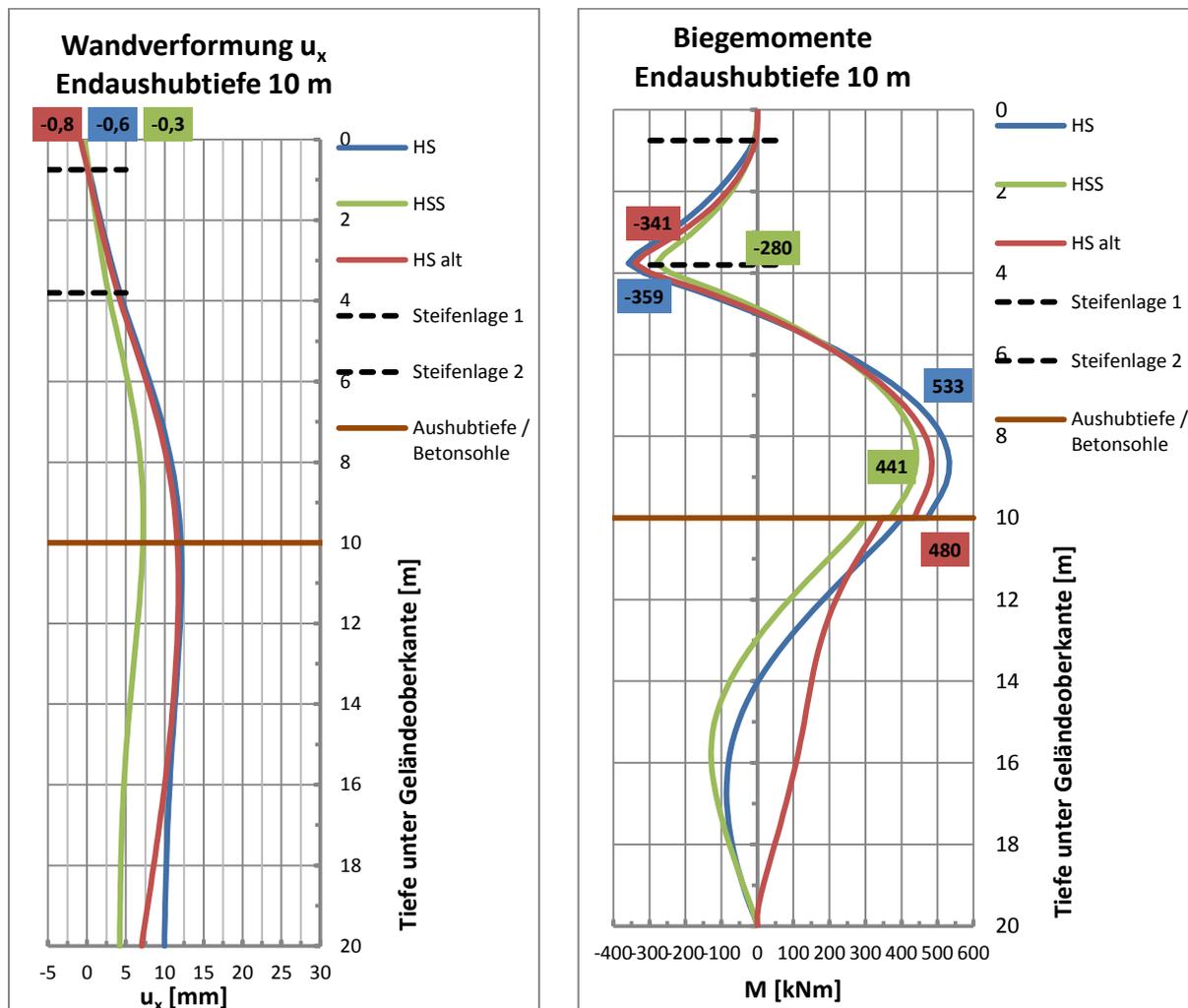
**Abb. 61:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C - Reduktion (400 Schritte), AMV

Aus den in Abb. 61 dargestellten inkrementellen deviatorischen Dehnungen nach der Phi/C – Reduktion ist ein Versagensmechanismus erkennbar.



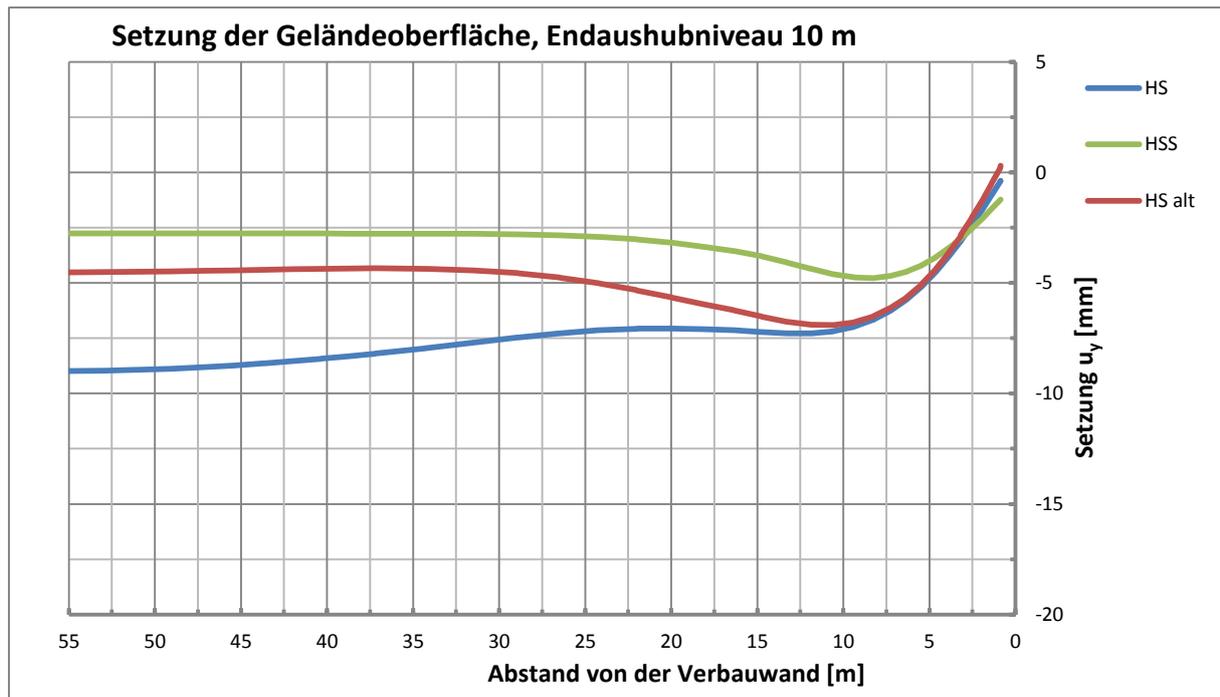
**Abb. 62:** Sicherheitsfaktoren AMV

Die in Abb. 62 dargestellten Sicherheitsfaktoren sind bei den neuen Materialkennwerten für das HS-Modell 4,3 und für das HSS-Modell 4,2. Die Berechnung mit dem HS-alt ergibt eine Sicherheit von 5,2.



**Abb. 63:** Wandverformung und Biegemomente, AMV

Für die in Abb. 63 dargestellten Verbauwandverformungen wird die Kopfverformung angegeben. Die erhaltenen Werte für die Kopfverformung  $u_x$  betragen für das HS-Modell -0,6 mm, für das HSS-Modell -0,3 mm und das HS-alt Modell liefert -0 mm. Der Verlauf der Wandverschiebung ist für alle Stoffgesetze bis zur Endaushubtiefe nahezu identisch. Im Bereich von der Endaushubtiefe bis zum Verbauwandfuß ergeben sich für das HSS-Modell erwartungsgemäß geringere Verschiebungen als für die HS-Modelle. Im rechten Diagramm sind die minimalen und maximalen Biegemomente der Verbauwand ersichtlich. Diese betragen für das HS-Modell -359 / +533 kNm, für das HSS-Modell -280 / +441 kNm und für das HS-alt Modell -341 / +480 kNm.

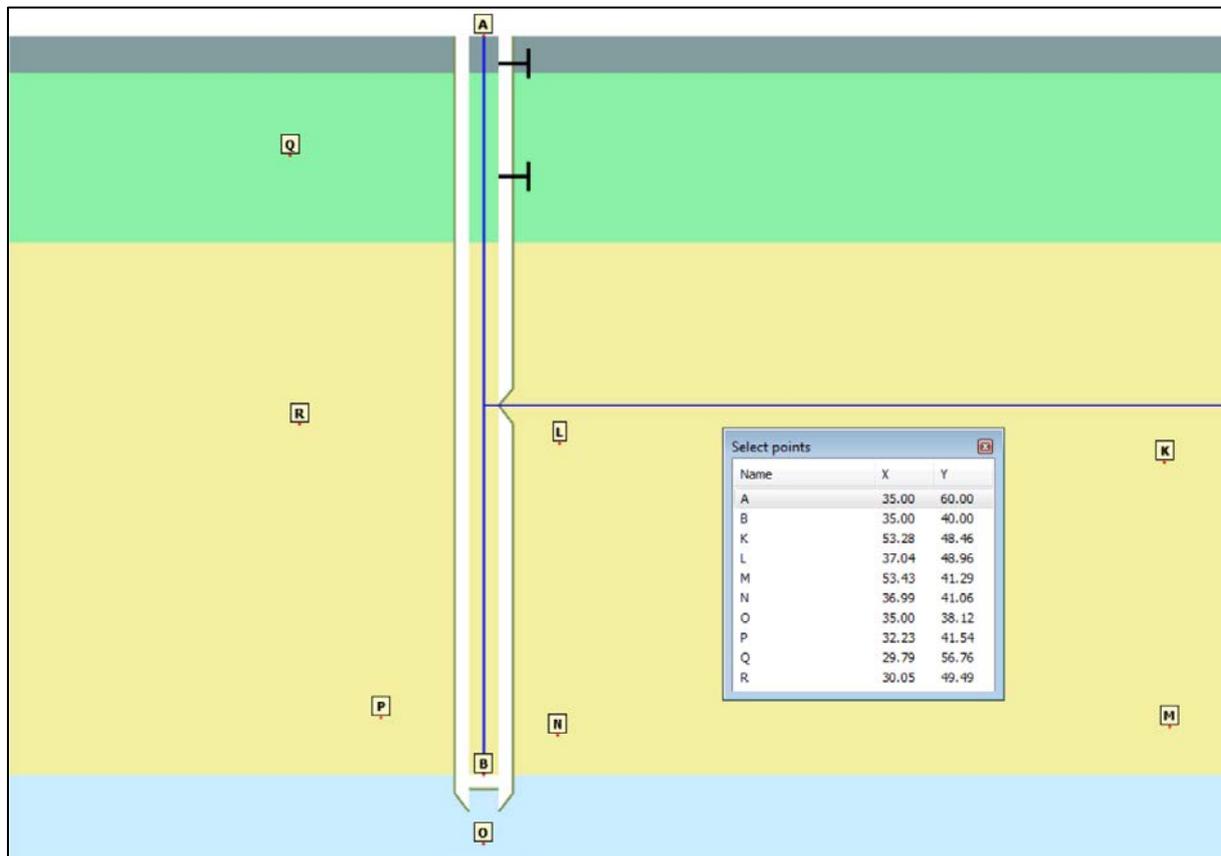


**Abb. 64:** Setzungen der Geländeoberfläche, AMV

In Abb. 64 sind die Setzungen der Geländeoberfläche vom linken Modellrand bis zur Verbauwand dargestellt. Das HSS-Modell liefert mit maximal -5 mm die geringsten Setzungen. Im Bereich bis 10 m hinter der Verbauwand liefern die beiden HS-Modelle annähernd dieselben Setzungskurven. Von 10 bis 55 m ergeben sich mit dem HS-Modell größere Setzungen.

### 3.6.4 SPANNUNGSPFADE

In Abb. 65 ist die Lage der Gaußpunkte für die nachfolgenden Spannungspfade dargestellt. Es werden zwei Punkte im Bereich der Baugrubenmitte und sechs Punkte im Bereich vor und hinter der Schlitzwand in verschiedenen Höhen bestimmt. Der Koordinatenursprung befindet sich 20 m rechts von der unteren linken Ecke des Modells.



**Abb. 65:** Lage der Spannungspunkte, AMV

Abb. 66 bis Abb. 70 zeigen die effektiven Spannungspfade der gewählten Spannungspunkte, wobei in Abb. 69 und Abb. 70 der Spannungspfad und die Porenwasser- bzw. überdrücke  $p_{\text{excess}}$  für den Punkt R im Detail dargestellt werden. Jeder Spannungspfad beinhaltet den in 3.6.2 dargestellten Bauablauf (ohne  $\Phi/C$  – Reduktion). Die schwarzen rautenförmigen Markierungen repräsentieren das Ende eines jeweiligen Berechnungsschrittes.

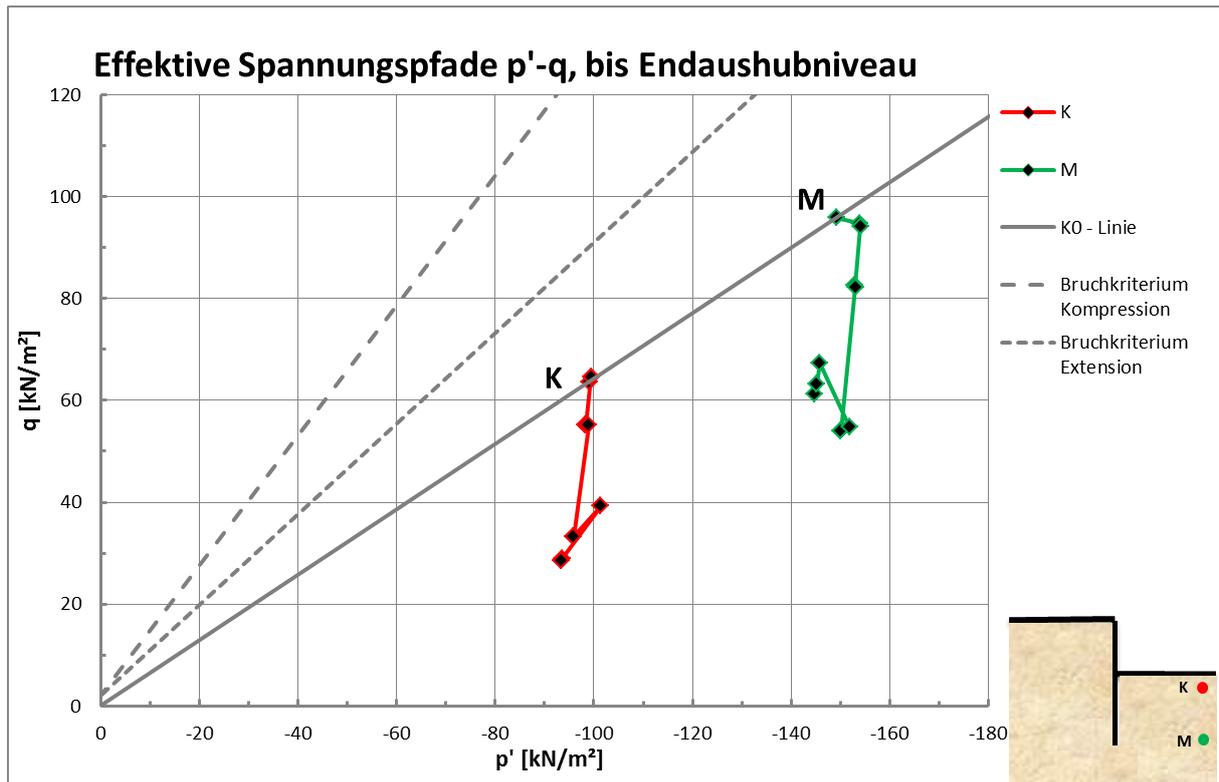


Abb. 66: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: K, M

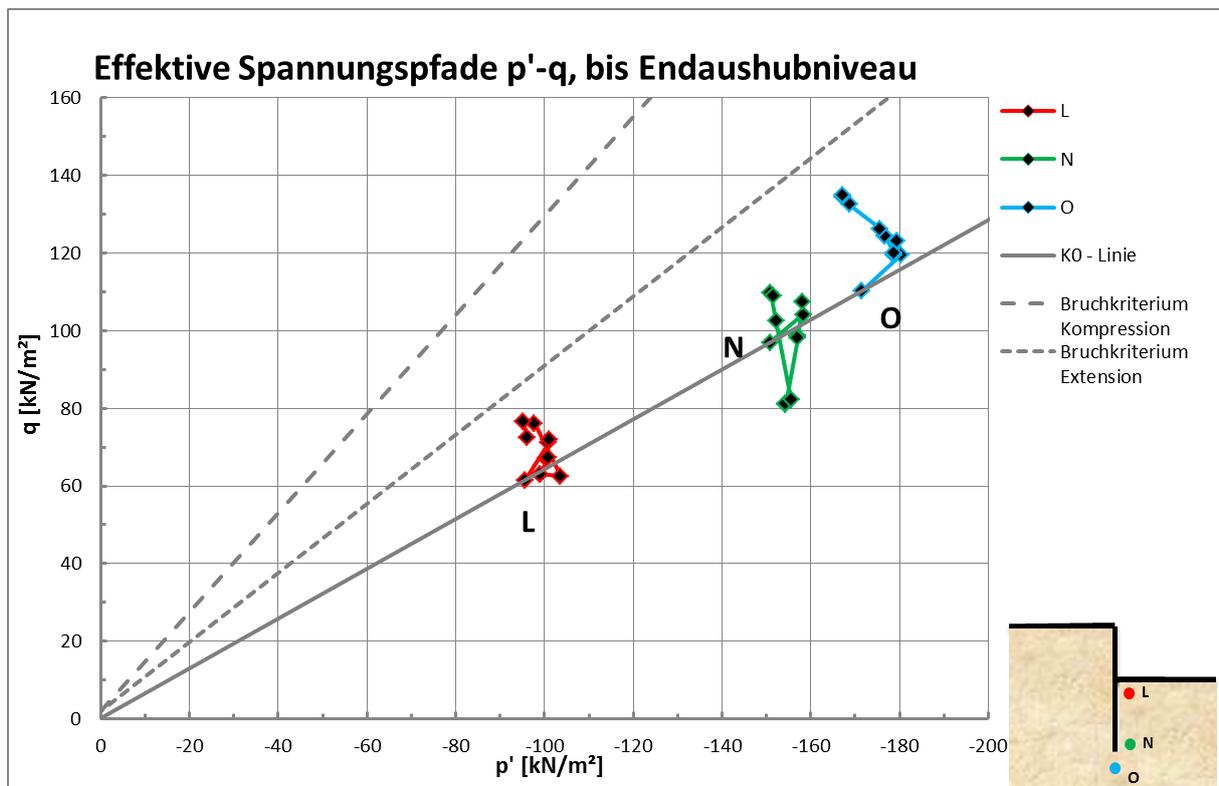


Abb. 67: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: L, N, O

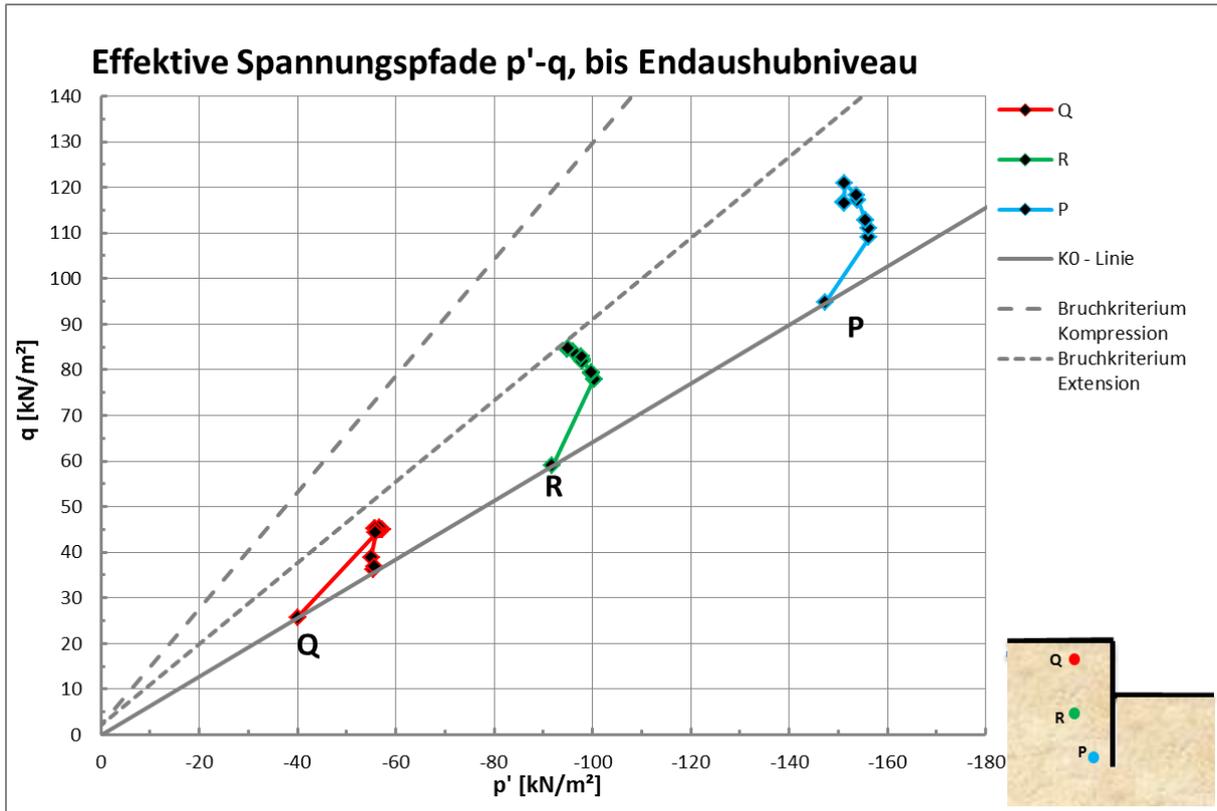


Abb. 68: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: Q, R, P

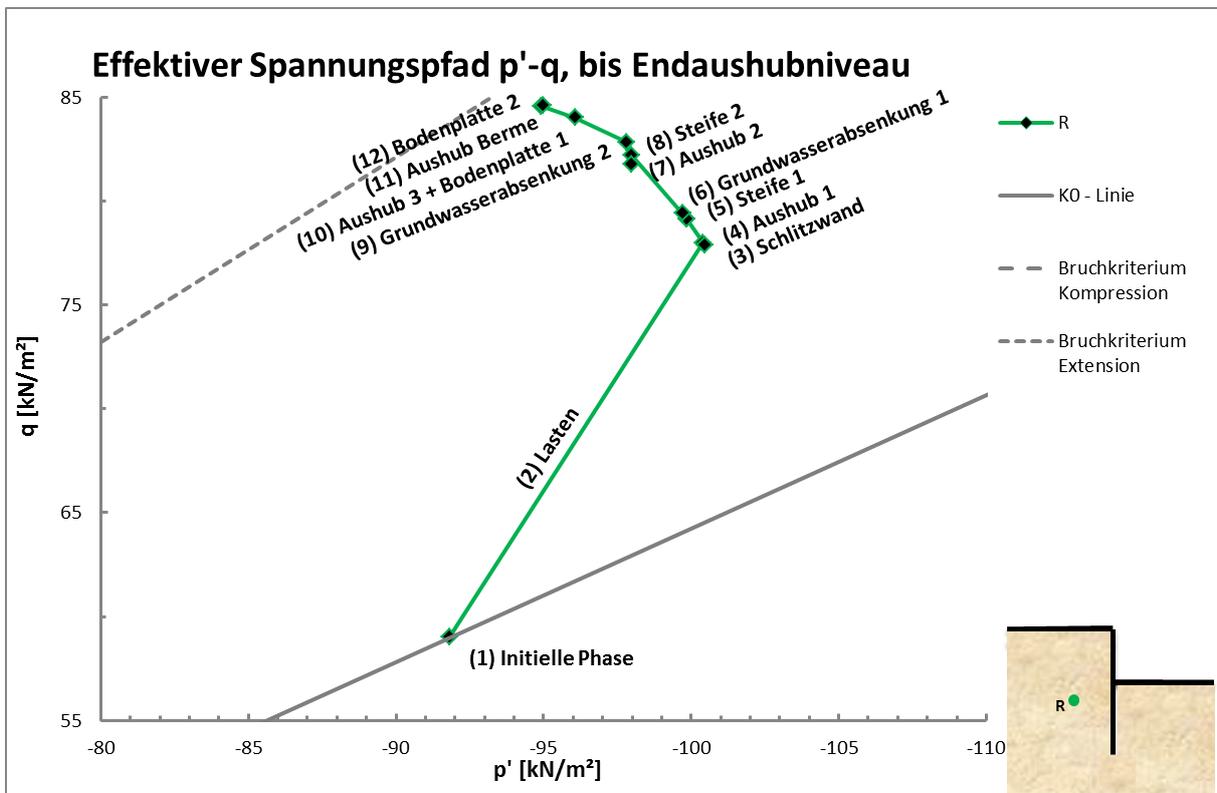
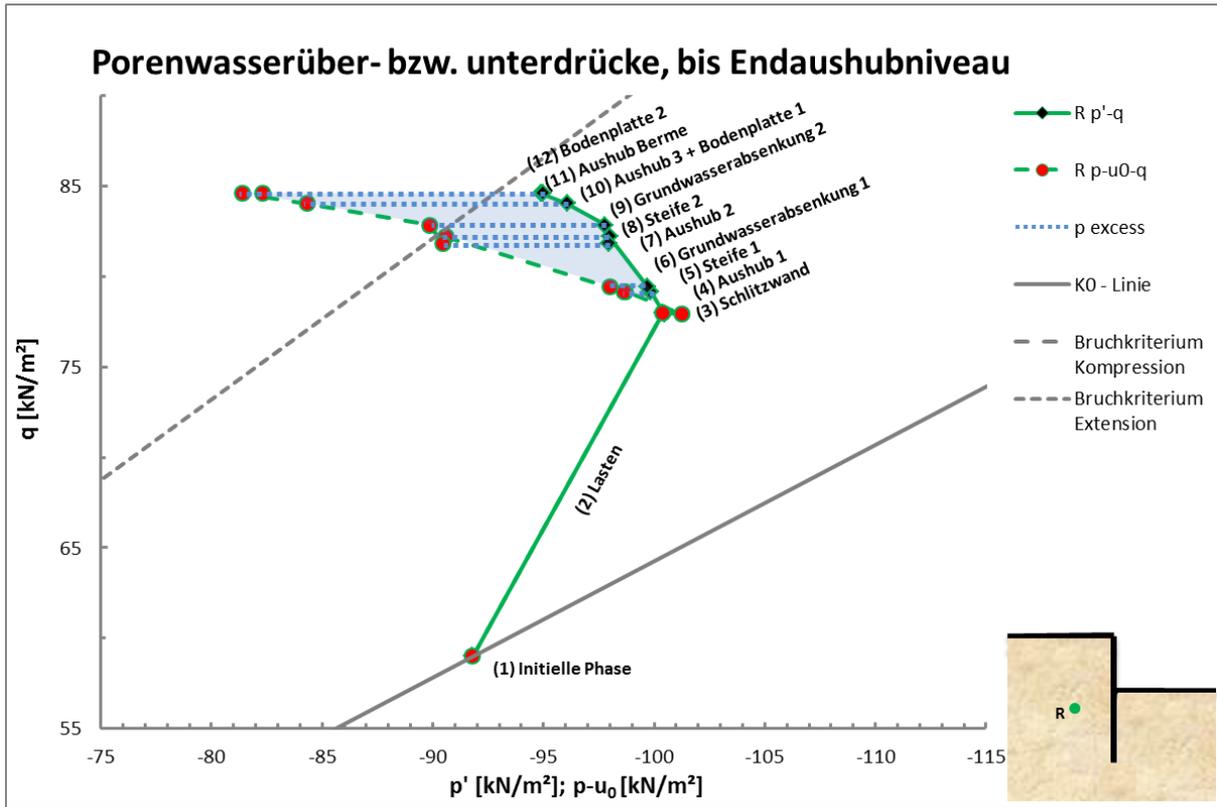
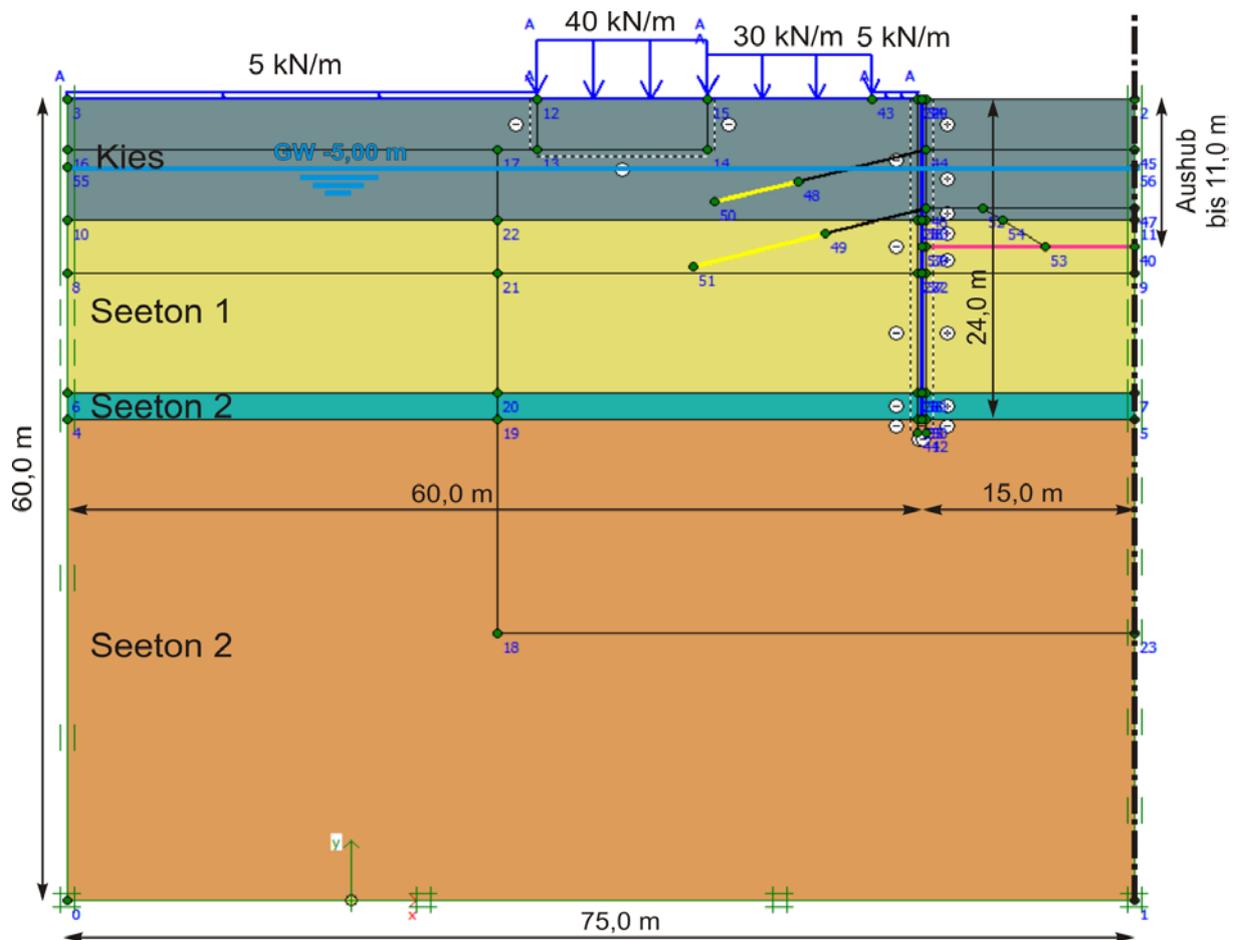


Abb. 69: Effektiver Spannungspfad  $p'$ - $q$ , Punkt R im Detail



**Abb. 70:** Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke,  $p_{excess}$  [kN/m<sup>2</sup>], bis Endaushubniveau, Punkt R

### 3.7 BAUGRUBE HYPOBANK NONNTAL



**Abb. 71:** Modellgeometrie Hypobank Nonntal

Der in Abb. 71 dargestellte symmetrische Berechnungsausschnitt der Baugrube Hypobank Nonntal hat eine Höhe von 60,0 m und eine Breite von 75,0 m. Im Modell beträgt die Breite der Baugrube aufgrund der symmetrischen Bedingungen 15,0 m.

Der Untergrund wird mit den in Kapitel 3.2 beschriebenen Bodenarten modelliert (Kies, Seeton 1, Seeton 2). Die Baugrubensicherung erfolgt mit einer durch zwei Ankerlagen gesicherten, 60 cm dicken und 24,0 m tiefen Schlitzwand. Die Anker werden unter einem Winkel von 15° mit einer Gesamtlänge von 15,0 m und 16,5 m eingebaut. Während der Erstellung der Bodenplatte im Kernbereich verbleibt eine Berme als zusätzliche Stützmaßnahme an der Schlitzwand. Zur Abbildung der Interaktion zwischen Boden und Schlitzwand werden Interfacelemente verwendet.

Der Grundwasserspiegel befindet sich in einer Tiefe von 5,0 m und muss auf die Endaushubtiefe von 11,0 m abgesenkt werden. Die Belastungen von 30 kN/m und 40 kN/m repräsentieren die vorhandene Nachbarbebauung. Verkehrslasten werden als Gleichlasten mit 5 kN/m modelliert. Als Randbedingungen werden alle Modellränder horizontal und der untere Modellrand in beide Richtungen gesperrt.

### 3.7.1 MATERIALEIGENSCHAFTEN

Die in Tab. 23 bis Tab. 25 gezeigten Materialkennwerte werden zusätzlich zu den in Kapitel 3.2 angeführten verwendet.

Das schlaffe Balkenelement liegt in der vertikalen Achse des Schlitzwand - Kontinuumslements und liefert das um den Faktor  $10^5$  zu multiplizierende Biegemoment.

Die Bodenplatte wird mit einer Dicke von 1,0 m linear elastisch modelliert.

Die Stahlanker werden mit dem Abstand  $l_{spacing}$  von 2,2 m modelliert.

	Modell	EA	EI	w	v
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	[kN/m/m]	-
<b>Bodenplatte (d = 1,0 m)</b>	Elastisch	$29 \cdot 10^6$	$2,417 \cdot 10^6$	25,00	0,2

**Tab. 23:** Materialparameter Bodenplatte

	Modell	EA	EI	v
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	-
<b>Balkenelement (d = 0,6 m)</b>	Elastisch	175,00	5,22	0,2

**Tab. 24:** Materialparameter schlaffes Balkenelement

	Modell	EA	$l_{spacing}$
		[kN/m]	[m]
<b>Anker (<math>\varnothing = 3,6</math> cm)</b>	Elastisch	$2,0 \cdot 10^5$	2,20

**Tab. 25:** Materialparameter Anker

## 3.7.2 BERECHNUNGSABLAUF

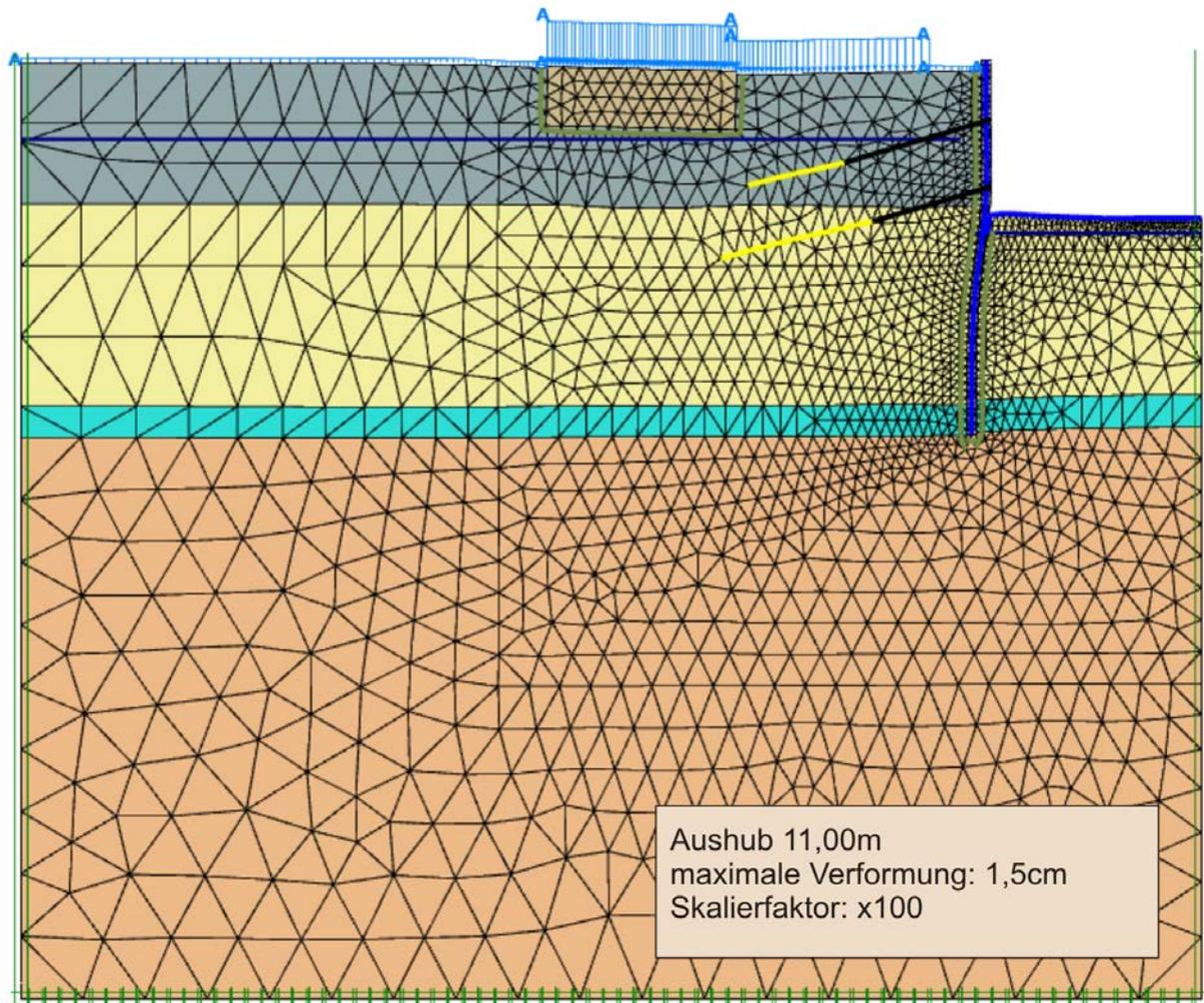
Die folgenden Berechnungsschritte werden aus (Fachbach, 2004) übernommen und entsprechen dem Bauablauf.

Nr.	Bezeichnung	Beschreibung
1	Initielle Phase (K0-Methode)	Die Porenwasserdrücke und effektiven Spannungen vor Baubeginn werden berechnet
2	Lasten	Die gegebenen Lasten (Sohlpressung der Nachbarbauten) werden aufgebracht
3	Schlitzwand	Einbringen der Schlitzwand; „wished in place“; Verschiebungen werden auf 0 gesetzt.
4	Aushub 1	Aushub bis -3,8 m Tiefe
5	Anker 1	Einbringen der ersten Ankerlage (Vorspannung 156 kN/m)
6	Grundwasserabsenkung 1	Absenkung des Grundwasserspiegels von -5,0 m auf -8,1 m
7	Aushub 2	Aushub bis -8,1 m Tiefe
8	Anker 2	Einbringen der zweiten Ankerlage (Vorspannung 156 kN/m)
9	Grundwasserabsenkung 2	Absenkung des Grundwasserspiegels von -8,1 m auf -11,0 m
10	Aushub 3 + Bodenplatte 1	Aushub des Kerns bis -11,0 m Tiefe (ohne Berme) und Einbringen der Bodenplatte im Kernbereich
11	Berme	Aushub der Berme
12	Bodenplatte 2	Vervollständigen der Bodenplatte bis zur Schlitzwand
13	Sicherheit (Phase 11)	Phi/C – Reduktion mit 400 Schritten zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus in der ungünstigsten Phase.

**Tab. 26:** Berechnungsablauf Hypobank Nonntal

### 3.7.3 BERECHNUNGSERGEBNISSE

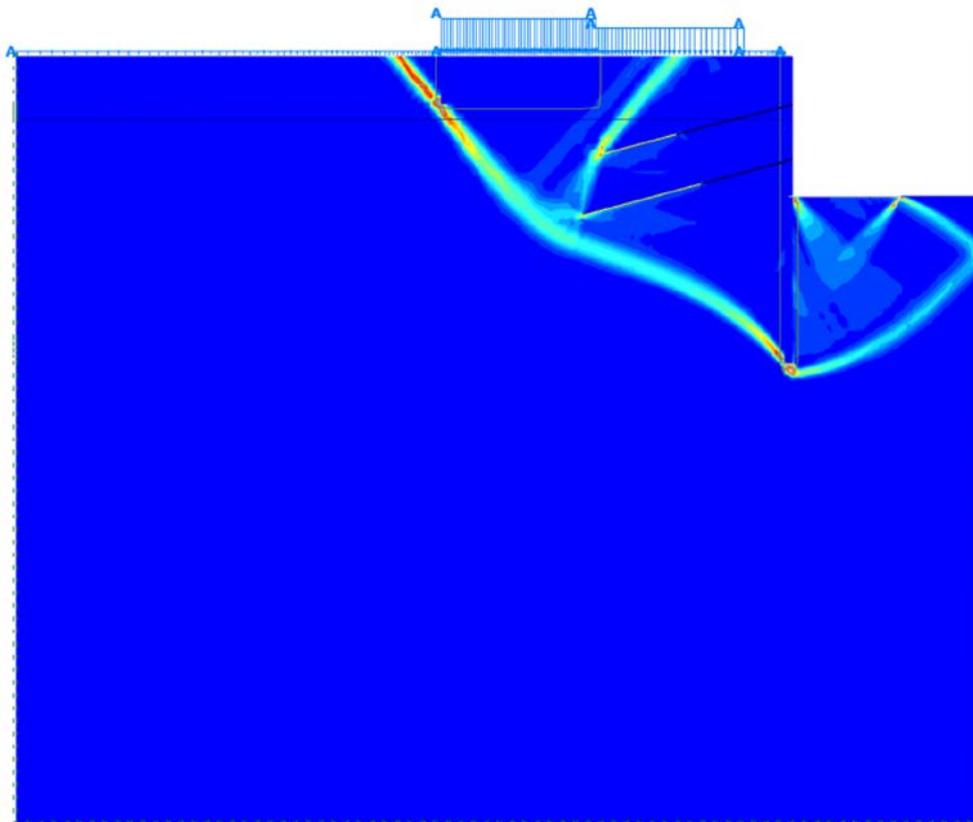
Die Darstellung des verformten Netzes nach erfolgtem Aushub erfolgt in 100-facher Skalierung und zeigt eine maximale Verformung von 1,5 cm (Abb. 72). Außerdem ist die Feinheit der Diskretisierung ersichtlich (3.994 Elemente, 32.698 Knoten).



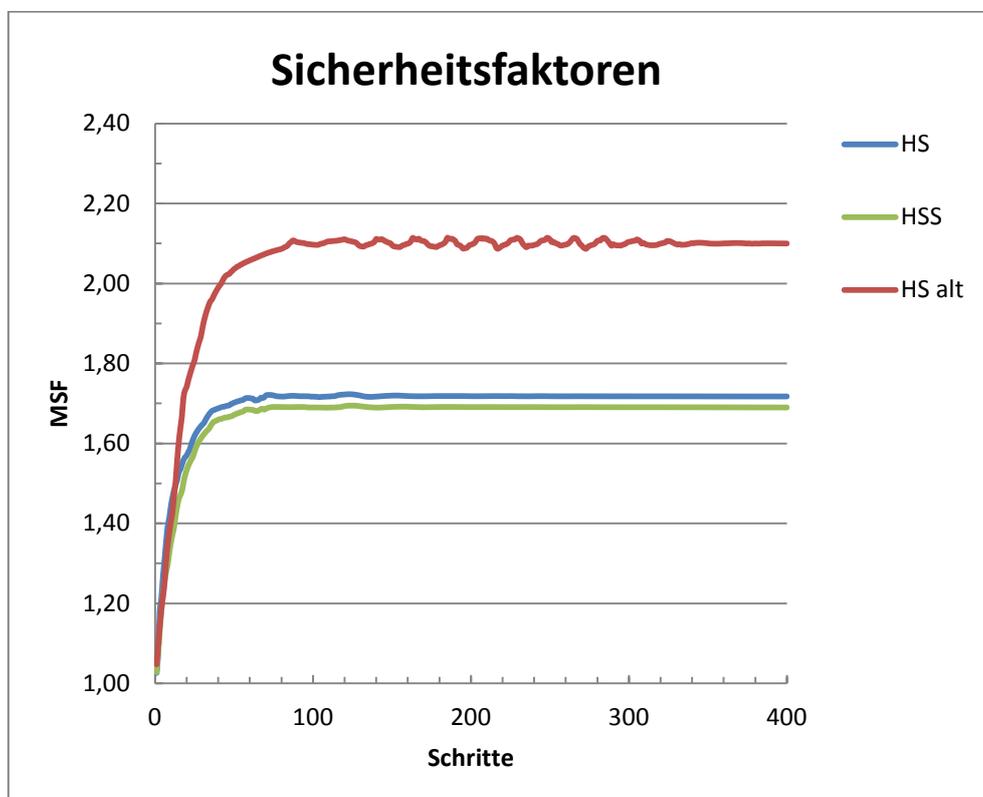
**Abb. 72:** Verformtes Netz - Endaushubniveau, Hypobank Nonntal, HSS – Modell

Aus den in Abb. 73 dargestellten inkrementellen deviatorischen Dehnungen nach der Phi/C – Reduktion ist ein Versagensmechanismus erkennbar.

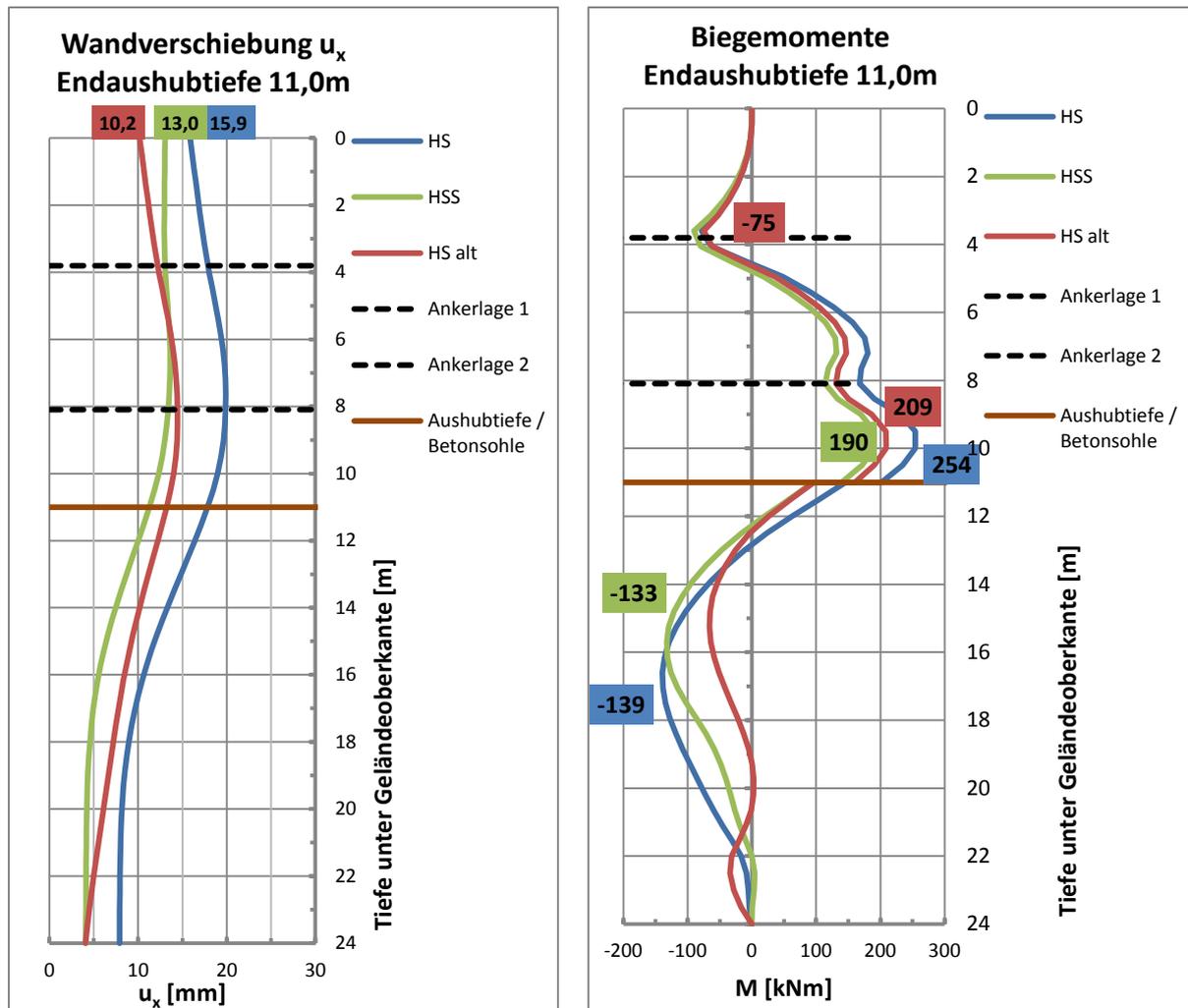
Die in Abb. 74 dargestellten Sicherheitsfaktoren sind bei den neuen Materialkennwerten für das HS-Modell 1,72 und für das HSS-Modell 1,69. Die Berechnung mit dem HS-alt ergibt eine Sicherheit von 2,10.



**Abb. 73:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen,  $\Phi/C$  – Reduktion (400 Schritte), Hypobank Nonntal

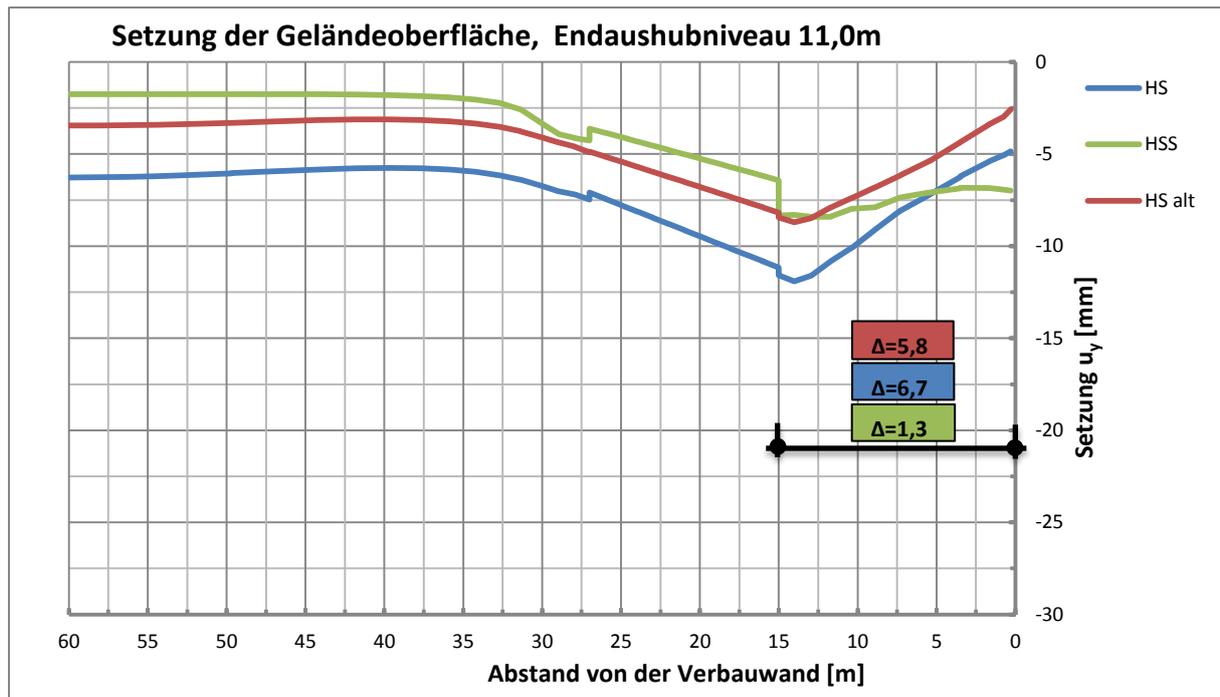


**Abb. 74:** Sicherheitsfaktoren, Hypobank Nonntal



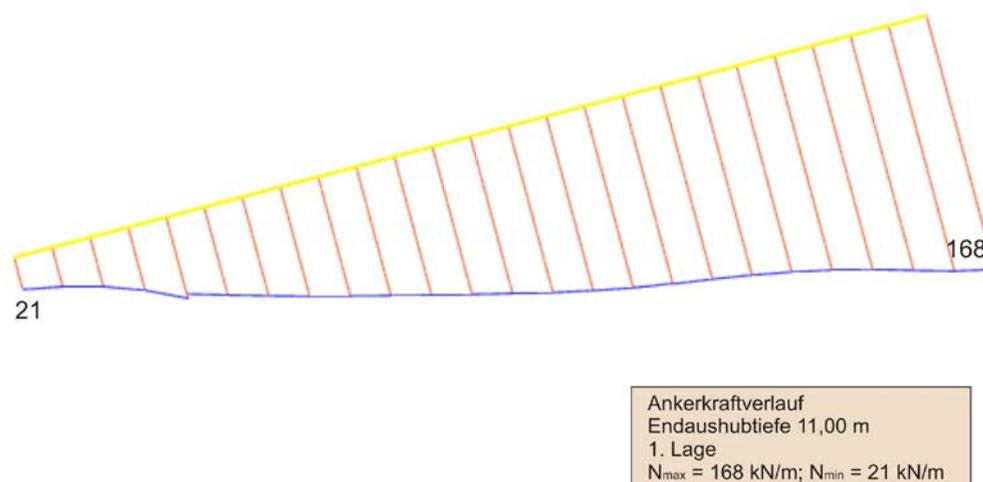
**Abb. 75:** Wandverformung und Biegemomente, Hypobank Nonntal

Für die in Abb. 75 dargestellten Verbauwandverformungen wird die Kopfverformung angegeben. Die erhaltenen Werte für die Kopfverformung  $u_x$  betragen für das HS-Modell 15,9 mm, für das HSS-Modell 13,0 mm und das HS-alt Modell liefert 10,2 mm. Im Bereich der Betonsohle bis zum Verbauwandfuß ergeben sich für das HSS-Modell erwartungsgemäß geringere Verschiebungen als für die HS-Modelle. Im rechten Diagramm sind die minimalen und maximalen Biegemomente der Verbauwand ersichtlich. Diese betragen für das HS-Modell -139 / +254 kNm, für das HSS-Modell -133 / +190 kNm und für das HS-alt Modell -75 / +209 kNm.



**Abb. 76:** Setzungen der Geländeoberfläche, Hypobank Nonntal

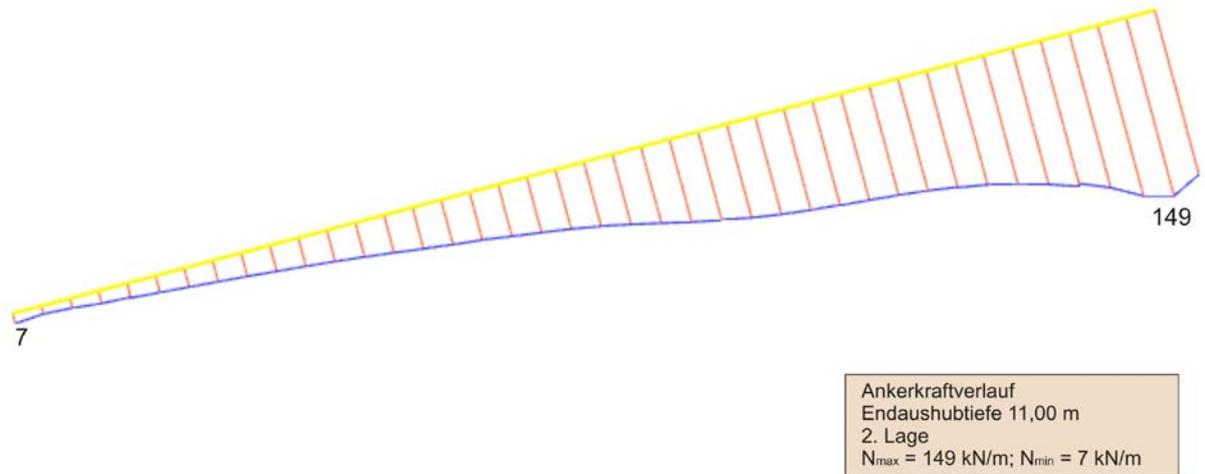
In Abb. 76 sind die Setzungen der Geländeoberfläche vom linken Modellrand bis zur Verbauwand dargestellt. Das HSS-Modell liefert im Bereich von 15 – 60 m hinter der Verbauwand die geringsten Setzungen, aber direkt an der Verbauwand die größten. Des Weiteren sind die maximalen differentiellen Setzungen im Bereich von 0 – 15 m hinter der Verbauwand in den entsprechenden Farben dargestellt. Das HSS-Modell liefert mit 1,3 mm die geringsten differentiellen Setzungen. Mit dem HS-alt und HS-Modell errechnen sich 5,8 und 6,7 mm.



**Abb. 77:** Ankerkraftverlauf, 1. Lage

In Abb. 77 und Abb. 78 sind die Normalkraftverläufe des Verpresskörpers beider Ankerlagen, bei einem Aushubniveau von 11,0 m, für das HSS-Modell dargestellt. Die maximale Normalkraft in der 1. Ankerlage beträgt 168 kN/m und ist somit größer als

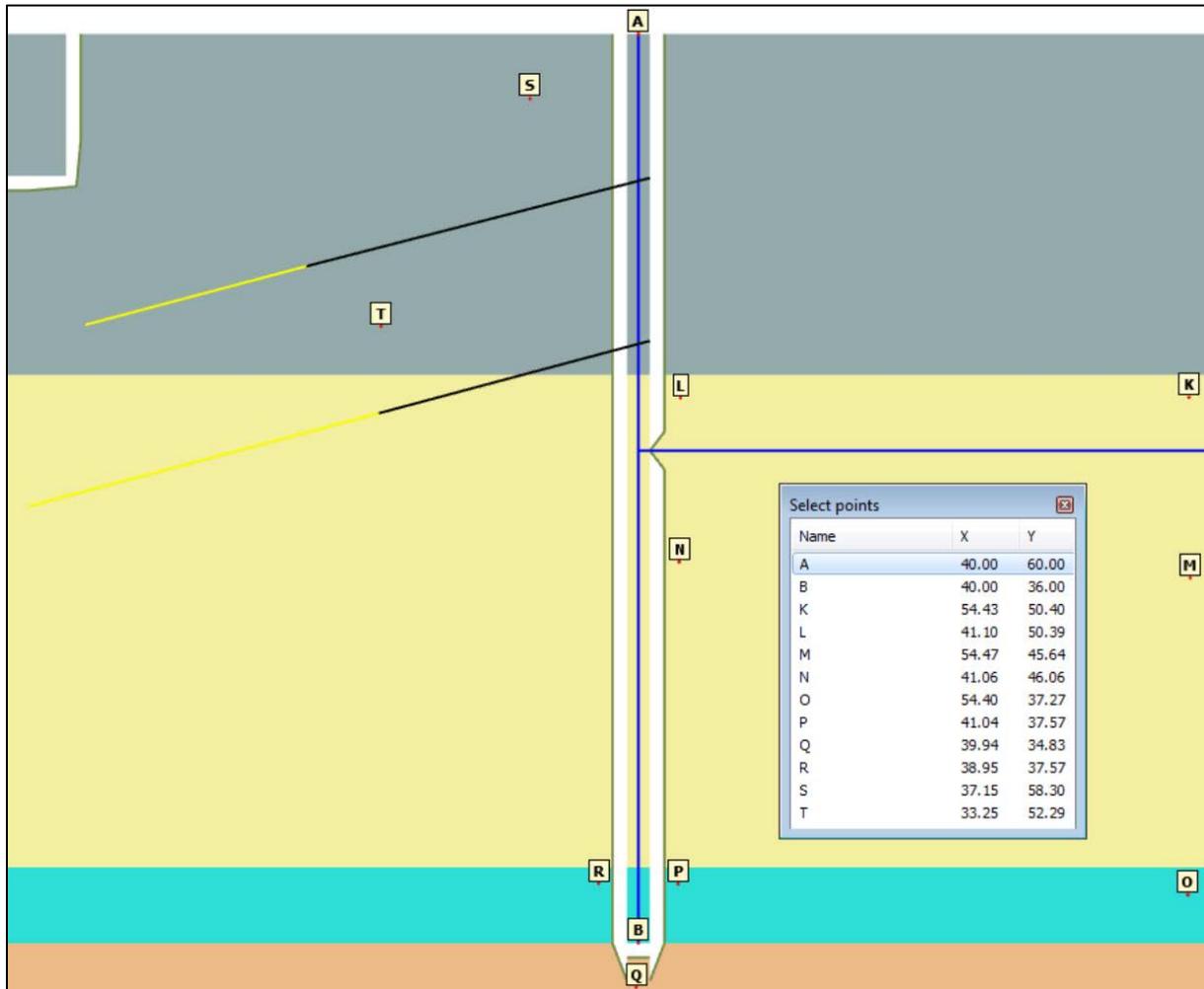
in der 2. Ankerlage (149 kN/m). Die minimale Normalkraft in der 1. Ankerlage beträgt 21 kN/m und in der 2. Ankerlage 7 kN/m.



**Abb. 78:** Ankerkraftverlauf, 2. Lage

### 3.7.4 SPANNUNGSPFADE

In Abb. 79 ist die Lage der Gaußpunkte für die nachfolgenden Spannungspfade dargestellt. Es werden drei Punkte im Bereich der Baugrubenmitte und sieben Punkte im Bereich vor und hinter der Schlitzwand in verschiedenen Höhen bestimmt. Der Koordinatenursprung befindet sich 20 m rechts von der unteren linken Ecke des Modells.



**Abb. 79:** Lage der Spannungspunkte, Hypobank Nonntal

Abb. 80 bis Abb. 85 zeigen die effektiven Spannungspfade der gewählten Spannungspunkte, wobei in Abb. 81 und Abb. 82 der Spannungspfad und die Porenwasserunter- bzw. überdrücke  $p_{\text{excess}}$  für den Punkt O im Detail dargestellt werden. Jeder Spannungspfad beinhaltet den in 3.7.2 dargestellten Bauablauf (ohne Phi/C – Reduktion). Die schwarzen rautenförmigen Markierungen repräsentieren das Ende eines jeweiligen Berechnungsschrittes.

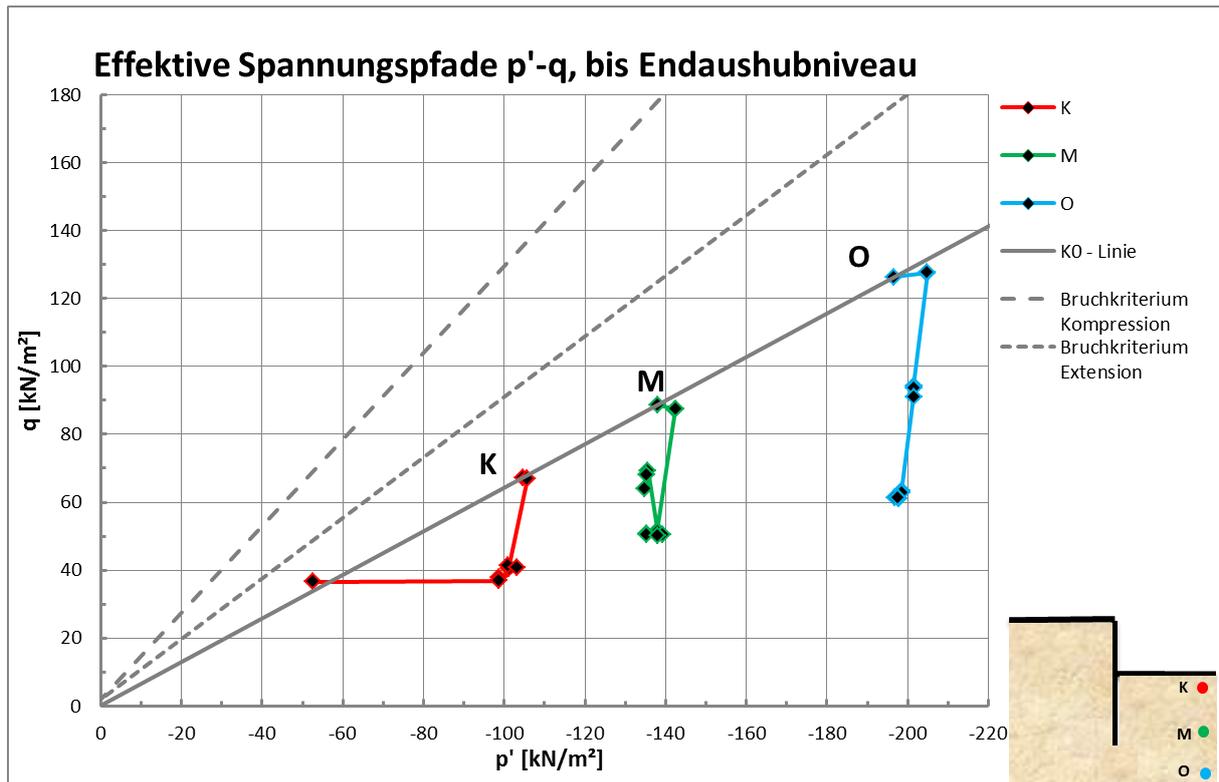


Abb. 80: Effektive Spannungspfade  $p'-q$ , Punkte: K, M, O

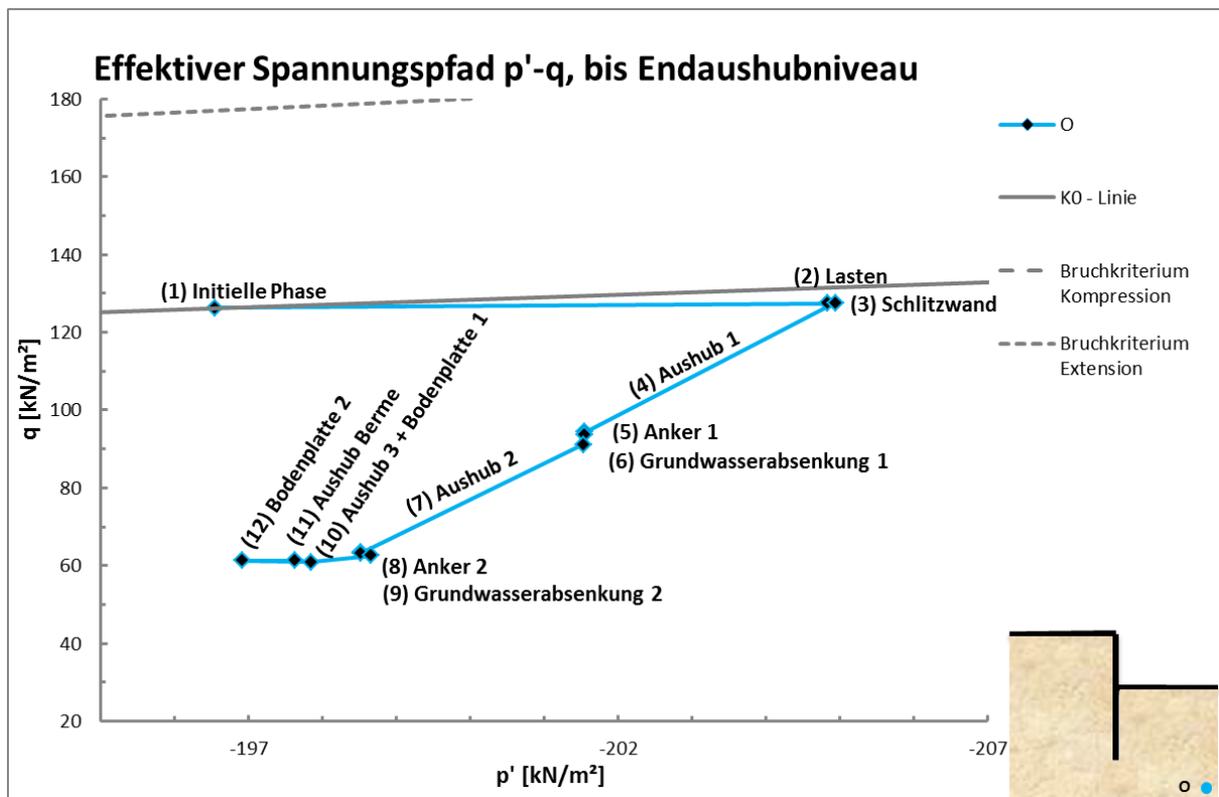


Abb. 81: Effektiver Spannungspfad  $p'-q$ , Punkt O im Detail

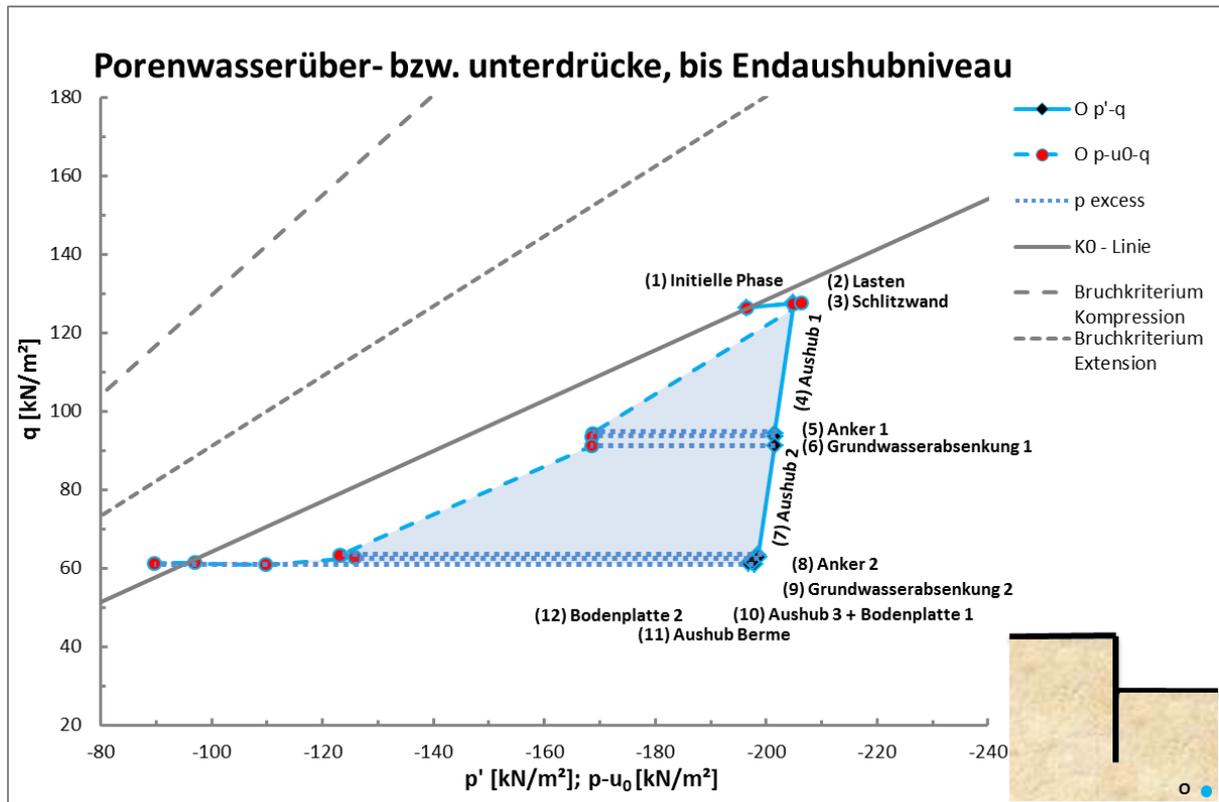


Abb. 82: Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke,  $p_{excess}$  [kN/m<sup>2</sup>], bis Endaushubniveau, Punkt O

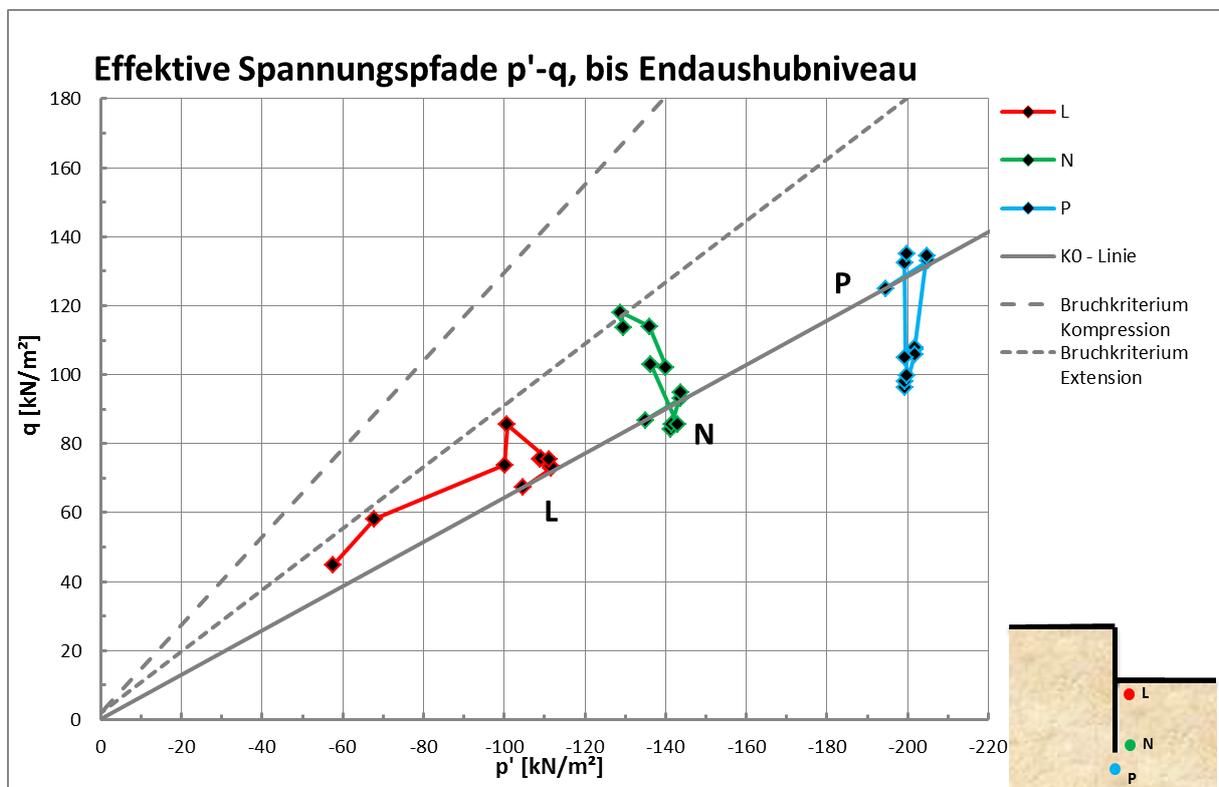


Abb. 83: Effektive Spannungspfade  $p'-q$ , Punkte: L, N, P

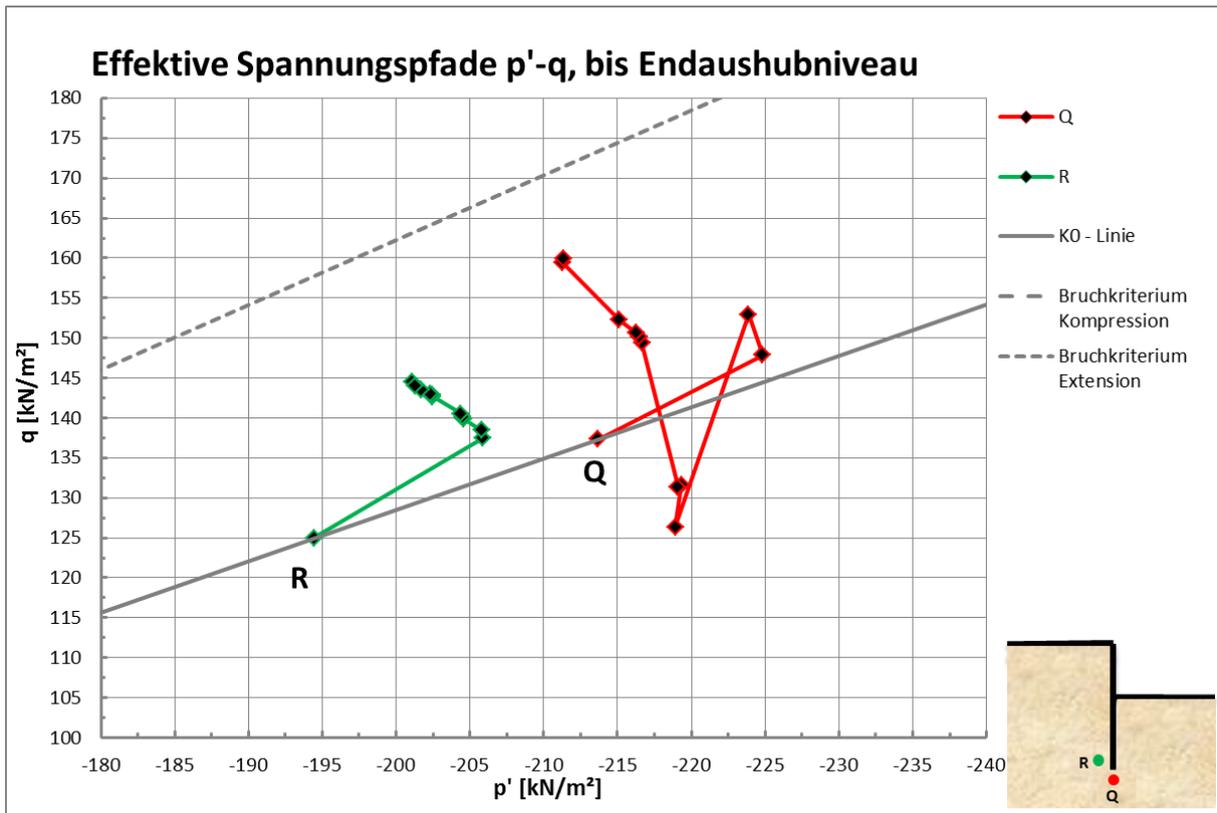


Abb. 84: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: R, Q

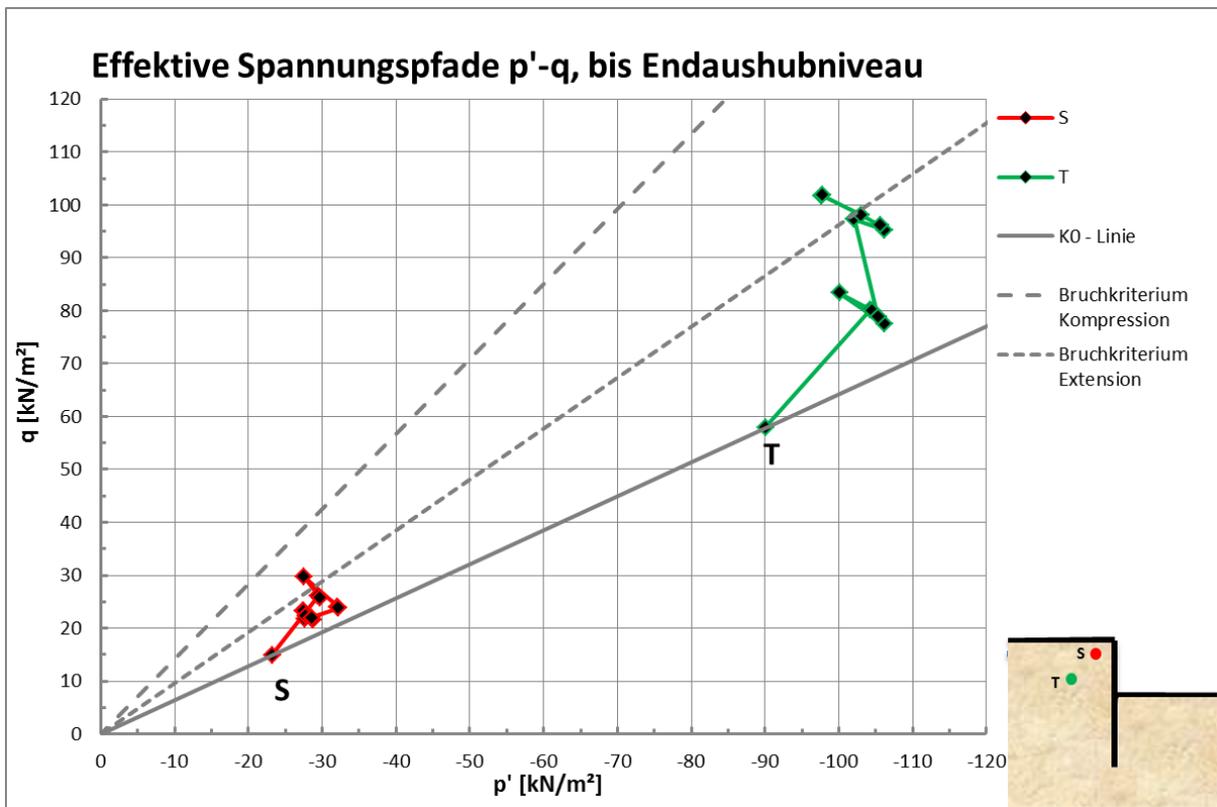


Abb. 85: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: S, T



### 3.8.1 MATERIALEIGENSCHAFTEN

Die in Tab. 27 bis Tab. 29 gezeigten Materialkennwerte werden zusätzlich zu den in Kapitel 3.2 angeführten verwendet.

Das schlaffe Balkenelement liegt in der vertikalen Achse des Schlitzwand - Kontinuumslements und liefert das um den Faktor  $10^5$  zu multiplizierende Biegemoment.

Die Bodenplatte wird linear elastisch mit einer Dicke von 0,8 m modelliert.

Die Steifenlagen aus Beton werden mit dem Abstand  $l_{Spacing}$  von 8,0 m modelliert.

	Modell	EA	EI	w	v
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	[kN/m/m]	-
<b>Bodenplatte (d = 0,8 m)</b>	Elastisch	$23,2 \cdot 10^6$	$2,237 \cdot 10^6$	20,00	0,2

**Tab. 27:** Materialparameter Bodenplatte

	Modell	EA	EI	v
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	-
<b>Balkenelement (d = 0,8 m)</b>	Elastisch	232,00	12,37	0,2

**Tab. 28:** Materialparameter schlaffes Balkenelement

	Modell	EA	$l_{Spacing}$
		[kN/m]	[m]
<b>Steifenlagen (40 / 40 cm)</b>	Elastisch	$4,64 \cdot 10^6$	8,00

**Tab. 29:** Materialparameter Anker

### 3.8.2 BERECHNUNGSABLAUF

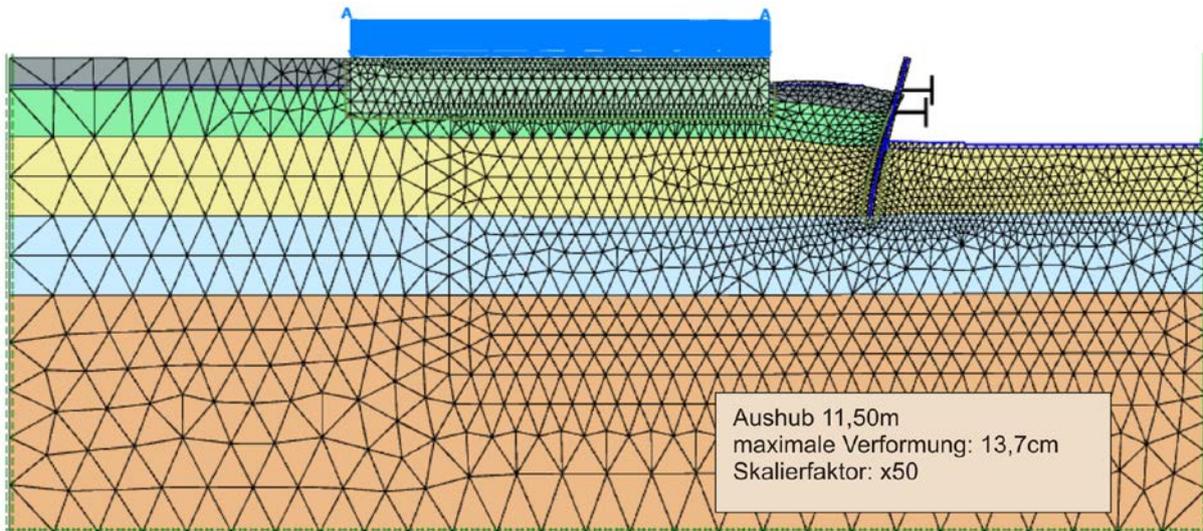
Die folgenden Berechnungsschritte werden aus (Fachbach, 2004) übernommen und entsprechen dem Bauablauf.

Nr.	Bezeichnung	Beschreibung
1	Initielle Phase (K0-Methode)	Die Porenwasserdrücke und effektiven Spannungen vor Baubeginn werden berechnet
2	Lasten	Die gegebenen Lasten (Sohlpressung der Nachbarbebauungen) werden aufgebracht
3	Schlitzwand	Einbringen der Schlitzwand; „wished in place“; Verschiebungen werden auf 0 gesetzt.
4	Grundwasserabsenkung 1	Absenkung des Grundwasserspiegels von -3,5 m auf -6,8 m
5	Aushub 1	Aushub bis -6,0 m
6	Grundwasserabsenkung 2	Absenkung des Grundwasserspiegels von -6,8 m auf -11,5 m
7	Aushub 2 + Bodenplatte 1	Aushub bis -11,5 m und Einbringen der Bodenplatte im Kernbereich
8	Berme 1	Abtragen der Berme bis -6,8 m
9	Steife 1	Einbau der ersten Steifenlage
10	Steife 2 + Berme 2	Einbau der zweiten Steifenlage und Abtragen der Berme bis -11,5 m
11	Bodenplatte 2	Vervollständigen der Bodenplatte bis zur Schlitzwand
12	Sicherheit (Phase 10)	Phi/C – Reduktion mit 400 Schritten zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus in der ungünstigsten Phase.

**Tab. 30:** Berechnungsablauf Penta – Hotel

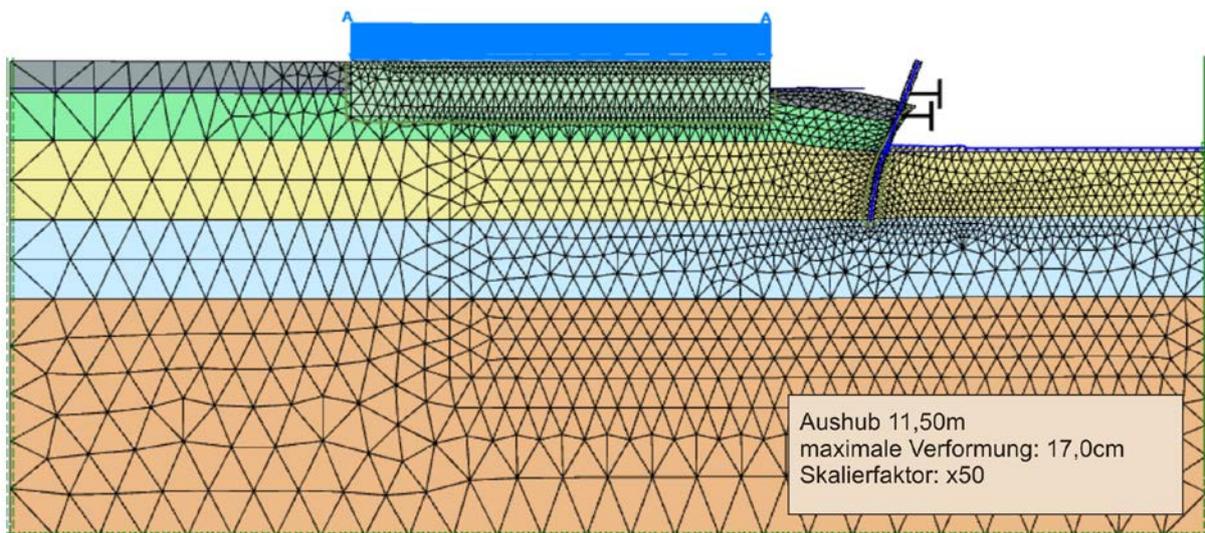
### 3.8.3 BERECHNUNGSERGEBNISSE

Das in 50-facher Skalierung gezeigte verformte Netz, bei einem Endaushubniveau von 11,50 m und elastischer Schlitzwand ist in Abb. 87 dargestellt. Es ergibt sich eine maximale Verformung von 13,7 cm. Außerdem sind die Randbedingungen und die Feinheit des FE-Netzes, bestehend aus 4.986 Elementen und 40.890 Knoten, ersichtlich.



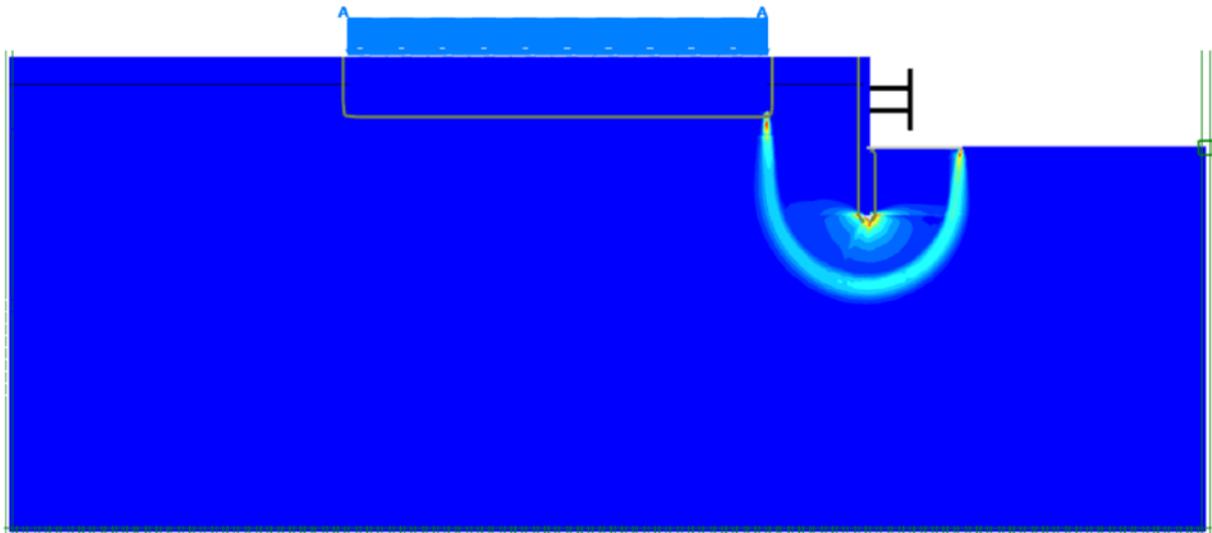
**Abb. 87:** Verformtes Netz – Endaushubniveau, Penta – Hotel, HSS, SW elastisch

Die Darstellung des verformten Netzes nach erfolgtem Aushub, bei elastisch – ideal plastischem Materialverhalten der Schlitzwand, erfolgt in 50-facher Skalierung und zeigt eine maximale Verformung von 17,0 cm (Abb. 88).



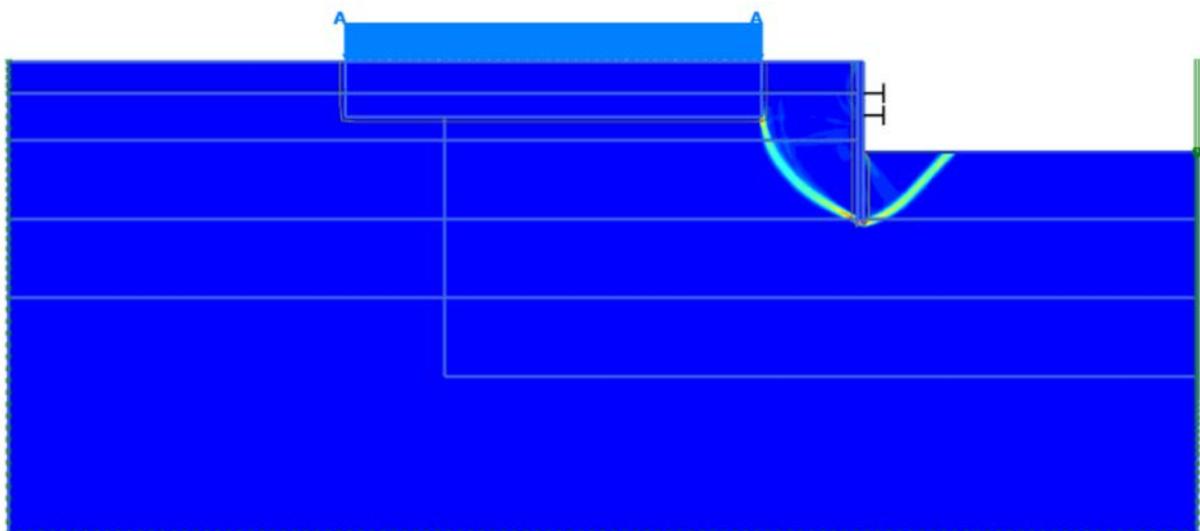
**Abb. 88:** Verformtes Netz - Endaushubniveau, Penta – Hotel, HSS, SW MC

Aus den in Abb. 89 dargestellten inkrementellen deviatorischen Dehnungen nach der  $\Phi/C$  – Reduktion ist ein Versagensmechanismus erkennbar. Aufgrund der elastischen Modellierung der Schlitzwand kann sich in oder durch die Verbauwand kein Versagensmechanismus ausbilden.



**Abb. 89:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen,  $\Phi/C$  (400 Schritte), Penta – Hotel, SW elastisch

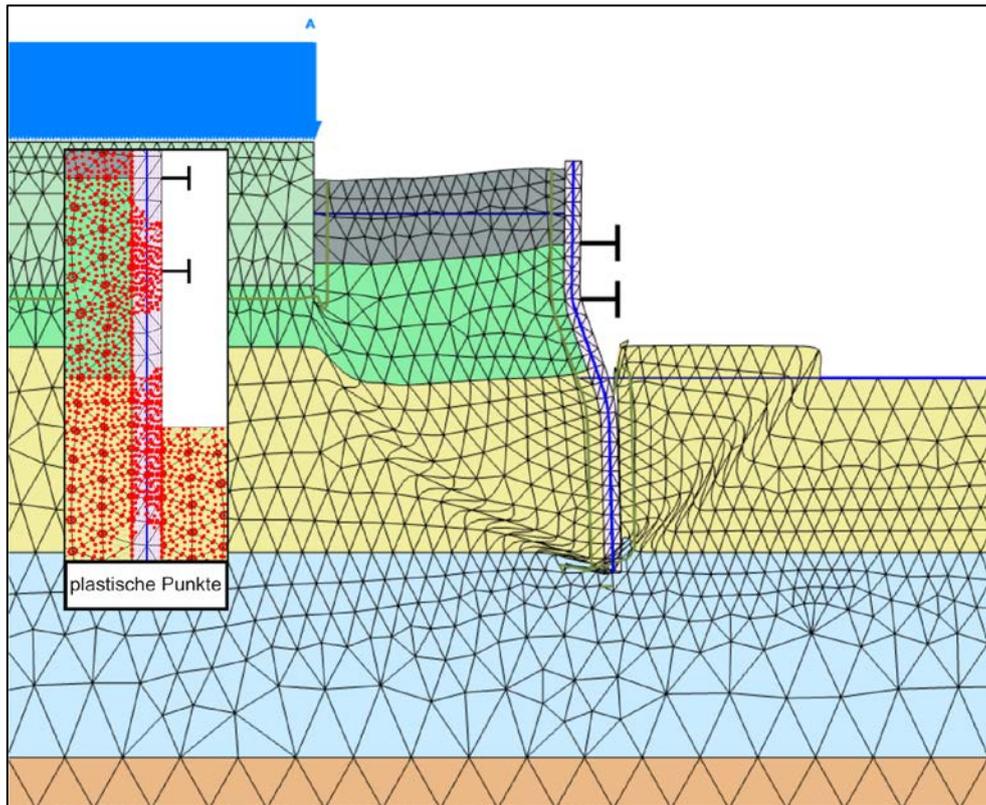
Abb. 90 zeigt die Auswirkungen der elastisch – ideal plastischen Schlitzwandmodellierung auf den Versagensmechanismus und in Abb. 91 ist die Bildung von 2 plastischen Zonen in der Schlitzwand erkennbar.



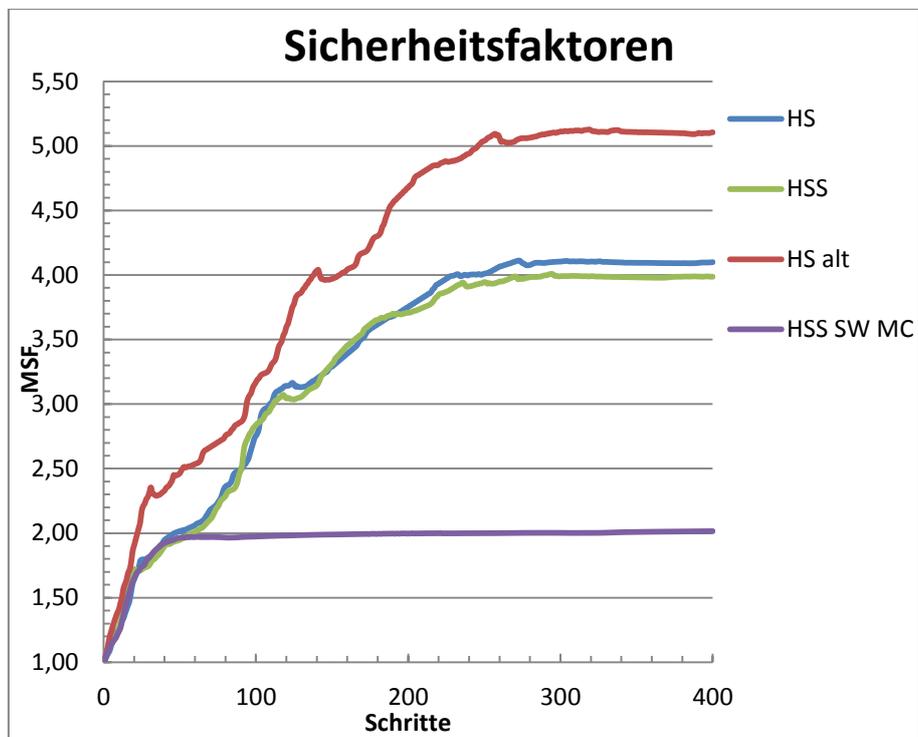
**Abb. 90:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen,  $\Phi/C$  (400 Schritte), Penta – Hotel, SW MC

Folgen hat die Art der Schlitzwandmodellierung auf die Sicherheitsfaktoren (Abb. 92). Bei elastischer Schlitzwand erhält man für das HS-Modell eine Sicherheit von 4,1 und für das HSS-Modell 4,0. Ist ein Versagen der Schlitzwand möglich ergibt sich eine

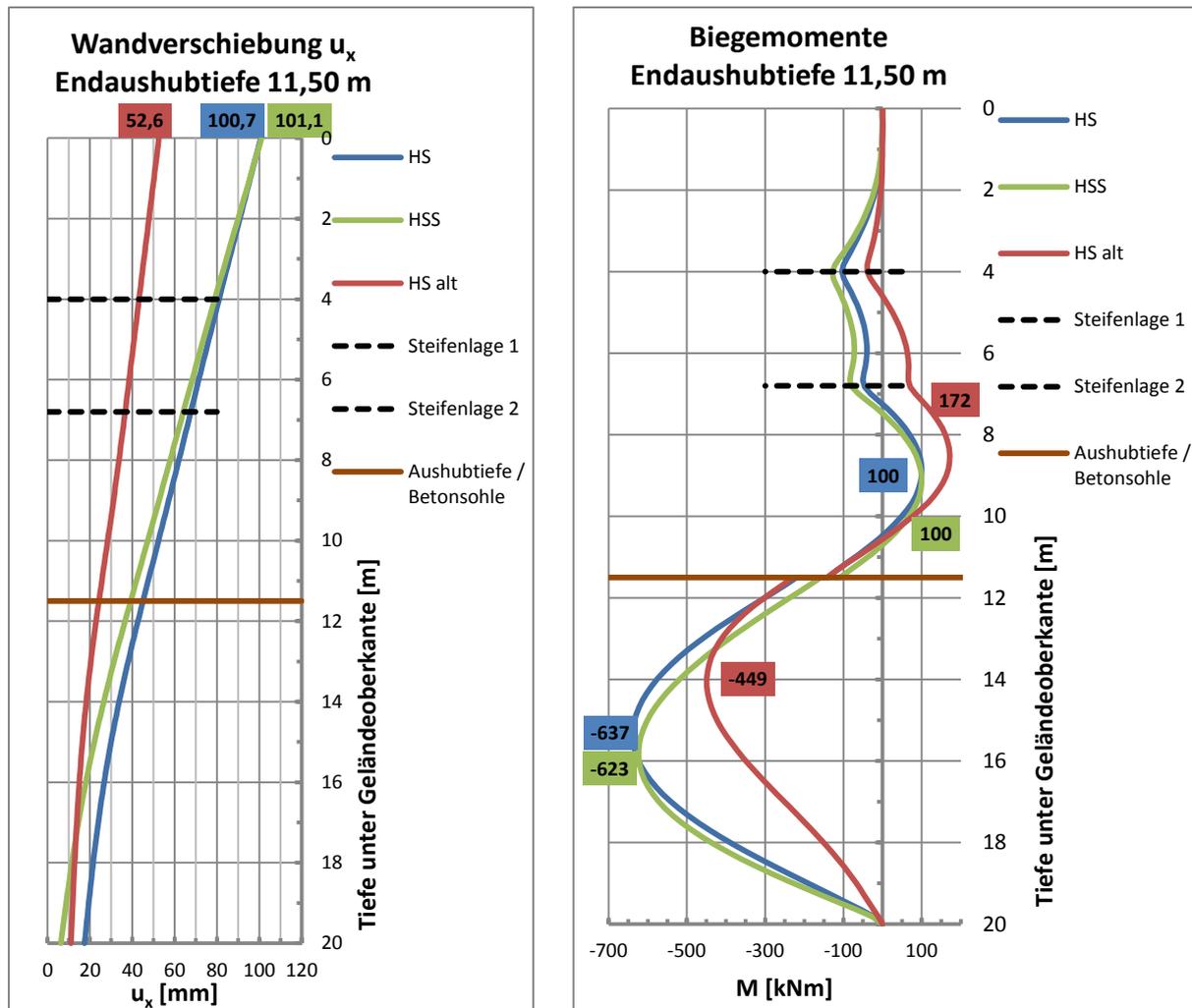
Sicherheit von 2,0. Mit einer elastischen Modellierung überschätzt man die Sicherheit um das Doppelte.



**Abb. 91:** Verformtes Netz nach Phi/C – Reduktion + plastische Punkte (rot), Penta – Hotel, SW MC

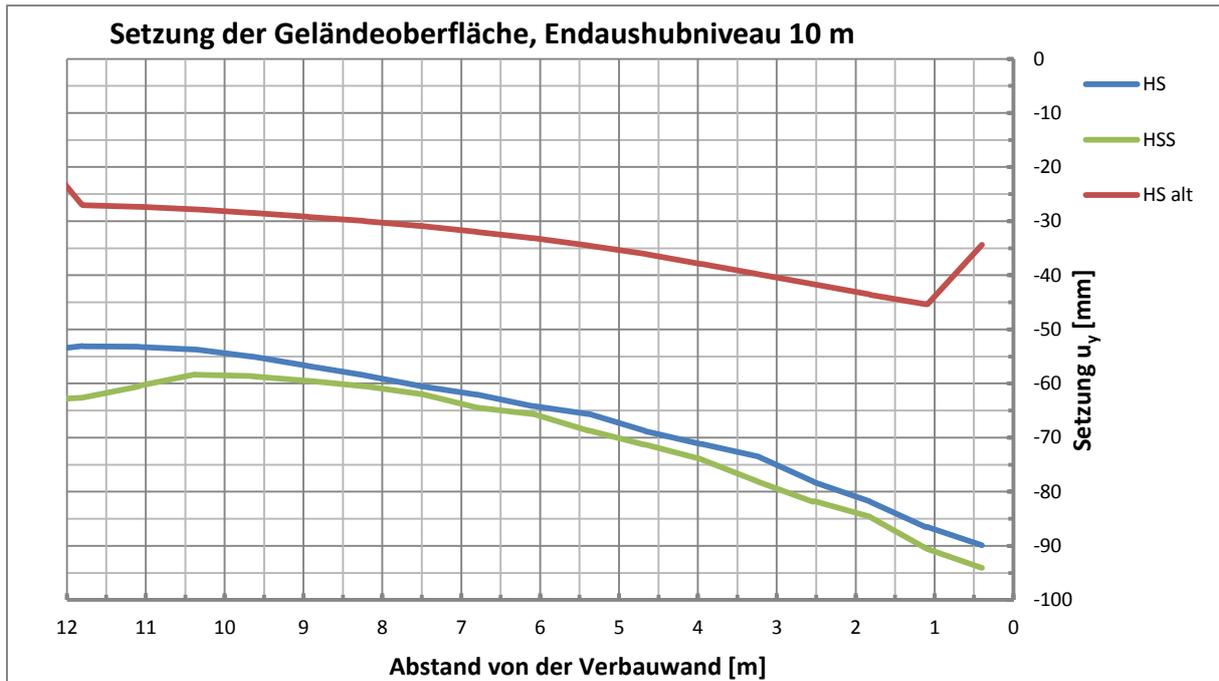


**Abb. 92:** Sicherheitsfaktoren, Penta – Hotel



**Abb. 93:** Wandverformung und Biegemomente, Penta – Hotel

Für die in Abb. 93 dargestellten Verbauwandverformungen wird die Kopfverformung angegeben. Die erhaltenen Werte für die Kopfverformung  $u_x$  betragen für das HS-Modell 100,7 mm, für das HSS-Modell 101,1 mm und das HS-alt Modell liefert 52,6 mm. Im Bereich der Betonsohle bis zum Verbauwandfuß ergeben sich für das HSS-Modell erwartungsgemäß geringere Verschiebungen als für das HS-Modell. Im rechten Diagramm sind die minimalen und maximalen Biegemomente der Verbauwand ersichtlich. Diese betragen für das HS-Modell -637 / +100 kNm, für das HSS-Modell -623 / +100 kNm und für das HS-alt Modell -449 / +172 kNm. Vor allem im Bereich der Einbindetiefe ergibt sich ein Unterschied von zirka 40 % in den Biegemomenten zwischen den neuen und alten Materialparameter.

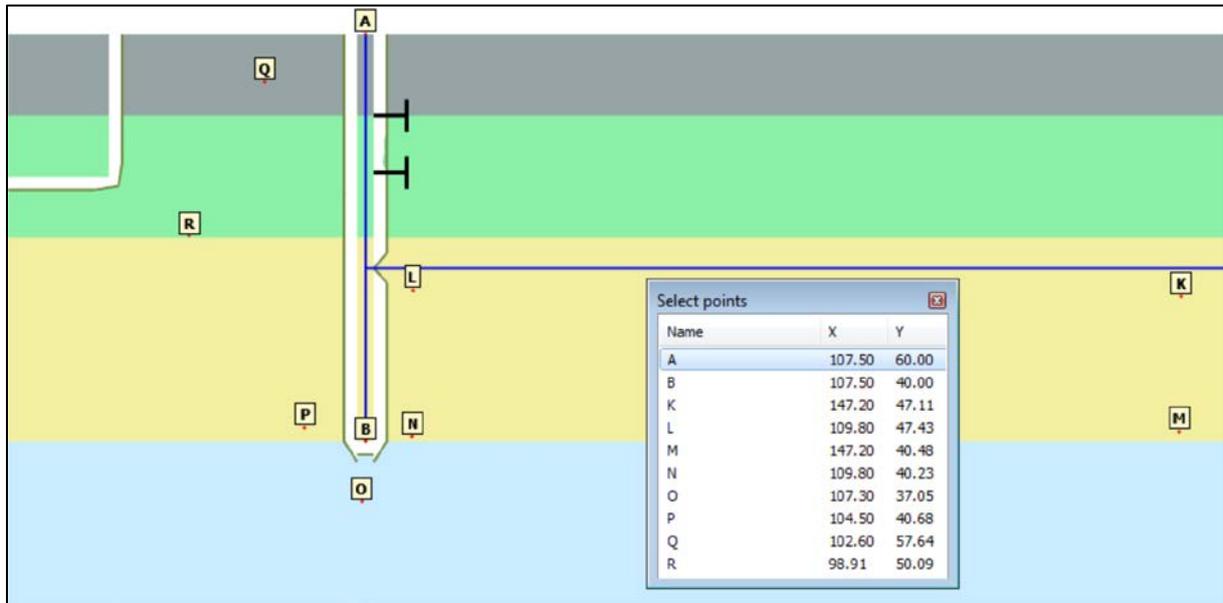


**Abb. 94:** Setzungen der Geländeoberfläche, Penta – Hotel

In Abb. 94 sind die Setzungen der Geländeoberfläche bis 12 m hinter der Verbauwand dargestellt. Der Unterschied in den Setzungen zwischen den alten und neuen Materialkennwerten ist erheblich. Man kann sagen, dass das HS-alt für die Baugrube Penta – Hotel zirka 50 % weniger Setzungen liefert als die neuen Materialkennwerte.

### 3.8.4 SPANNUNGSPFADE

In Abb. 95 ist die Lage der Gaußpunkte für die nachfolgenden Spannungspfade dargestellt. Es werden zwei Punkte im Bereich der Baugrubenmitte und sechs Punkte im Bereich vor und hinter der Schlitzwand in verschiedenen Höhen bestimmt. Der Koordinatenursprung befindet sich in der unteren linken Ecke des Modells.



**Abb. 95:** Lage der Spannungspunkte, Penta – Hotel

Abb. 96 bis Abb. 101 zeigen die effektiven Spannungspfade der gewählten Spannungspunkte, wobei in Abb. 97 und Abb. 98 der Spannungspfad und die Porenwasserunter- bzw. überdrücke  $p_{excess}$  für den Punkt M im Detail erläutert werden. Jeder Spannungspfad beinhaltet den in 3.8.2 dargestellten Bauablauf (ohne  $\Phi/C$  – Reduktion). Die schwarzen rautenförmigen Markierungen repräsentieren das Ende eines jeweiligen Berechnungsschrittes.

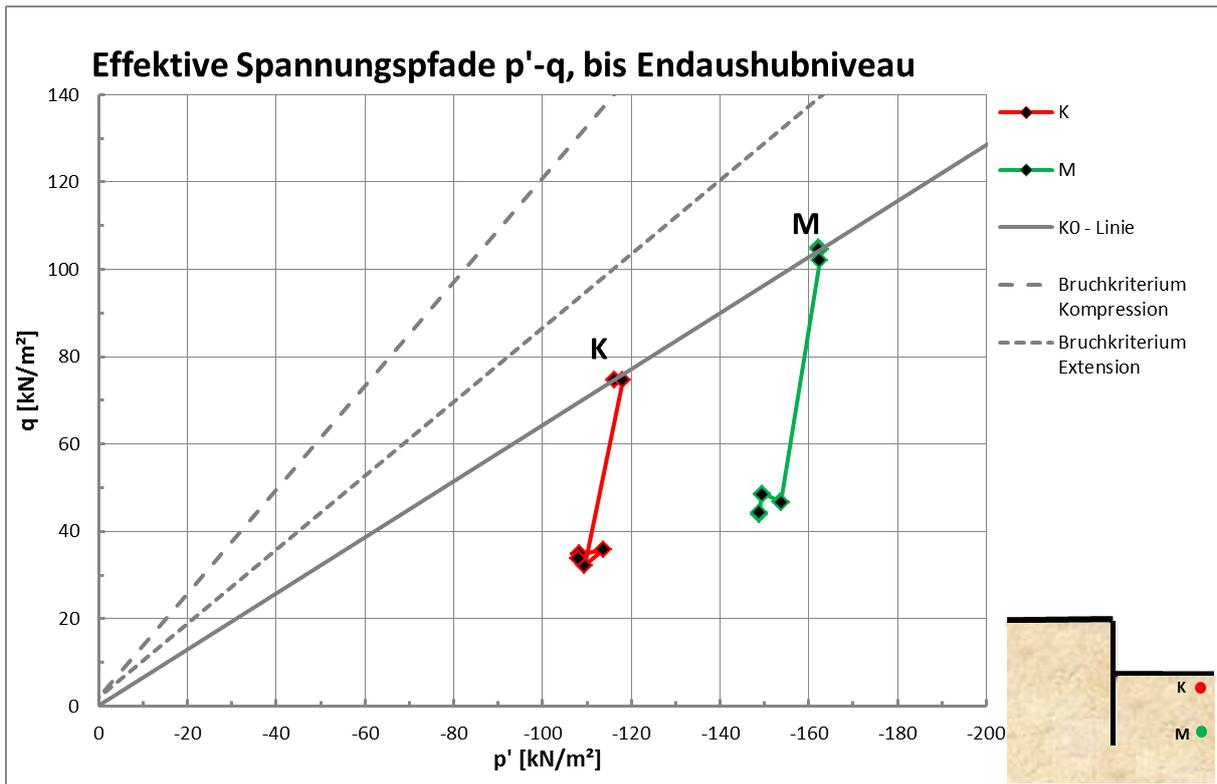


Abb. 96: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: K, M

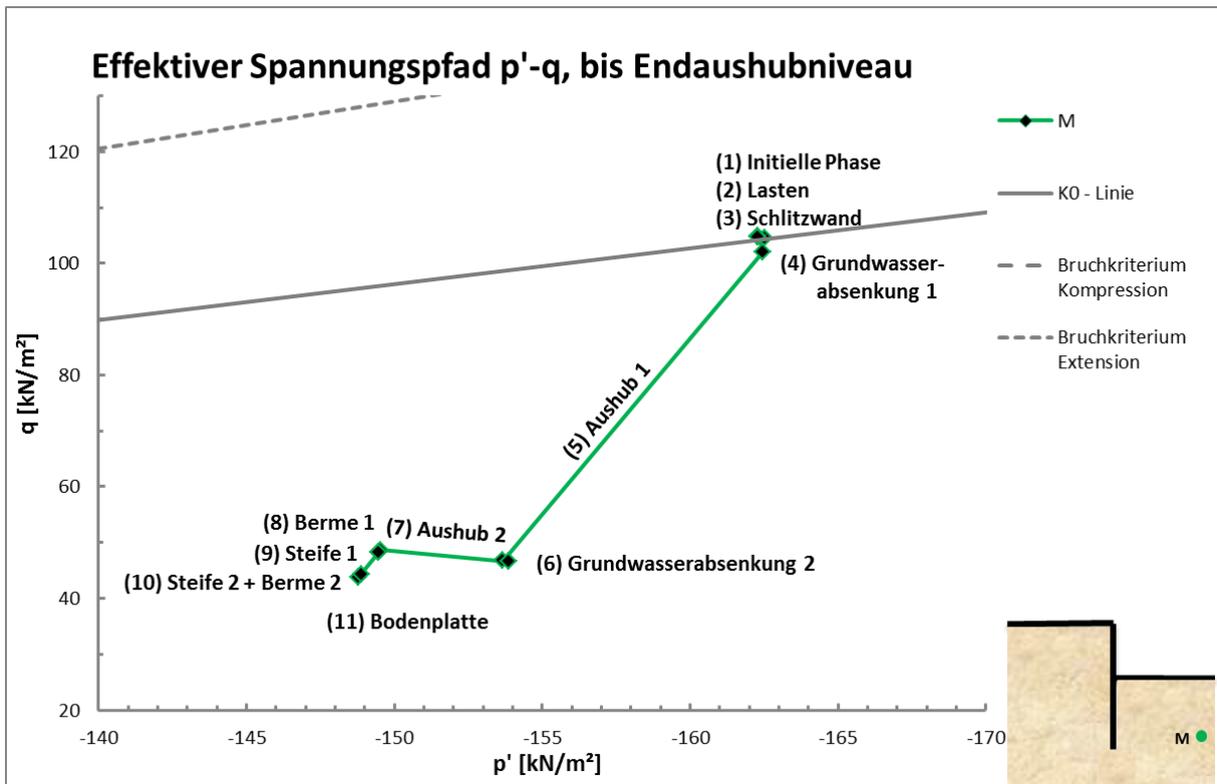
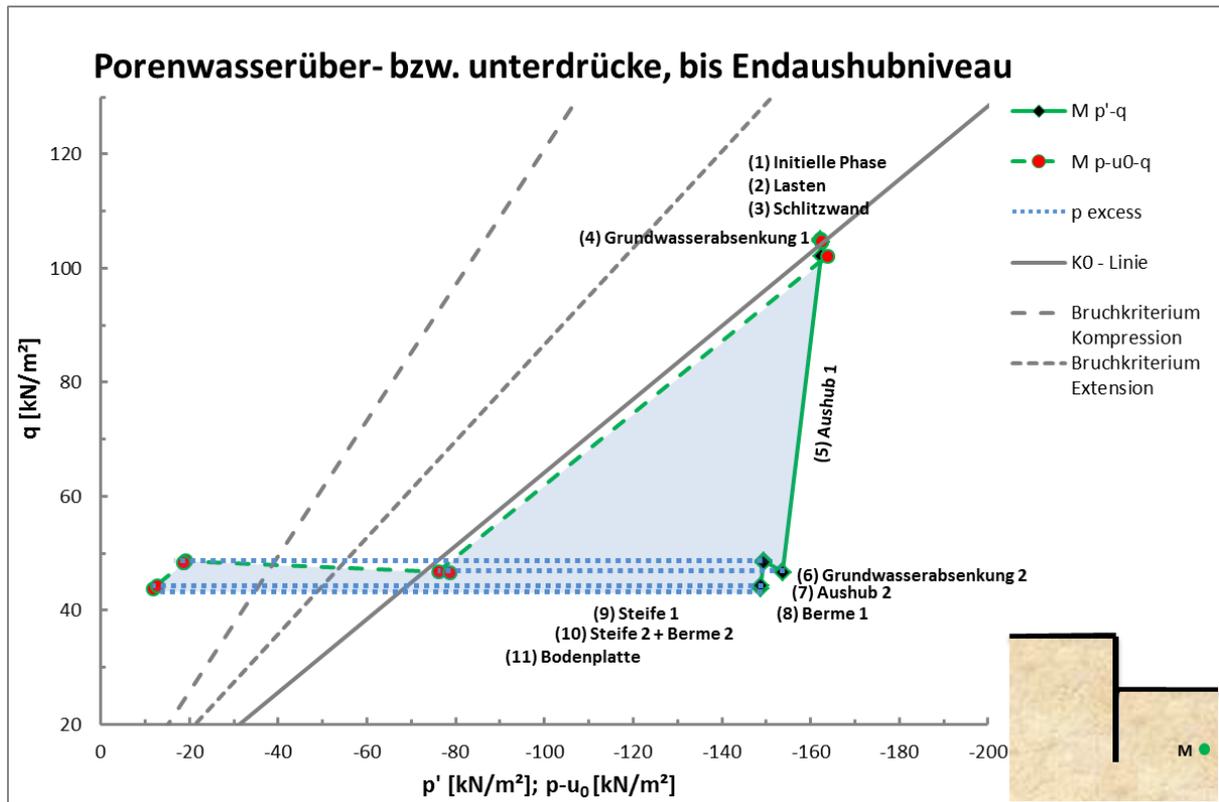
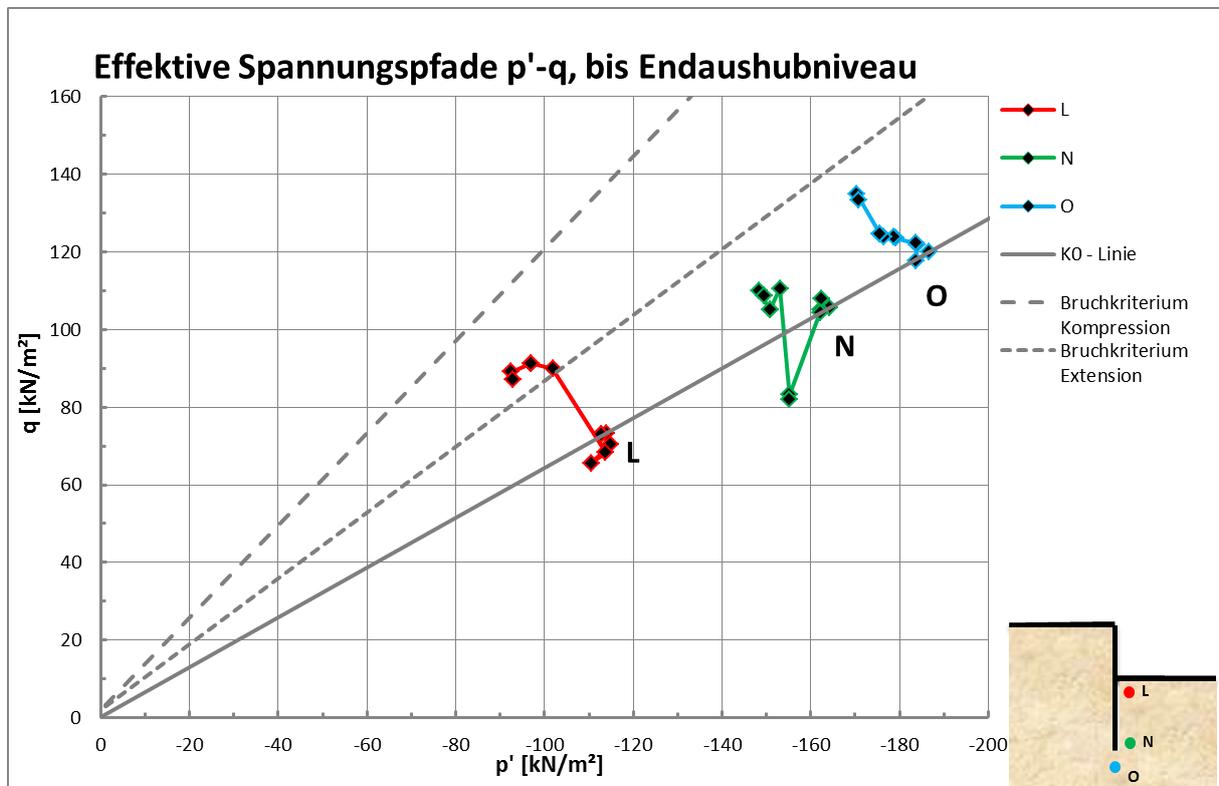


Abb. 97: Effektiver Spannungspfad p'-q, Punkt M im Detail



**Abb. 98:** Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke,  $p_{excess}$  [kN/m<sup>2</sup>], bis Endaushubniveau, Punkt M



**Abb. 99:** Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: L, N, O

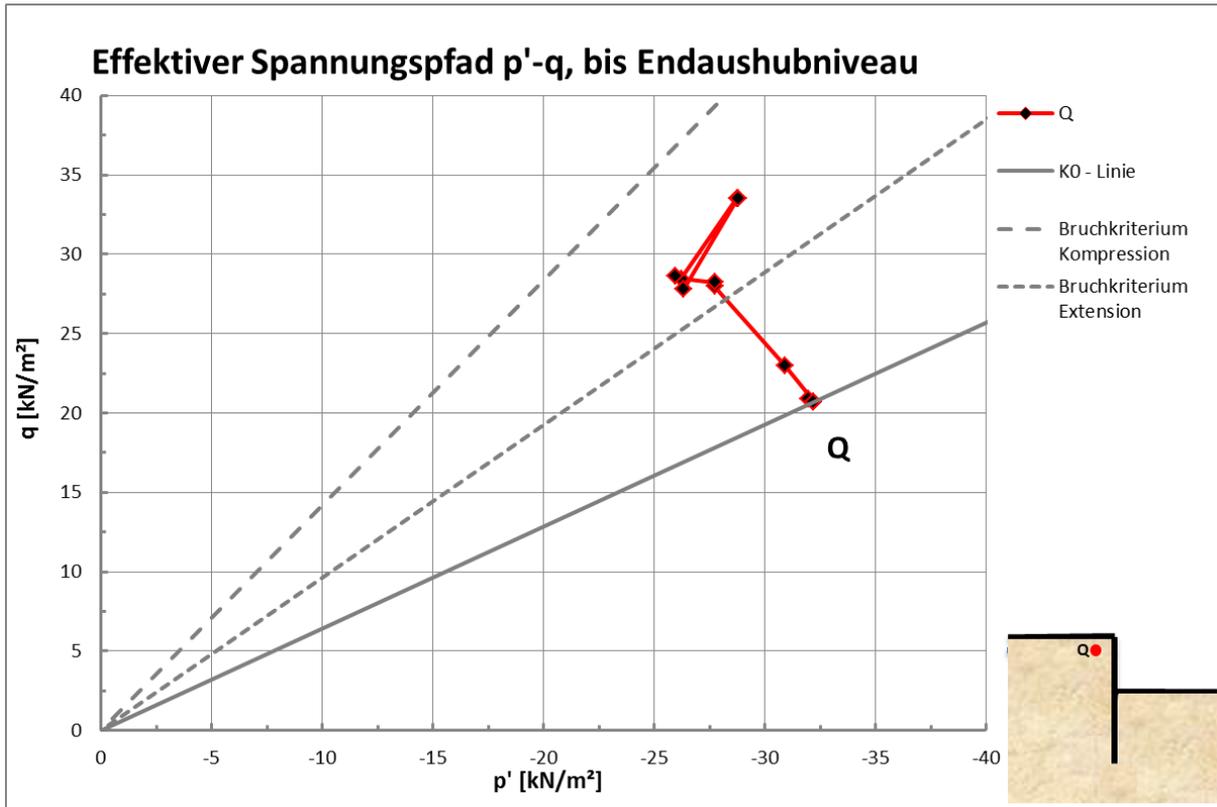


Abb. 100: Effektiver Spannungspfad  $p'$ - $q$ , Punkt: Q

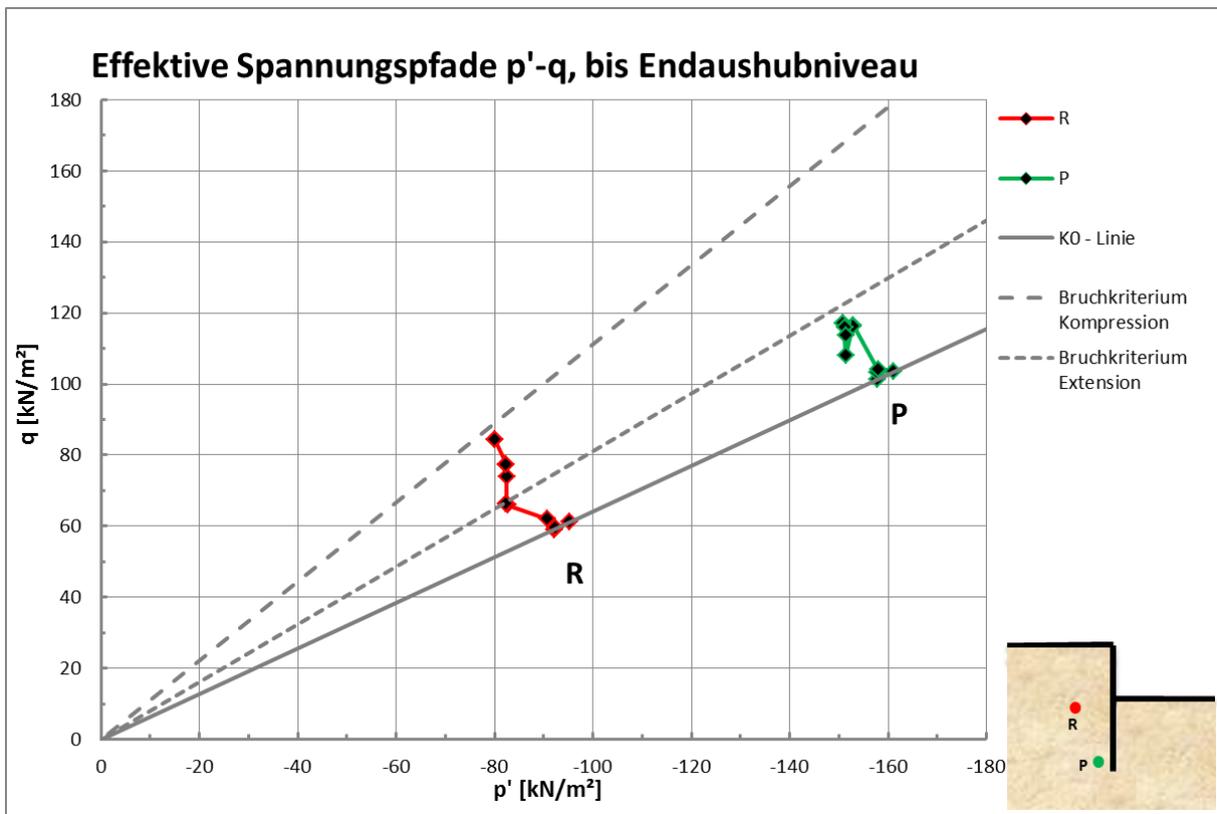
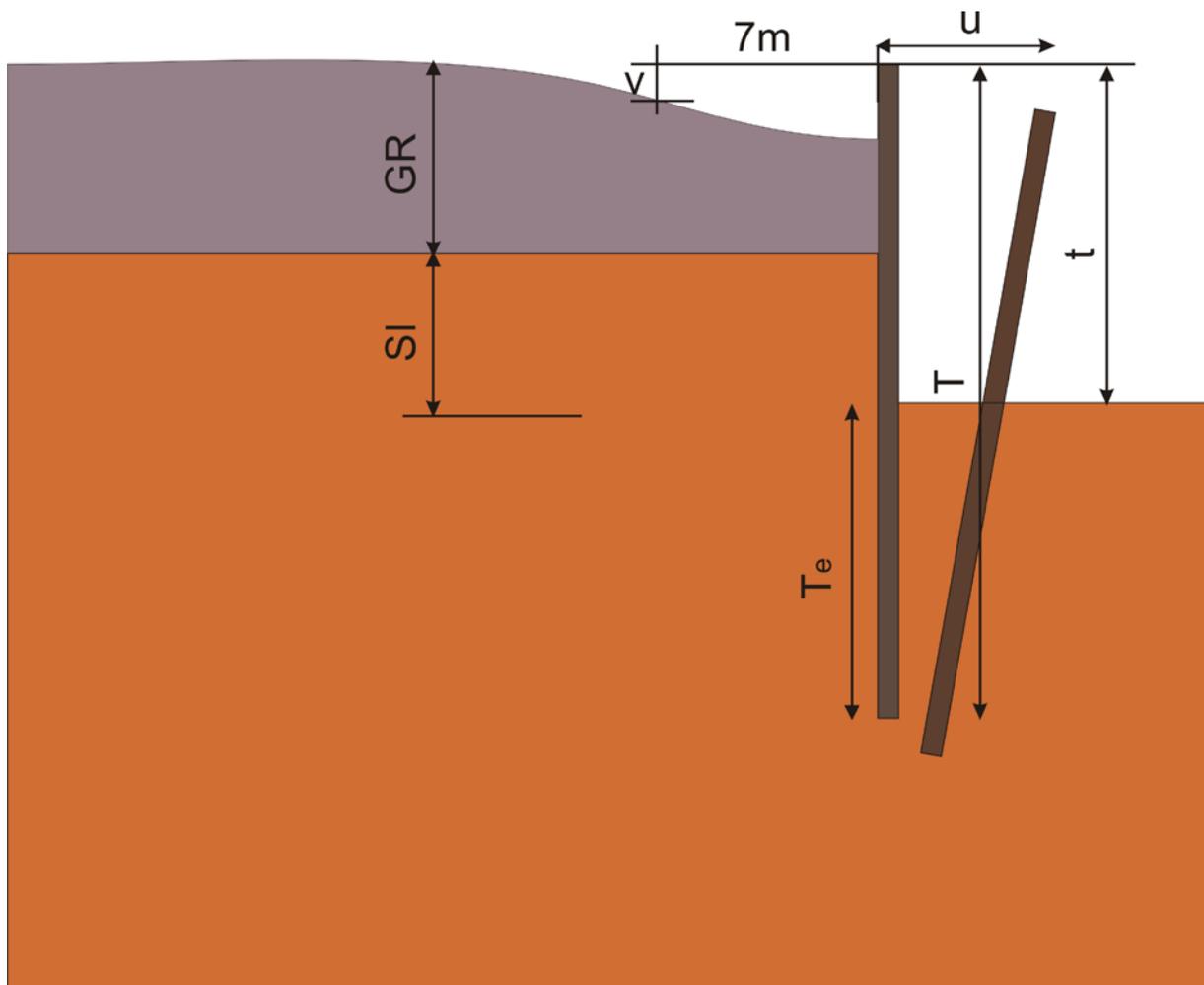


Abb. 101: Effektive Spannungspfade  $p'$ - $q$ , Punkte: R, P

### 3.9 ZUSAMMENFASSUNG UND VERGLEICH

Für die Zusammenfassung werden die baubegleitend gemessenen und bereits gerechneten Verformungen (Fachbach, 2004) mit den neu errechneten Verformungen verglichen. Außerdem werden Unterschiede in den Biegemomenten und in den globalen Sicherheitsfaktoren aufgezeigt. Als in-situ Messungen liegen die Verformungen am Verbauwandkopf  $u$  und die Setzungen  $v$  in einem Abstand 7 m hinter der Verbauwand vor (Schweiger, et al., 2005). Zusätzlich werden zur Orientierung verschiedene charakteristische Kennwerte der einzelnen Baugruben angeführt. Folgende Kennwerte werden aus (Fachbach, 2004) entnommen (Abb. 102):

- Verhältnis der Schichtdicke Kies, zur Dicke der Seetonschicht bis zum End-aushubniveau (inklusive Feinsand)  $GR/SI$
- Fläche der Baugrube
- Aushubvolumen
- Aushubtiefe  $t$
- Tiefe der Schlitzwand  $T$
- Einbindetiefe Schlitzwand  $T_e$



**Abb. 102:** Schematische Darstellung zur Auswertung verwendeter Abmessungen

### 3.9.1 CHARAKTERISTISCHE KENNWERTE

Die in Tab. 31 dargestellten charakteristischen Kennwerte der fünf Salzburger Baugruben zeigen, dass deutliche Unterschiede im Schichtdickenverhältnis  $GR/SI$ , in der Fläche und im gesamten Aushubvolumen der einzelnen Baugruben vorhanden sind. Alle fünf Aushubtiefen liegen im Bereich von 10,0 – 11,5 m und unterscheiden sich wie die Gesamttiefen der Schlitzwände (20,0 – 24,0 m) nur gering. Für die vorhandenen Einbindetiefen von 8,5 bis 13,0 m werden zusätzlich die prozentualen Anteile an der Gesamttiefe angegeben. Diese liegen zwischen 43 und 57 %.

	Aushub- tiefe t	Fläche der Baugrube	Aushubvo- lumen	GR/SI	Gesamttiefe Schlitzwand T	Einbindetiefe Schlitzwand $T_e$	$T_e/T$
	[m]	[m <sup>2</sup> ]	[m <sup>3</sup> ]	-	[m]	[m]	[%]
Kiesel - Gebäude	11,5	2.200	25.000	0,4	20,0	8,5	42,5
Toskanatrakt	10,0	850	9.800	6,7	23,0	13,0	56,5
Arbeitsmarktverwaltung	10,0	1.800	18.000	0,1	20,0	10,0	50,0
Hypobank	11,0	1.000	11.000	4,5	24,0	13,0	54,2
Penta - Hotel	11,5	6.500	75.000	0,5	20,0	8,5	42,5

Tab. 31: Charakteristische Kennwerte der 5 Salzburger Baugruben

### 3.9.2 VERFORMUNGEN

Für die in Tab. 32 bis Tab. 34 angegeben horizontalen Kopfverschiebungen  $u_x$ , maximalen Verbauwandverschiebungen  $u_{max}$  und Setzungen  $v$  hinter der Schlitzwand sind die Messungen und die Ergebnisse aus den Rechnungen mit den neuen und alten Materialparameter aufgelistet.

	Horizontale Kopfverschiebung $u_x$ [mm]			
	Messung	HS-Modell	HSS-Modell	HS-alt (Fachbach)
Kiesel - Gebäude	20	34	23	19
Toskanatrakt	5	0	0	0
Arbeitsmarktverwaltung	17	0	-1	19
Hypobank	13	16	13	11
Penta - Hotel	100	101	100	47

Tab. 32: Horizontale Kopfverschiebungen  $u_x$

	Setzungen $v$ , 7 m hinter der Schlitzwand [mm]			
	Messung	HS-Modell	HSS-Modell	HS-alt (Fachbach)
Kiesel - Gebäude	28	19	16	13
Toskanatrakt	8	-1	0	1
Arbeitsmarktverwaltung	26	6	5	17
Hypobank	11	8	7	9
Penta - Hotel	30	62	64	27

Tab. 33: Setzungen  $v$ , 7 m hinter der Schlitzwand

Die errechneten Werte für die Baugrube Kiesel-Gebäude sind alle in der Größenordnung der in-situ gemessenen Werte. Das neue HSS-Modell und das HS-alt (Fachbach) liefern die geringste Differenz zur gemessenen Kopfverschiebung. Die geringste Differenz zu den gemessenen Setzungen liefert das neue HS-Modell.

Für die Baugrube Toskanatrakt liegen alle Berechnungen, unabhängig von den Materialkennwerten, bei 0 mm Kopfverschiebung und -1 bis 1 mm Setzung. Die in-situ Messung lieferte jedoch 5 mm Kopfverschiebung und 8 mm Setzung. (Fachbach, 2004) führt dies auf die im Vergleich zu den restlichen Baugruben mächtige Kies-schicht zurück, da deren Materialparameter nicht so detailliert bestimmt worden sind als die des Feinsandes und der Seetonschichten.

Gemessen wurden für die Baugrube Arbeitsmarktverwaltung 17 mm Kopfverschiebung. Die Berechnung mit dem HS-alt (Fachbach) liefert mit 19 mm eine sehr gute Übereinstimmung mit der in-situ Messung, die Berechnung erfolgte jedoch mit einer elasto-plastischen Steifenmodellierung und einer daraus resultierenden, nicht näher erläuterten, „M-Stage“-Variation\*. Für die maximalen horizontalen Verschiebungen und die Setzungen ergeben sich für das neue HSS-Modell erwartungsgemäß die geringsten Werte.

*\*„Da es bei der Berechnung dieses Beispiels numerische Probleme gab, wurde das abschnittsweise Abtragen der Berme und das gleichzeitige Vervollständigen der Bodenplatte mit Hilfe einer Variation von „M-Stage“ in Plaxis 8.2 simuliert – ohne dieses Hilfsmittel konnte bei der Berechnung kein Gleichgewichtszustand erzielt werden“ (Fachbach, 2004).*

Die Ergebnisse für die Kopfverschiebungen, Setzungen und horizontalen Verschiebungen der Baugrube Hypobank liegen für alle Berechnungen im Bereich der in-situ gemessenen Werte. Das HSS-Modell liefert für die Kopfverschiebung die geringste Abweichung, das HS-alt (Fachbach) für die Setzungen die geringste Abweichung vom tatsächlichen Messwert.

Für die Baugrube Penta-Hotel decken sich die mit den neuen Materialkennwerten erhaltenen Ergebnisse für die Kopfverschiebung, mit den gemessenen Werten. Die Setzungen aus den neuen Materialparametern werden gegenüber den Messungen um den Faktor ~ 2 zu hoch prognostiziert. Mit dem HS-alt ergaben sich für die Kopfverschiebung und Setzungen um den Faktor ~ 0,5 geringere Werte als für die neuen Materialparameter.

	maximale horizontale Verschiebung $u_{max}$ in der Schlitzwand [mm]		
	HS-Modell	HSS-Modell	HS-alt (Fachbach)
Kiesel - Gebäude	40	27	26
Toskanatrakt	6	2	6
Arbeitsmarktverwaltung	12	7	25
Hypobank	20	14	16
Penta - Hotel	101	100	47

**Tab. 34:** maximale horizontale Verschiebungen  $u_{max}$  in der Schlitzwand

### 3.9.3 BIEGEMOMENTE

Eine Zusammenfassung der errechneten minimalen und maximalen Biegemomente ist in Tab. 35 ersichtlich. Vergleicht man nur die beiden Modelle mit den neuen Materialkennwerten (HS vs. HSS), so ergeben sich für das HSS-Modell aufgrund der geringeren Verformungen (siehe 3.9.2) grundsätzlich auch geringere Biegemomente. Aus dem Vergleich vom HS-Modell mit dem HS-alt kann man erkennen, dass der Unterschied in den Materialparametern generell zu größeren Biegemomenten für das HS-Modell mit den neuen Materialkennwerten führt. Prinzipiell führen die neuen Materialkennwerte zu größeren Biegemomenten und das wiederum führt zu einem höheren Bewehrungsgehalt in der Bemessung.

	minimale und maximale Biegemomente [kNm]					
	HS-Modell		HSS-Modell		HS-alt (Fachbach)	
Kiesel - Gebäude	-562	54	-416	-416	-431	51
Toskanatrakt	-319	234	-324	-324	-271	191
Arbeitsmarktverwaltung	-359	533	-148	-148	-341	480
Hypobank	-139	254	-83	-83	-75	209
Penta - Hotel	-637	100	-283	-283	-449	172

**Tab. 35:** minimale und maximale Biegemomente

### 3.9.4 SICHERHEITSAKTOREN

Die in Tab. 36 dargestellten errechneten Sicherheitsfaktoren werden bezüglich der Modelle und der unterschiedlichen Schlitzwandmodellierung (Schlitzwand elastisch „SW EL“, Schlitzwand Mohr-Coulomb „SW MC“) unterschieden.

	Sicherheitsfaktoren				
	HS-Modell SW EL	HSS-Modell SW EL	HSS-Modell SW MC	HS-alt (Fachbach) SW EL	HS-alt (Fachbach) SW MC
Kiesel - Gebäude	1,5	1,4	-	2,0	2,0
Toskanatrakt	3,0	3,3	2,5	3,5	2,6
Arbeitsmarktverwaltung	4,3	4,2	-	1,4	1,3
Hypobank	1,7	1,7	-	2,3	2,2
Penta - Hotel	4,1	4,0	2,0	5,0	2,5

**Tab. 36:** Sicherheitsfaktoren aller Modelle

Betrachtet man die Unterschiede zwischen den neuen und alten Materialkennwerten nur für die Fälle mit elastischer Schlitzwand, so fällt auf, dass die Sicherheiten für die neuen Materialkennwerte durchwegs um 0,2 – 1,0 geringer sind als für die alten Materialkennwerte. Der für die Fälle mit elastischer Schlitzwand erkennbare Trend setzt sich für die zwei Modelle mit elasto-plastisch gerechneter Schlitzwand fort. Hier liegen die Sicherheiten aus den neuen Materialkennwerten um 0,5 bzw. 0,6 geringer als für die alten Kennwerte. Eine Ausnahme stellt die Baugrube Arbeitsmarktverwaltung dar, da diese im Bereich der Steifenlagen verschieden modelliert wurde und sich diese Modellierung auf den Sicherheitsfaktor auswirkt.

Zusammenfassend kann gesagt werden, dass die neuen Materialkennwerte für die Verformungen grundsätzlich plausible Werte liefern. Prinzipiell führen die neuen Materialkennwerte zu größeren Biegemomenten und das wiederum führt zu einem höheren Bewehrungsgehalt in der Bemessung. Die globalen Sicherheiten sind für die neuen Materialkennwerte grundsätzlich geringer als für die alten. Alles in allem führen die neuen Materialkennwerte, sowohl für das HS-Modell als auch für das HSS-Modell, zu einer konservativeren Bemessung bzw. Betrachtung eines Entlastungsproblems, wobei das HSS-Modell vor allem wegen der realistischeren Abbildung des Bodenverhaltens und der besseren Verformungsergebnisse in Bezug auf die in-situ gemessenen Werte bei den Fallbeispielen, gegenüber dem HS-Modell zu bevorzugen ist.

## 4 Fallbeispiel Baugrube PT2011

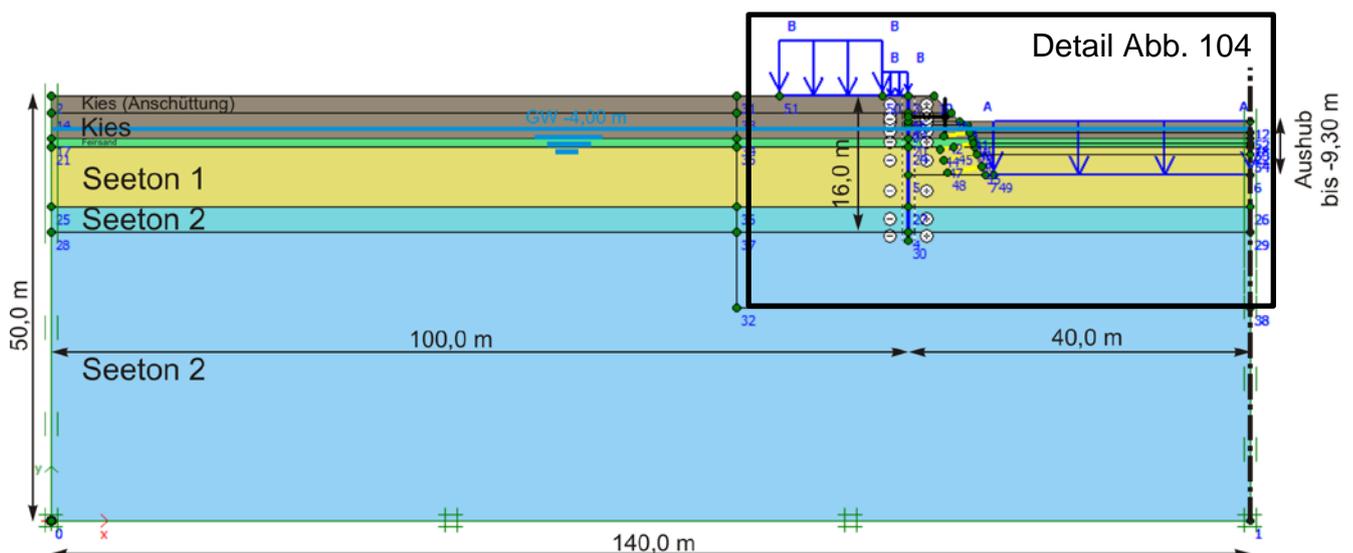
Die als Fallbeispiel herangezogene Baugrube PT2011 befindet sich südlich der Stadt Salzburg. Die langgezogene, an eine Bundesstraße angrenzende, 80,0 m breite Baugrube wird in dem für Salzburg typischen feinsandigen und schluffigen Seetonen hergestellt. Als Verbaukonstruktion kommt eine Spundwand (Typ PU32), gesichert durch eine Berme, zum Einsatz. Nach Herstellung der Bodenplatte wird 2,50 m unter Geländeoberkante zusätzlich eine Aussteifungskonstruktion aus Stahlträgern eingebaut. Vor Baubeginn besteht ein geböschter Voraushub bis zu einer Tiefe von 3,0 m.

### 4.1 MODELLIERUNG

Die Modellierung erfolgt in Plaxis 2D 2011 (Brinkgreve, et al., 2011) im ebenen Verzerrungszustand. Als Finite Elemente werden 15-knotige Dreieckselemente verwendet.

Zeitabhängige Einflüssen werden grundsätzlich mit einer undrainierten Berechnung und gekoppelter Konsolidierung berücksichtigt. Die Grundwasserabsenkungen werden mit drainiertem Materialverhalten berechnet.

Der in Abb. 103 dargestellte vollständige, symmetrische Berechnungsausschnitt misst 140,0 m auf 50,0 m. Als seitlicher Abstand zur Verbauwand, ergeben sich mit der zweieinhalbfachen Baugrubenbreite, 100,0 m und für den Abstand zum unteren Modellrand wird mit 40,0 m zirka die vierfache Aushubtiefe gewählt. Als Randbedingungen werden alle Modellränder horizontal und der untere Modellrand in beide Richtungen gesperrt.



**Abb. 103:** Modellgeometrie Baugrube PT2011

Die Baugrundverhältnisse werden mit der unter Punkt 4.1.1 erläuterten Schichtenfolge und den unter Punkt 3.2 beschriebenen Materialkennwerten modelliert. Folgende Berechnungsvarianten, mit Unterschieden in den Materialparametern bzw. -modellen werden untersucht:

- HS-alt, als Vorstudie und Vergleich
- HS, mit Variation von  $c'$  im Seeton 1 von  $12 \text{ kN/m}^2$  bis  $30 \text{ kN/m}^2$
- HSS, mit Variation von  $c'$  im Seeton 1 von  $12 \text{ kN/m}^2$  bis  $30 \text{ kN/m}^2$

Eine detaillierte Darstellung des Bereichs der Verbaukonstruktion inklusive Sicherungen findet sich in Abb. 104. Im Bereich von  $0 - 3,0 \text{ m}$  hinter der Verbauwand wird an der Geländeoberkante eine Auflast von  $7,0 \text{ kN/m}^2$  angesetzt, um ungünstige Belastungssituationen an der Verbauwand zu berücksichtigen. Überdies wird im Bereich von  $3,0 - 15,0 \text{ m}$  hinter der Verbauwand eine angrenzende Straße mit einer Verkehrsgleichlast von  $16,7 \text{ kN/m}^2$  berücksichtigt.

Die als Plattenelement modellierte Spundwand reicht bis in eine Tiefe von  $16,0 \text{ m}$  und hat eine Einbindetiefe nach Endaushub exklusive Berme, von  $6,7 \text{ m}$ . Die Interaktion zwischen Spundwand und Boden wird mit Interfaceelementen abgebildet. Als Lagesicherung der Spundwand wird eine Stützberme mit einer Neigung von  $70^\circ$ , einer Höhe von  $5,8 \text{ m}$  und einer Fußbreite von  $9,0 \text{ m}$  eingesetzt. Als Sicherung der Bermen werden eine  $15 \text{ cm}$  Spritzbetonschicht und vollvermörtelte Bodennägel mit einer Neigung von  $10^\circ$  verwendet. Zwischen Berme und Bauwerk befindet sich ein Arbeitsraum von  $1,0 \text{ m}$ .

Der Aushub erfolgt in zwei Teilaushubschritten bis in eine Tiefe von  $9,3 \text{ m}$ . Nach erfolgtem Aushub wird eine zweiwöchige Konstruktionszeit mittels gekoppelter Konsolidierungsberechnung berücksichtigt. Anschließend repräsentiert eine Gleichlast von  $16,25 \text{ kN/m}$  das in Bau befindliche Kellergeschoß. Nach erneuter einwöchiger Konsolidierung werden Stahlträger (HE-A 300) alle  $4,0 \text{ m}$ , als Aussteifung zwischen Bauwerk und Spundwand in  $2,5 \text{ m}$  Tiefe eingebaut.

Nachfolgend wird abermals eine Konsolidierungsberechnung von drei Monaten durchgeführt. Diese Phase repräsentiert die Dauer bis zum Verfüllen der Baugrube.

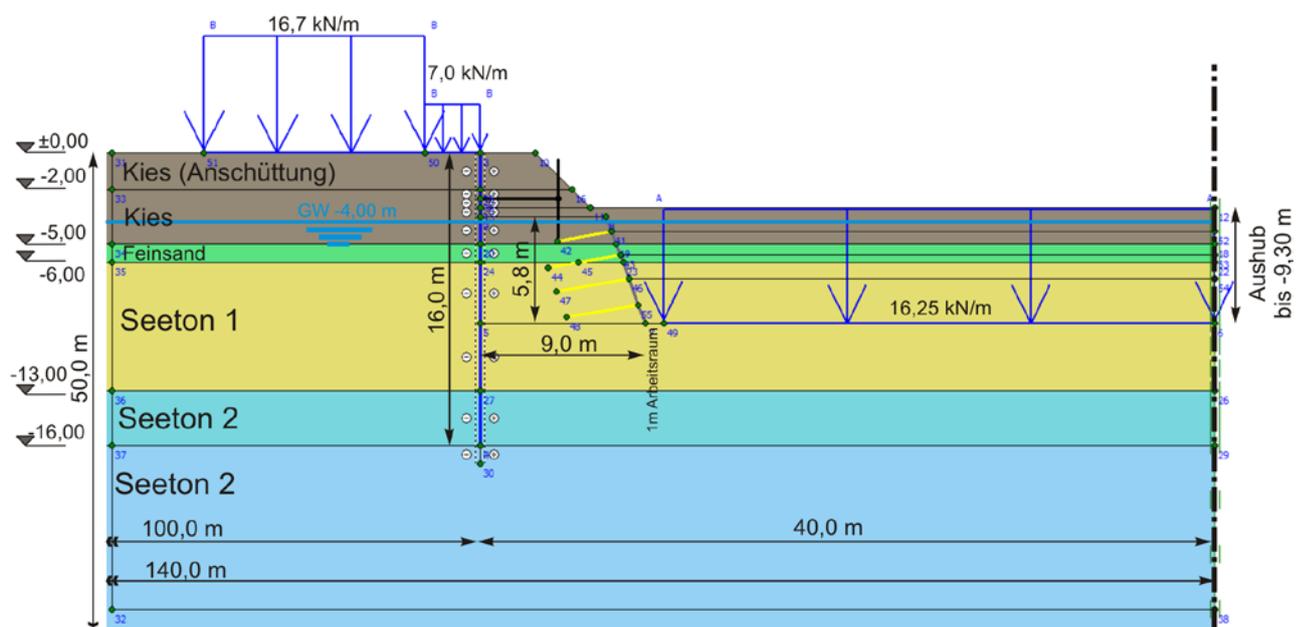
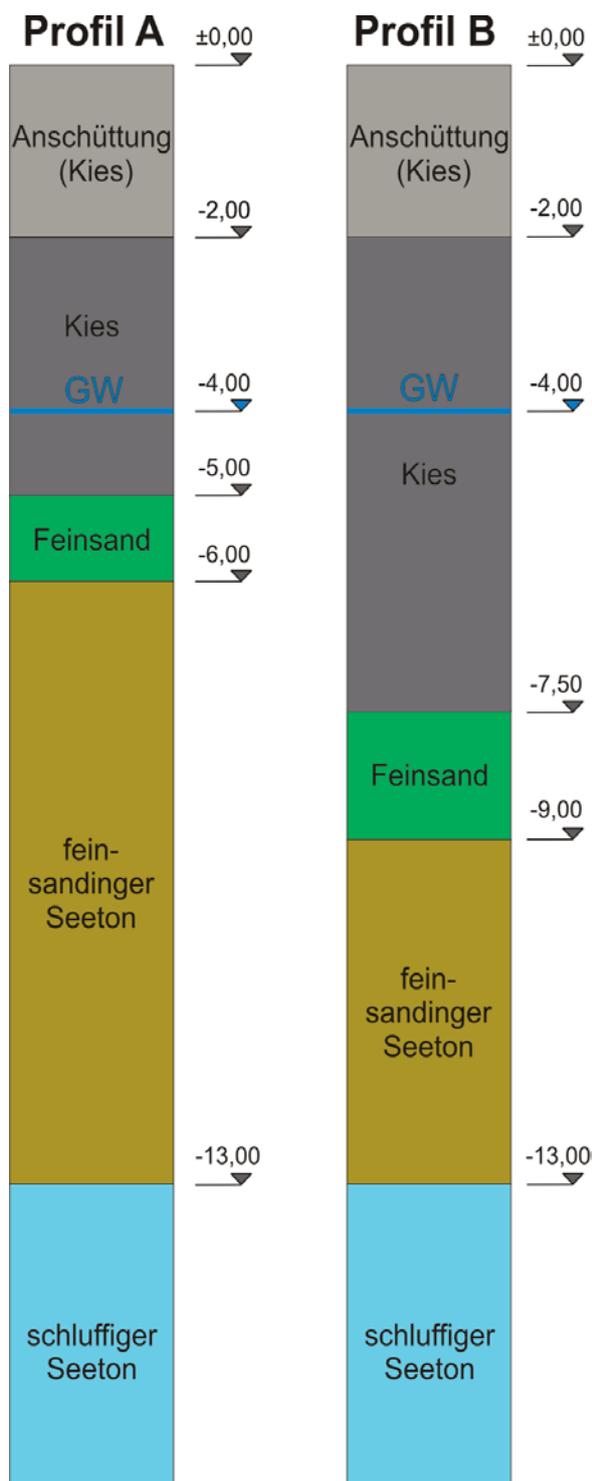


Abb. 104: Detail Modellgeometrie

## 4.1.1 Bodenprofile



In Abb. 105 sind die beiden vorliegenden Bodenprofile, Profil A und Profil B, von Geländeoberkante bis zu einer Tiefe von 16,0 m dargestellt. Der Grundwasserspiegel befindet sich bei beiden Profilen in einer Tiefe von 4,0 m. Die Schichtenfolge ist in beiden Profilen identisch, nur die Schichtdicken weichen voneinander ab. Das Profil A weist nach der Kiesanschüttung eine 3,0 m mächtige Kiesschicht auf. Zwischen der Kiesschicht und dem feinsandigen Seeton (Seeton 1) befindet sich im Profil A eine 1,0 m mächtige Feinsandschicht. Im Profil B reicht die Kiesschicht bis in eine Tiefe von 7,5 m und wird gefolgt von einer 1,5 m Feinsandschicht. Die Grenze von schluffigem Seeton (Seeton 2) zu Seeton 1 befindet sich in beiden Profilen in einer Tiefe von 13,0 m. Somit fällt die Dicke des Seeton 1 in Profil B um 3,0 m geringer aus als in Profil A.

Da die zur Stützung der Spundwand eingesetzt Berme bis in eine Tiefe von 9,3 m reicht, ist das Profil A aufgrund des bereits in einer Tiefe von 6,0 m liegenden Seeton 1 wesentlich ungünstiger im Hinblick auf die Stabilität der Berme. Daher wird das Berechnungsmodell mit dem Bodenprofil A modelliert. Als Materialparameter für den Boden werden die in Kapitel 3.2 angeführten und bereits für die Fallstudien verwendeten herangezogen, wobei der Fokus auf den neuen Materialparametern liegt.

**Abb. 105:** Bodenprofile PT2011

## 4.1.2 MATERIALEIGENSCHAFTEN

Die Spundwand wird als Plattenelement mit den in Tab. 37 angeführten Parametern modelliert. Grundsätzlich wird die Spundwand elastisch modelliert, es wird aber eine zusätzlich Berechnung durchgeführt, um Auswirkungen einer elasto-plastischen Modellierung aufzuzeigen.

	Modell	EA	EI	w	M <sub>plastisch</sub>
		[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	[kN/m/m]	[kNm/m]
<b>Spundwand PU-32</b>	elastisch	5,08E+06	1,52E+05	1,90	-
<b>Spundwand PU-32</b>	elasto-plastisch	5,08E+06	1,52E+05	1,90	950

**Tab. 37:** Materialparameter Spundwand

Für die Sicherung der Berme werden eine 15 cm Spritzbetonschicht, modelliert als elastisches Strukturelement, und vier vollvermörtelte Bodennägel verwendet (Tab. 38). Die maximale Länge der Bodennägel beträgt 4,0 m.

	EA	EI	w
	[kN/m]	[kNm <sup>2</sup> /m]	[kN/m/m]
<b>Spritzbeton (d = 15 cm)</b>	2,25E+06	4,22E+03	3,75
<b>Bodennagel (l<sub>max</sub> = 4 m)</b>	9,03E+04	-	-

**Tab. 38:** Materialparameter Bermensicherung

Nach vollständigem Aushub wird die Spundwand zusätzlich mittels Stahlbreitflanschträgern HE-A 300 (Tab. 39), am im Bau befindlichen Kellergeschoß, alle 4,0 m abgestützt.

	EA	l <sub>spacing</sub>
	[kN/m]	[m]
<b>Aussteifung HE-A 300</b>	2,37E+06	4,00

**Tab. 39:** Materialparameter Steifenlage

#### 4.1.3 BERECHNUNGSABLAUF

Die in Tab. 40 gelisteten Berechnungsphasen simulieren den tatsächlichen Bauablauf und wurden für alle Berechnungsmodelle der Baugrube PT2011 verwendet.

Für die Berechnung des primären Spannungszustandes wird aufgrund der Modellgeometrie „Gravity Loading“ verwendet. Die Aushubphasen 6 und 9 werden mit einem MStage von 0,5 modelliert, um eine kontinuierliche Sicherung mittels Spritzbeton und Ankern zu simulieren und 3D-Effekte zu berücksichtigen.

Die Grundwasserabsenkung wird gemäß den Teilaushubschritten in zwei Phasen durchgeführt (5, 8). Die zweiwöchige Konsolidierungsphase (11) repräsentiert die Zeitspanne von Erreichen der Endaushubtiefe bis zur Fertigstellung der günstig wirkenden Bodenplatte. Bis zum Einbau der Steifenlage wird eine weitere Konsolidierungsphase (13) von einer Woche berücksichtigt. Mit der darauffolgenden Konsolidierungsphase (15) werden etwaige Einflüsse bis zum Verfüllen der Baugrube untersucht. Die  $\Phi/C$  – Reduktion wird für die Phase 11 „Konsolidierung 2 Wochen“ durchgeführt, da anhand von Vorstudien diese Phase als eindeutig ungünstigste bestimmt wurde.

Nr.	Bezeichnung	Beschreibung
1	Initielle Phase (Gravity Loading)	Die Porenwasserdrücke und effektiven Spannungen vor Baubeginn werden berechnet
2	Plastischer Nullschritt	-
3	Spundwand und Lasten GOK	Einbringen der Spundwand; „wished in place“; Aktivierung der Lasten an der Geländeoberkante; Verschiebungen werden auf 0 gesetzt
4	Aushub, Berme klein	Aushub der kleinen Berme am Verbauwandkopf bis -3,0 m Tiefe
5	Grundwasserabsenkung 1	Absenkung des Grundwasserspiegels im Bereich der Baugrube von -4,0 m auf -6,0 m Tiefe
6	Aushub, Teil 1	Aushub bis zur Seetonschicht 1 (-6,0m); MStage = 0,5; exklusive Berme
7	Spritzbeton und Anker 1	Aktivierung von 2 Ankerlagen und Spritzbetonsicherung
8	Grundwasserabsenkung 2	Absenkung des Grundwasserspiegels im Bereich der Baugrube von -6,0 m auf -9,3 m Tiefe
9	Aushub, Teil 2	Aushub bis -9,3 m (Endaushubniveau); MStage = 0,5; exklusive Berme
10	Spritzbeton und Anker 2	Aktivierung der restlichen 2 Ankerlagen und Spritzbetonsicherung
11	Konsolidierung 2 Wochen	Konsolidierungsphase mit einer Dauer von 14 Tagen
12	Auflast Bodenplatte	Aktivierung der Last für die Bodenplatte
13	Konsolidierung 1 Woche	Konsolidierungsphase mit einer Dauer von 7 Tagen
14	Steifenlage	Aktivierung der Aussteifung
15	Konsolidierung 3 Monate	Konsolidierungsphase mit einer Dauer von 90 Tagen
16	Sicherheit (Phase 11)	$\Phi/C$ – Reduktion mit 200 Schritten zur Bestimmung des Sicherheitsfaktors und des Versagensmechanismus

**Tab. 40:** Berechnungsablauf Baugrube PT2011

## 4.2 AUSWERTUNG

Im Zuge der Auswertung Baugrube PT2011 werden folgende Punkte untersucht:

- Sicherheitsfaktoren und Versagensmechanismus
- Einfluss der Kohäsion  $c'$  im Seeton 1
- Einfluss der Spundwandmodellierung elastisch vs. elasto-plastisch
- Verformungen der Geländeoberfläche
- Verformungen der Spundwand
- Biegemomente in der Spundwand
- Normalkräfte in den Bodennägeln

Außerdem werden für die Auswertung die Ergebnisse aus den verschiedenen Materialmodellen bzw. Materialkennwerten verglichen und signifikante Unterschiede dargestellt.

### 4.2.1 SICHERHEITSAKTOREN UND VERSAGENSMECHANISMEN

Zur Identifizierung der ungünstigsten Situation während des Bauprozesses werden die errechneten Sicherheitsfaktoren der Berechnungsphasen 9 – 14 für die Berechnung mit dem HS, HSS und HS-alt in Abb. 106 dargestellt. Für alle Berechnungsvarianten ist die Konsolidierungsphase von zwei Wochen die eindeutig ungünstigste. So ergeben sich folgende prognostizierte Sicherheiten je Modell: HS = 1,48; HSS = 1,44; HS-alt = 1,71

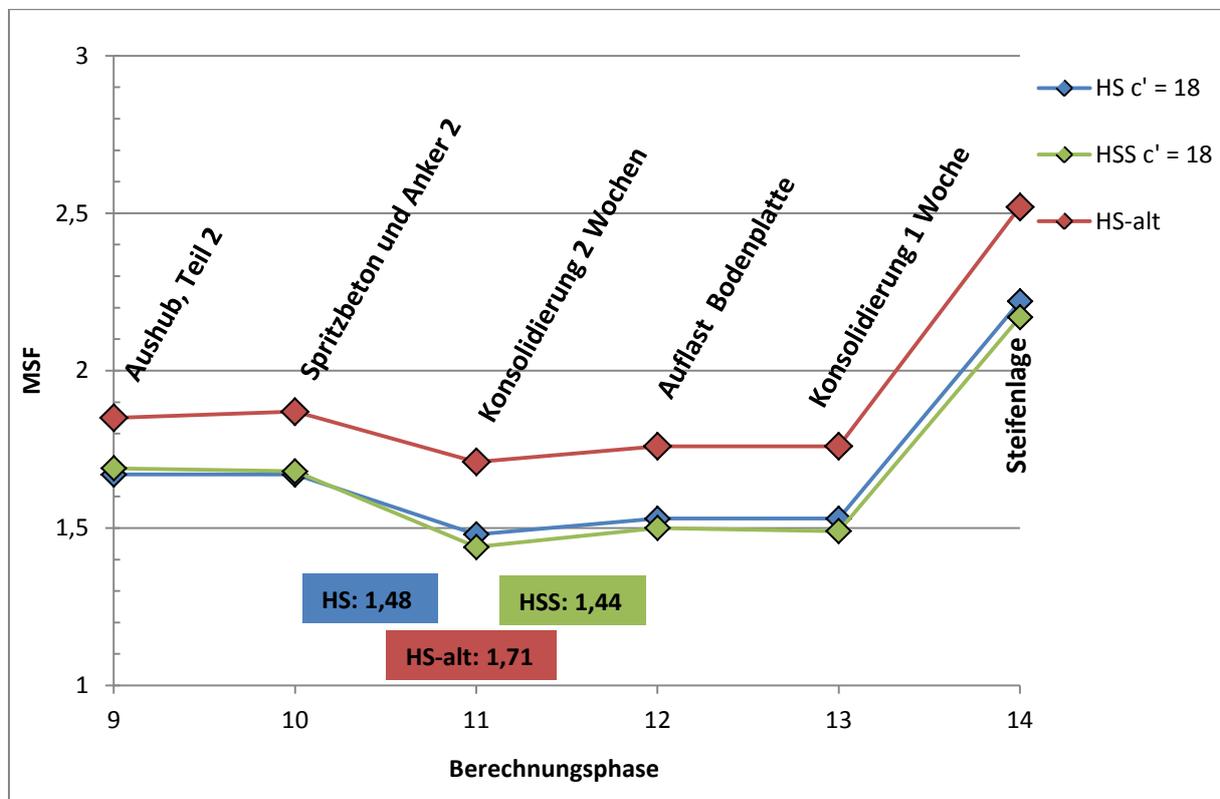
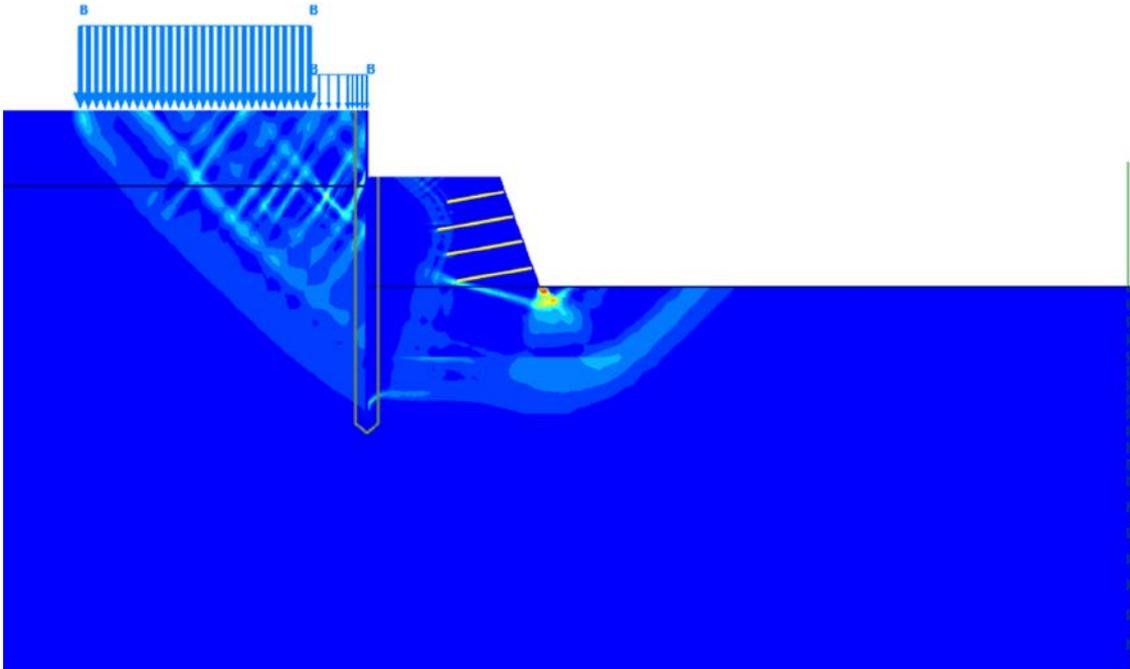
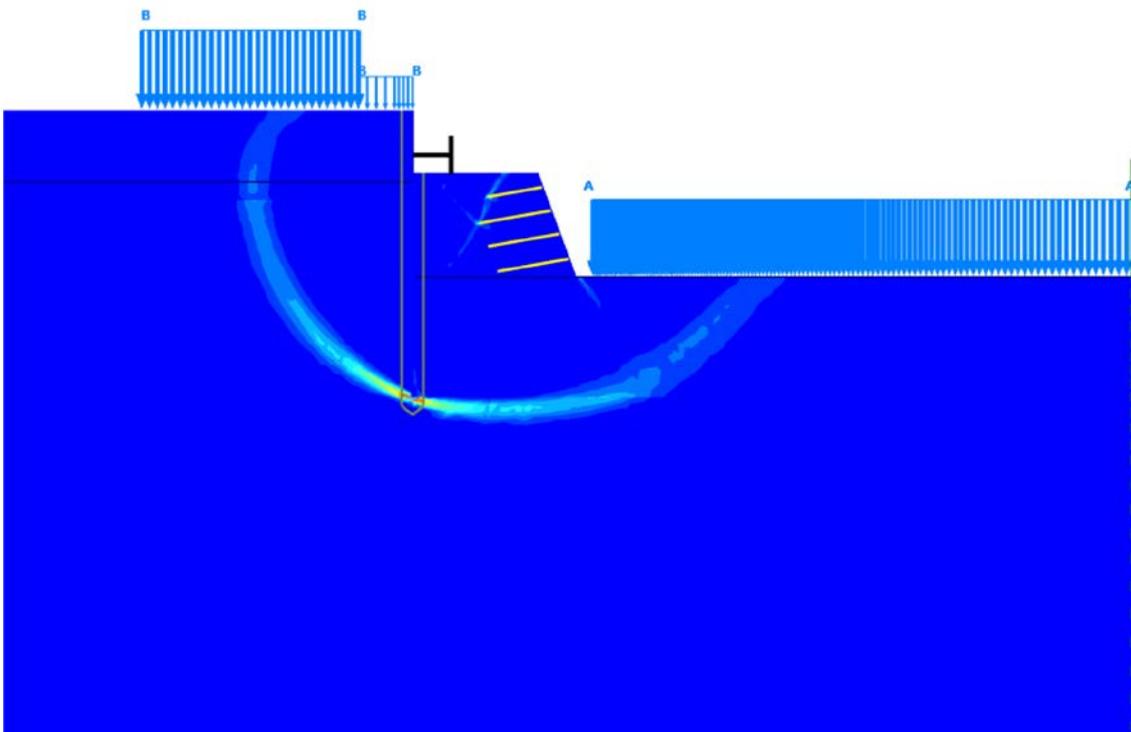


Abb. 106: Sicherheitsfaktoren je Berechnungsphase (9 – 14)



**Abb. 107:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C (200 Schritte), HSS  $c' = 18 \text{ kN/m}^2$ , SW elastisch

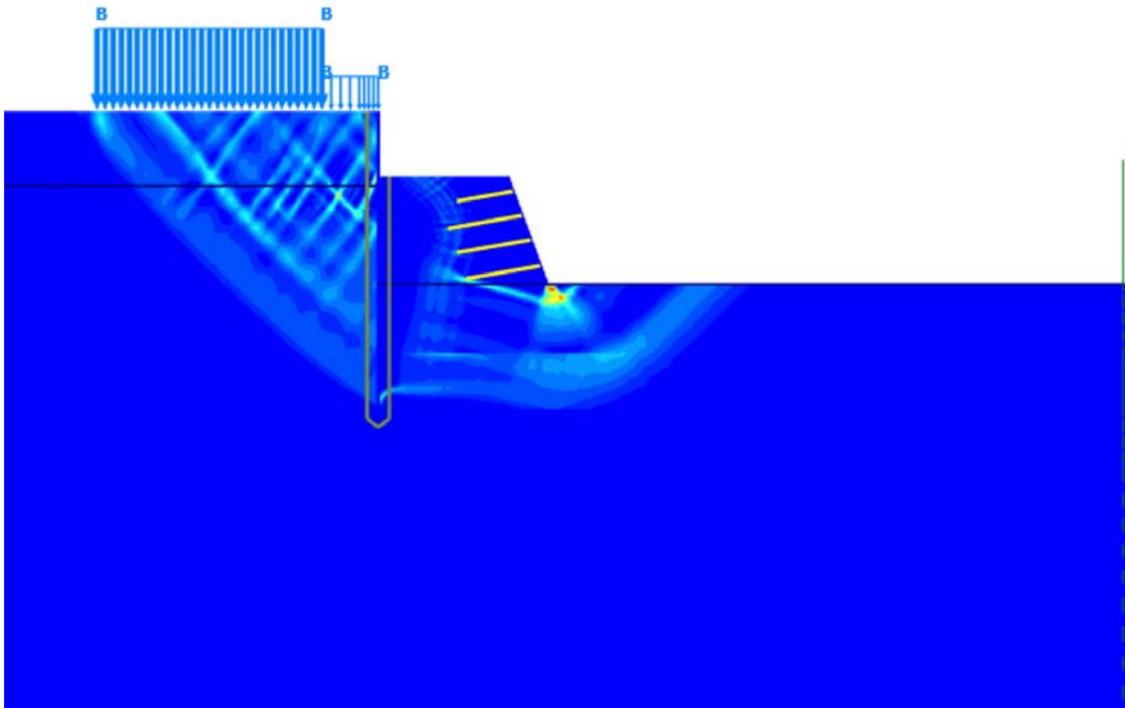
Aus den in Abb. 107 dargestellten inkrementellen deviatorischen Dehnungen nach der Phi/C – Reduktion in der ungünstigsten Phase, ist ein Versagensmechanismus erkennbar. Nach Einbau der Steifenlage errechnet sich der in Abb. 108 dargestellte Versagensmechanismus.



**Abb. 108:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C (200 Schritte), HSS  $c' = 18 \text{ kN/m}^2$ , SW elastisch

#### 4.2.2 EINFLUSS DER SPUNDWANDMODELLIERUNG

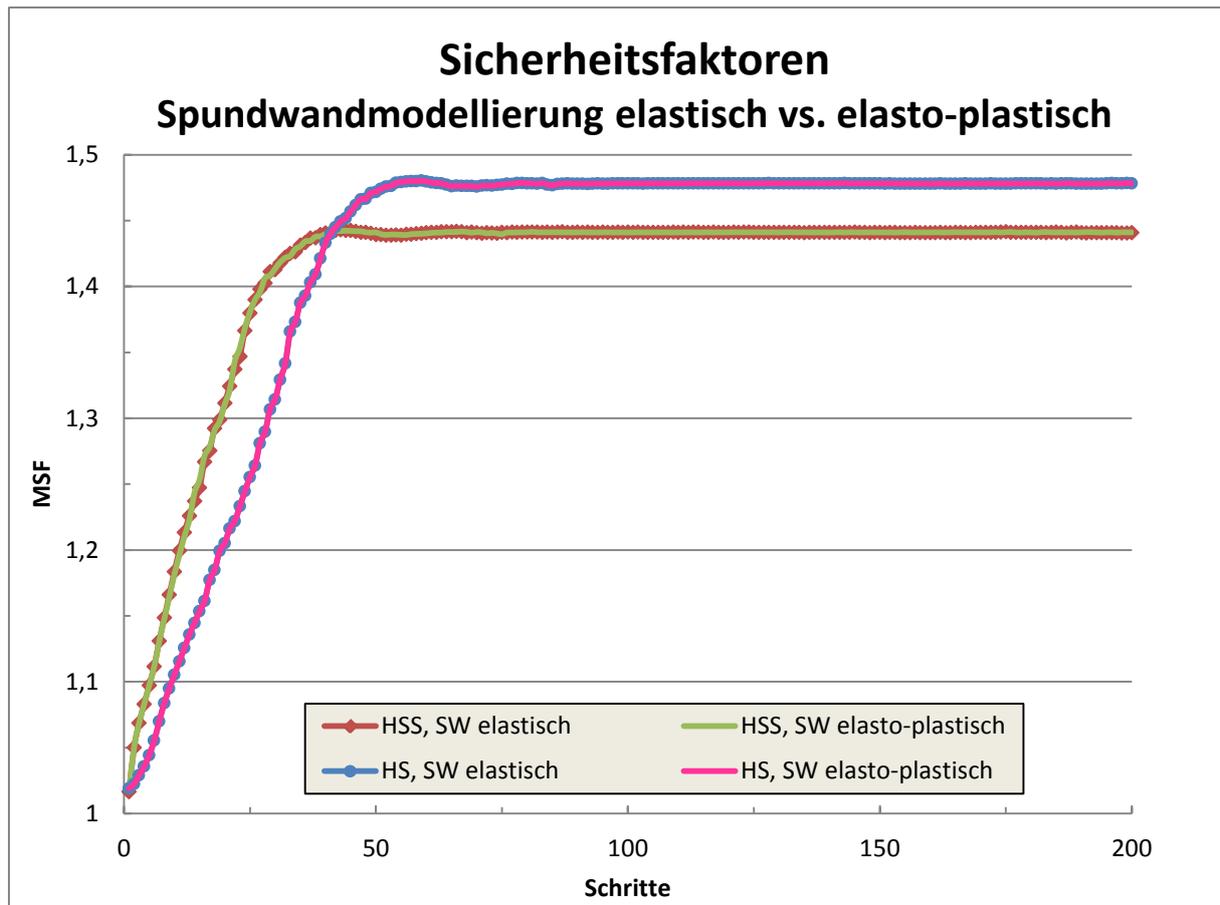
Um eventuelle Unterschiede aus der Spundwandmodellierung aufzuzeigen, werden der Versagensmechanismus in der ungünstigsten Phase und der Berechnungsverlauf der Sicherheitsfaktoren herangezogen.



**Abb. 109:** Inkrementelle deviatorische Dehnungen,  $\Phi/C$  (200 Schritte), HSS  $c' = 18 \text{ kN/m}^2$ , SW elasto-plastisch

Vergleicht man den mit elasto-plastischer Spundwand gerechneten Versagensmechanismus in Abb. 109 mit Abb. 107 (elastische Spundwand), so sind keine Unterschiede ersichtlich.

Aus der Art der Spundwandmodellierung, elastisch oder elasto-plastisch, ergeben sich auch für den Verlauf der  $\Phi/C$  - Reduktion keine ersichtlichen Unterschiede. Dies wird durch die in Abb. 110 dargestellte Berechnung der Sicherheitsfaktoren in der ungünstigsten Phase verdeutlicht. Sowohl für das HS, als auch für das HSS-Modell stimmt die Berechnung der Sicherheitsfaktoren überein. Somit werden alle weiteren Berechnungen mit einer elastisch modellierten Spundwand durchgeführt.

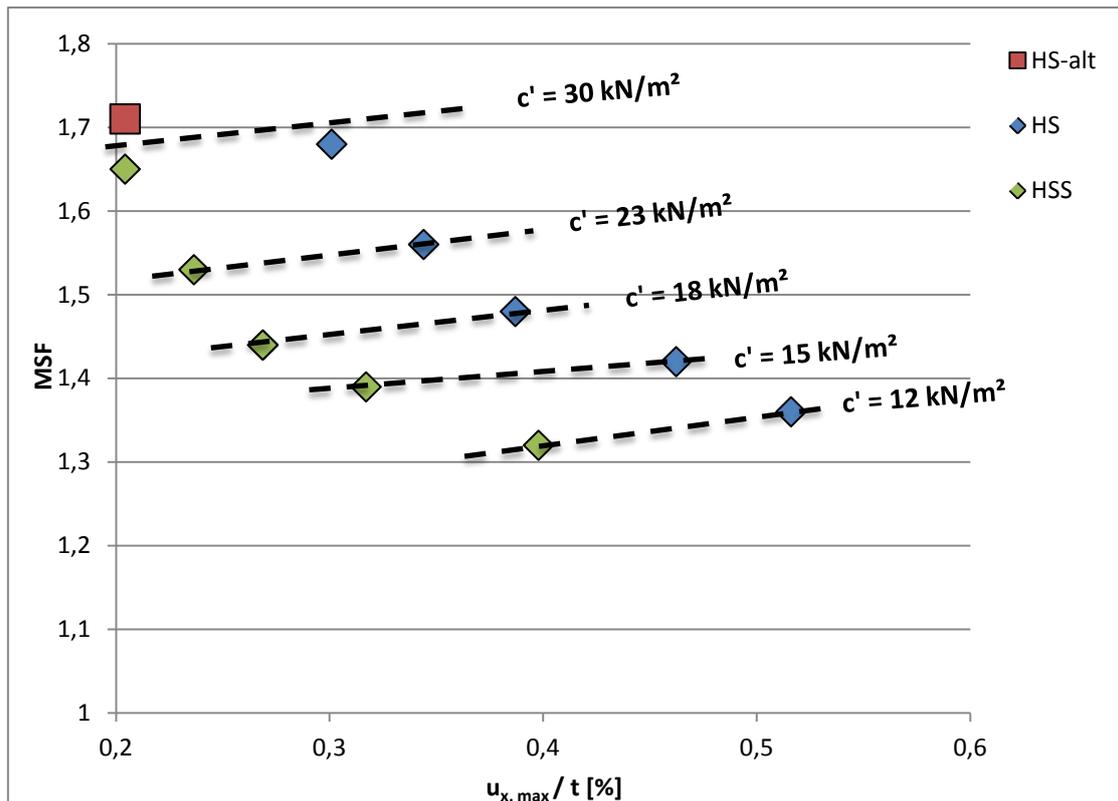


**Abb. 110:** Sicherheitsfaktoren, Spundwandmodellierung elastisch vs. elasto-plastisch

#### 4.2.3 EINFLUSS DER KOHÄSION $c'$ IM SEETON 1

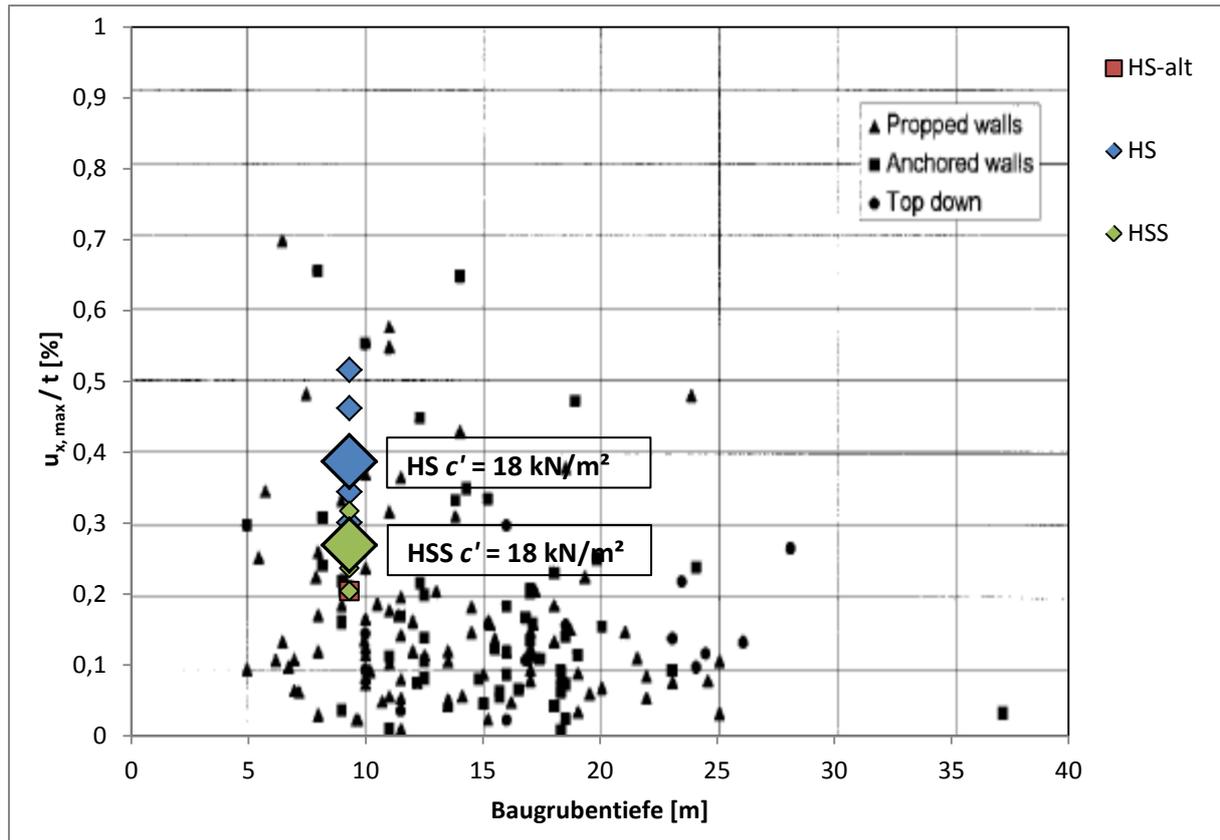
Die Auswirkungen, der für den Seeton 1 angesetzten Kohäsion  $c'$  auf die Bermenstabilität, in weiterer Folge Gesamtstabilität, werden für die neuen Materialkennwerte im HS und HSS-Modell anhand der Sicherheitsfaktoren und Verformungen am Verbauwandkopf untersucht.

Es werden Berechnungen für das HS- und HSS-Modell mit einer Kohäsion  $c'$  im Seeton 1 im Bereich von 12 kN/m<sup>2</sup> bis 30 kN/m<sup>2</sup> durchgeführt.



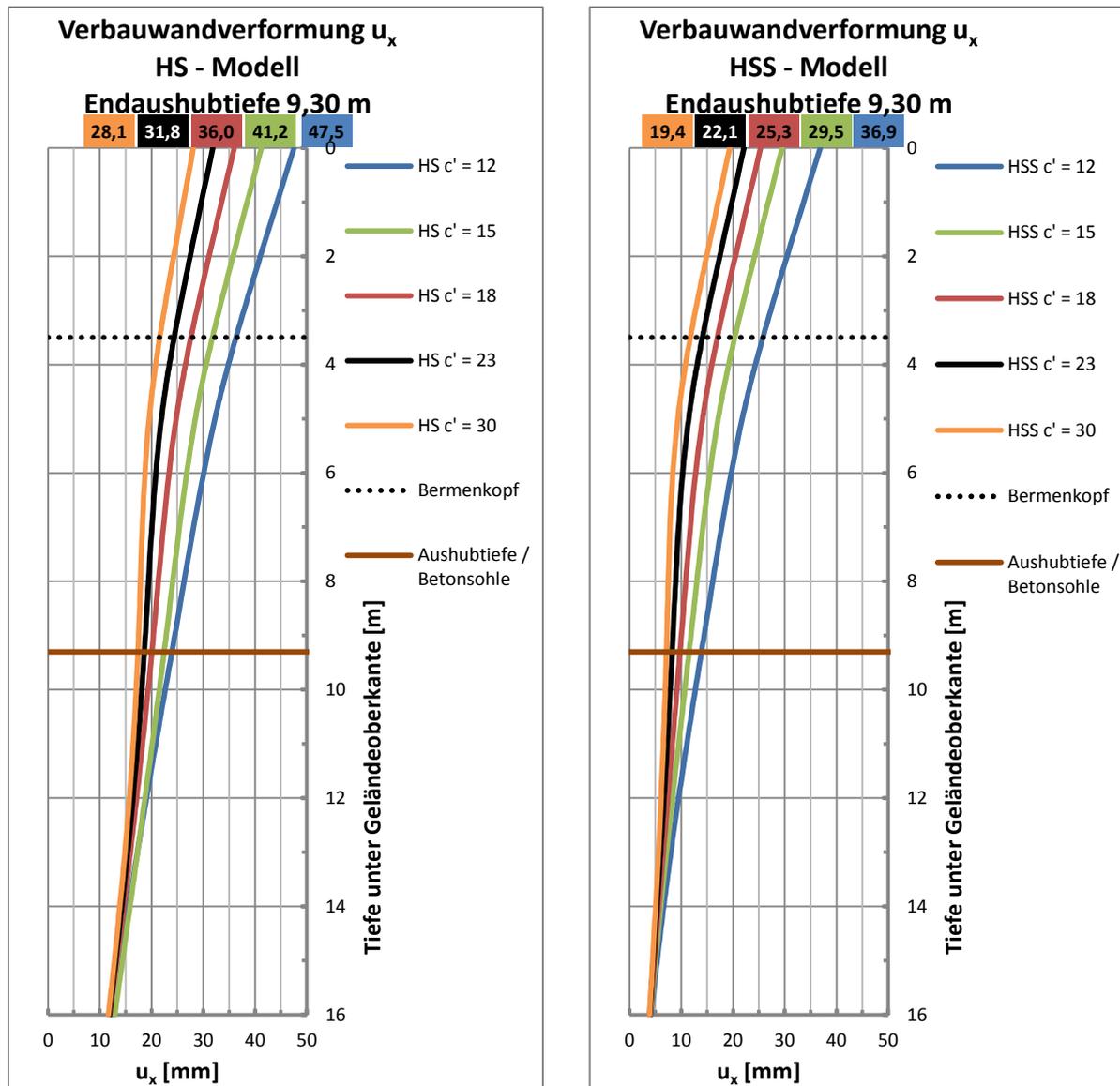
**Abb. 111:** Globale Sicherheiten [-] / max. Verbauwandverformung / Baugrubentiefe [%]

In Abb. 111 sind die globalen Sicherheiten in der ungünstigsten Phase (Konsolidierung 2 Wochen) gegenüber den maximalen Verbauwandverformungen, normiert auf die Baugrubentiefe für das HS-alt, HS- und HSS-Modell, jeweils mit Variation der Kohäsion  $c'$  dargestellt. Erwartungsgemäß erhöhen sich die Sicherheiten mit größerer Kohäsion  $c'$  und zusätzlich ist die prozentuale Differenz der maximalen Verbauwandverformungen zwischen dem HS und HSS-Modell erkennbar. Diese Differenz beträgt für die fünf dargestellten Fälle gemittelt 0,12 %.



**Abb. 112:** max. Verbauwandverformung / Baugrubentiefe [%] / Baugrubentiefe [m]

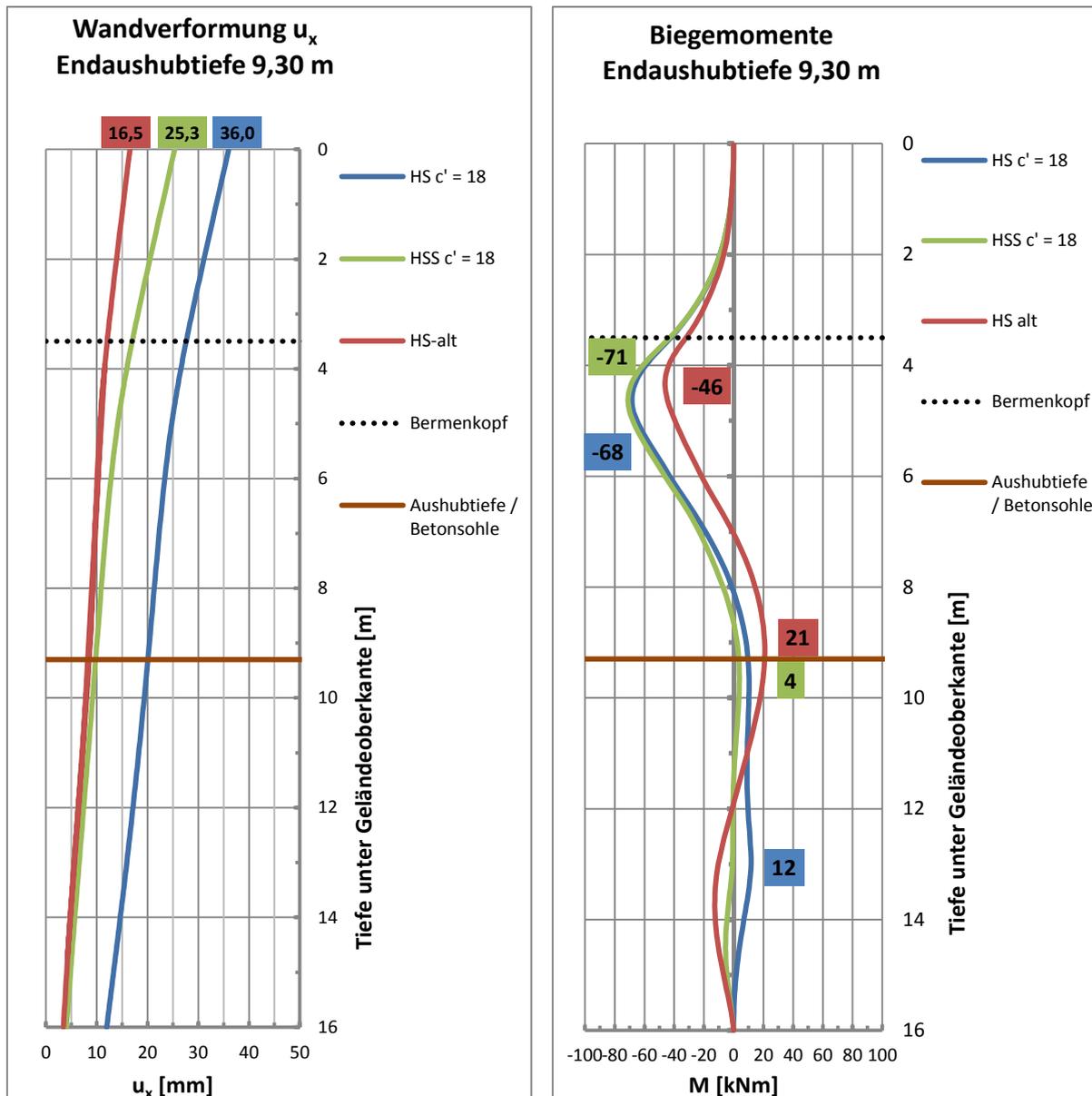
Abb. 112 zeigt die normierten maximalen Verbauwandverformungen gegenüber der Baugrubentiefe für die durchgeführten Berechnungen, vor den im Hintergrund dargestellten Daten aus (Long, 2001). Die Datenbank von Long besteht aus zirka 300 analysierten, tiefen Baugruben und bildet eine Basis zur Orientierung bezüglich der zu erwartender Verformungen. Es ist ersichtlich, dass sich alle durchgeführten Berechnungen gut in die Datenbank eingliedern und für die weitere Auswertung des Fallbeispiels Baugrube PT2011 wird die Kohäsion des Seeton 1 für das HS und HSS-Modell anhand dieses Diagramms mit  $c' = 18 \text{ kN/m}^2$  (große Markierungen) festgelegt.



**Abb. 113:** Verbauwandverformungen, HS vs. HSS,  $c' = 12 - 30$  kN/m<sup>2</sup>

Die in Abb. 113 ersichtliche Gegenüberstellung der Verbauwandverformungen für das HS- und HSS-Modell zeigt den Einfluss der Kohäsion  $c'$  im Seeton 1 und die Unterschiede aus den Materialgesetzen auf. So ist für das HS-Modell eine erhöhte Verformung schon im Fußbereich der Spundwand (12 – 14 mm) gegenüber dem HSS-Modell (4 – 5 mm) erkennbar. Auch am Spundwandkopf errechnen sich bei gleichen Materialparametern für die Scherfestigkeit erwartungsgemäß geringere Verformungen, für das HSS-Modell.





**Abb. 116:** Wandverformung und Biegemomente

Für die in Abb. 116 dargestellten Verbauwandverformungen wird die Kopfverformung nach der zweiwöchigen Konsolidierungsphase angegeben. Die erhaltenen Werte für die Kopfverformung betragen für das HS-Modell 36 mm, für das HSS-Modell 25,3 mm und das HS-alt Modell liefert 16,5 mm. Vergleicht man das HS- mit dem HSS-Modell so fällt auf, dass die horizontale Wandverformung nahezu parallel über die gesamte Tiefe verläuft, was auf die erhöhte Steifigkeit bei geringen Dehnungen zurückzuführen ist. Die Verformungen aus dem HS-alt decken sich im Bereich von 9,0 - 16,0 m mit dem HSS-Modell und oberhalb der Endaushubtiefe ergeben sich aus dem HS-alt die geringsten Verformungen. Im rechten Diagramm sind die minimalen und maximalen Biegemomente in der Verbauwand ersichtlich. Diese betragen für das HS-Modell -68 / +12 kNm, für das HSS-Modell -71 / +4 kNm und für das HS-alt Modell -46 / +21 kNm.

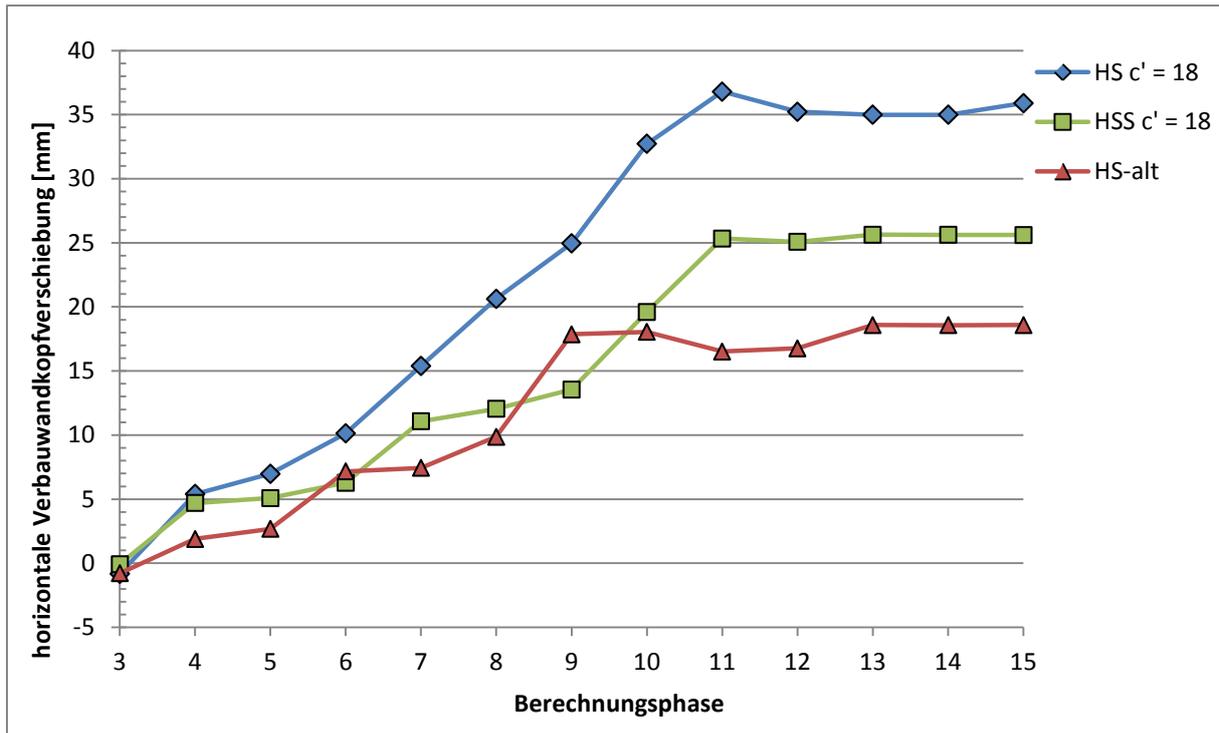


Abb. 117: horizontale Spundwandkopfverschiebung je Berechnungsphase

Abb. 117 und Abb. 118 zeigen jeweils die, je Berechnungsphase und Materialparameter prognostizierten, horizontalen Verschiebungen des Spundwandkopfes bzw. –fußes. Die maximalen Fußverschiebungen betragen für das HS-Modell 16,1 mm, für das HSS-Modell 6,2 mm und das HS-alt ergibt 7,1 mm. Alle Maximalwerte für die Fußverschiebung treten in Berechnungsphase 10 auf.

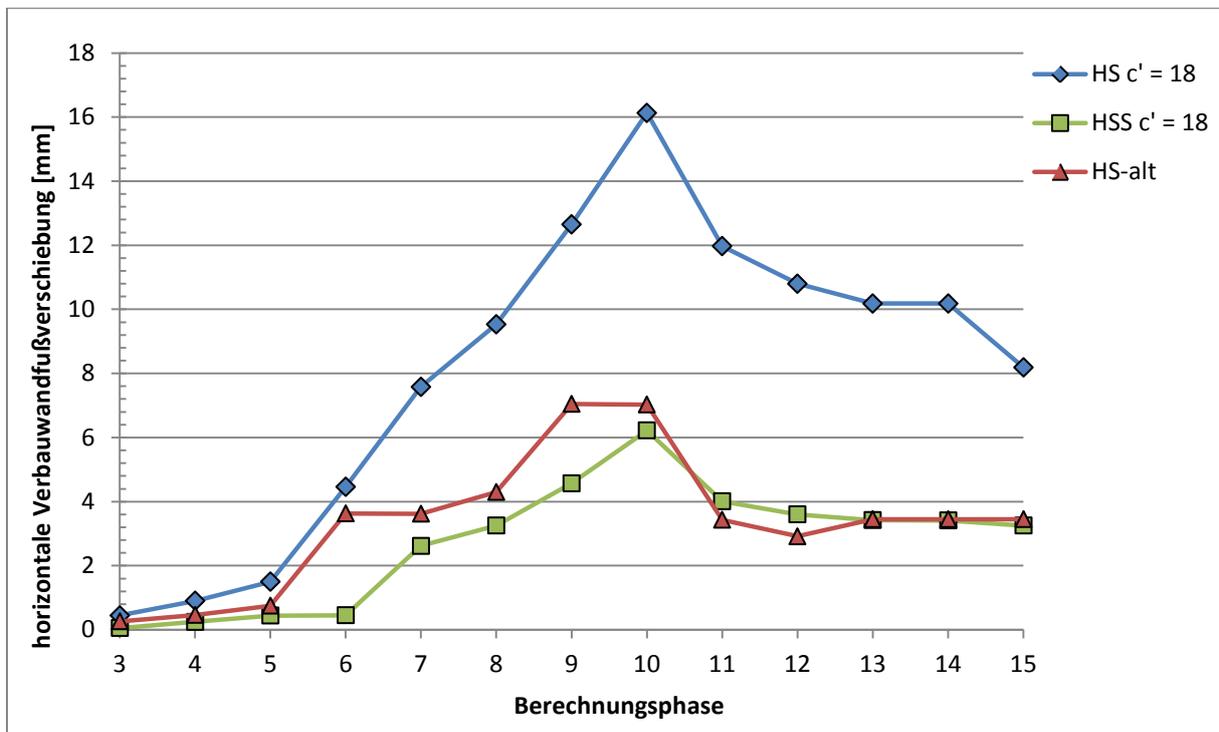
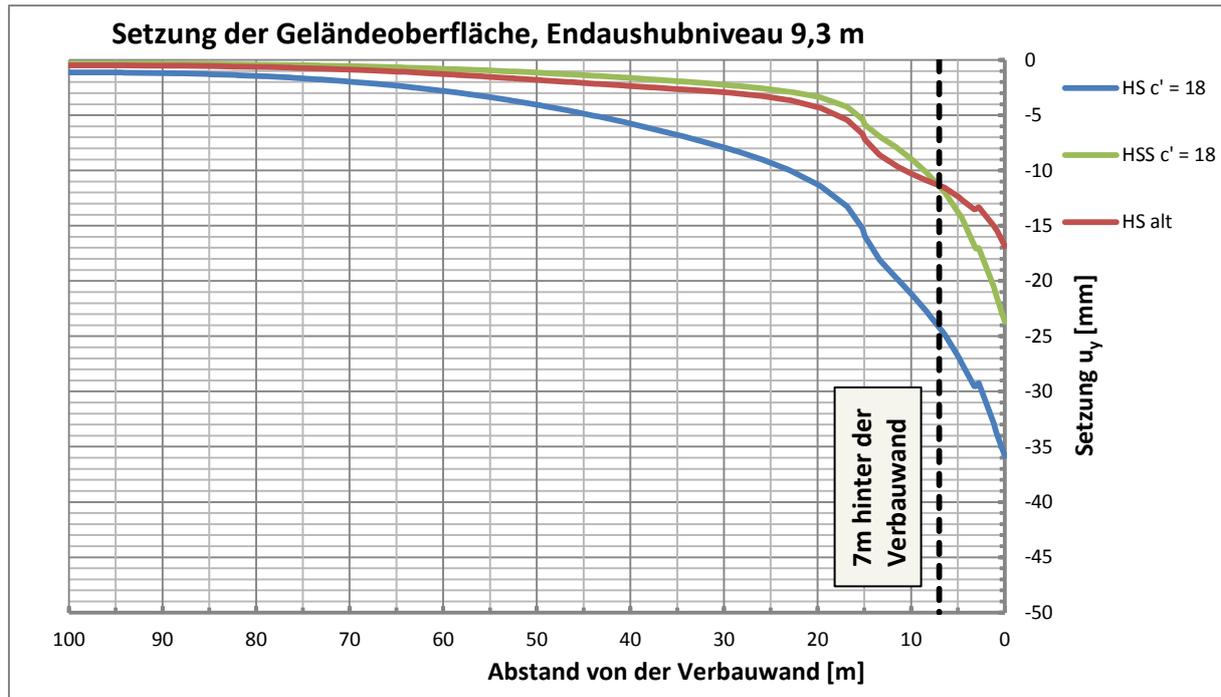
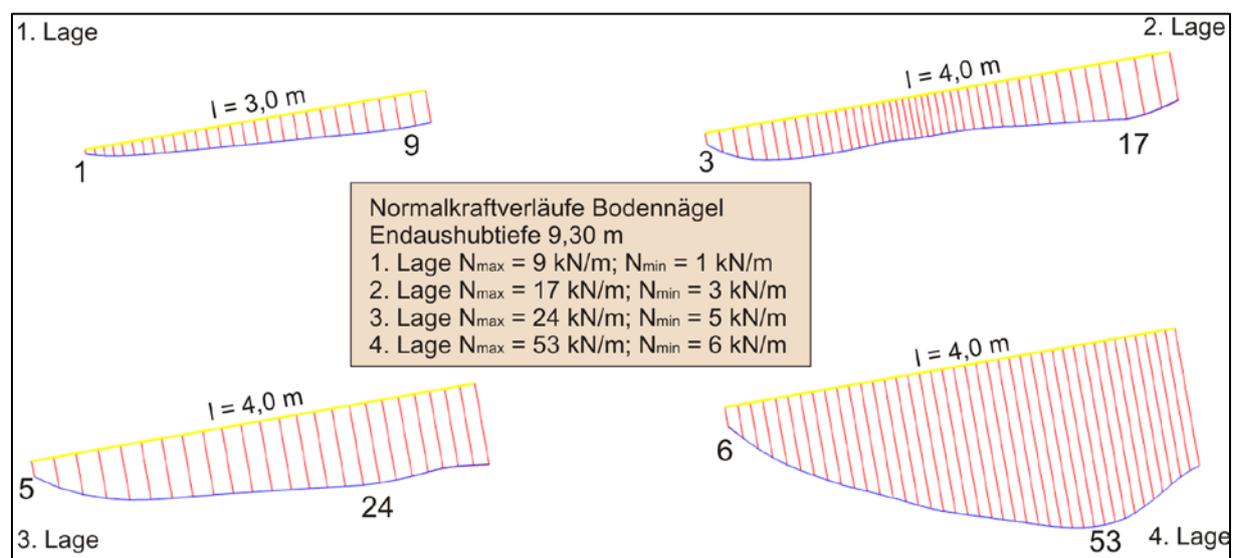


Abb. 118: horizontale Spundwandfußverschiebung je Berechnungsphase



**Abb. 119:** Setzung der Geländeoberfläche

In Abb. 119 sind die Setzungen der Geländeoberfläche vom linken Modellrand bis zur Spundwand dargestellt. Das HS-Modell liefert mit maximal -36 mm die größten Setzungen direkt an der Verbauwand und auch die Reichweite der Setzungsmulde ist für das HS-Modell eindeutig am größten. In 70 m Entfernung prognostiziert die Berechnung mit dem HS – Modell 2 mm Setzung, wobei vom HSS und HS-alt dieser Wert schon zwischen 40 und 50 m erreicht wird. Die vertikale, strichlierte Linie schneidet alle Setzungskurven 7 m hinter der Verbauwand. Am jeweiligen Schnittpunkt ergeben sich für das HS-Modell -24 mm und für das HSS und HS-alt ergibt sich derselbe Wert mit -11,5 mm.



**Abb. 120:** Normalkraftverlauf Bodennägel

In Abb. 120 sind die Normalkraftverläufe der vollvermörtelten Bodennägel, bei einem Aushubniveau von 9,30 m, für das HSS-Modell dargestellt. Die maximale Normalkraft wird in der 4. Lage mit 53 kN/m prognostiziert.

#### 4.2.5 ZUSAMMENSTELLUNG DER ERGEBNISSE

In den folgenden Tabellen (Tab. 41; Tab. 42) sind die Kennwerte und Ergebnisse aus der Auswertung der Baugrube PT2011 zusammengefasst.

Kennwerte		Spundwand		Berme			
GR/SI	Aushubtiefe	Tiefe	Einbindelänge (exkl. Berme)	Höhe	Aufstandsfläche	Böschungswinkel	Volumen
[-]	[m]	[m]	[m]	[m]	[m <sup>2</sup> /m]	[°]	[m <sup>3</sup> /m]
1,82	9,3	16,0	6,7	5,8	9,0	70,0	45,8

**Tab. 41:** Kennwerte Baugrube PT2011

	Spundwand					Setzungen		Sicherheitsf.
	$u_x$ Kopf	$u_x$ Fuß	$u_{x, \max} / t$	$M_{\min}$	$M_{\max}$	v 7m h. Spundw.	$v_{\max}$	min.
	[mm]	[mm]	[%]	[kNm/m]	[kNm/m]	[mm]	[mm]	[-]
HS-alt	16,5	7,1	0,20	-46	21	11,5	17,0	1,71
HS $c' = 18$	36,0	16,1	0,39	-71	4	24,0	36,0	1,48
HSS $c' = 18$	25,3	6,2	0,27	-68	12	11,5	24,0	1,44

**Tab. 42:** Ergebnisse Baugrube PT2011

Auffallend sind vor allem die Ähnlichkeiten in den Verformungen aus dem HS-alt und HSS-Modell. Die Verbauwandverformungen sind im Bereich des Spundwandfußes bis zur Berme nahezu identisch und von der Berme bis zum Spundwandkopf ergeben sich für das HS-alt geringere Verformungen, was auf die höheren Scherfestigkeitsparameter im Seeton 1 in diesem Modell zurückzuführen ist. Dasselbe Verhalten ist auch in den Kopf- und Fußverformungen der Spundwand je Berechnungsphase erkennbar. Auch für die Setzungen an der Geländeoberfläche stimmen die Modelle HS-alt und HSS annähernd überein. Im Gegensatz zu den gerade verglichenen Modellen, erhält man mit dem neuen Materialparameter im HS-Modell grundsätzlich größere Verformungen.

In den Ergebnissen der Sicherheitsfaktoren zeigt sich dasselbe Verhalten wie in den Fallstudien der 5 Salzburger Baugruben. Der Sicherheitsfaktor aus dem HS-alt ist mit 1,71 höher als für die neuen Materialkennwerte. Der Unterschied ist hier in den Parametern für die Scherfestigkeit im Seeton 1 und 2 zu finden. Speziell die Kohäsion von  $c' = 30$  kN/m<sup>2</sup> ergibt für die alten Materialparameter eine höhere Scherfestigkeit als für die Neuen.

## 5 Zusammenfassung und Ausblick

In der vorliegenden Masterarbeit werden eine numerische Studie, fünf bereits ausgeführte Baugruben und eine fiktive Baugrube mit der Finite-Elemente-Methode im zweidimensionalen Raum analysiert. Für die Berechnung der numerischen Studie an zwei einfachen Modellen sind Referenzergebnisse für Verformungen, Sicherheitsfaktoren und Spannungspfade vorhanden. Die fünf bereits ausgeführten, messtechnisch begleiteten Baugruben wurden schon mehrfach mit verschiedenen Stoffgesetzen bzw. Materialparametern analysiert. Anhand dieser vorhandenen Berechnungen und Messungen werden Materialkennwerte für den Salzburger Seeton im Hardening Soil Modell, mit und ohne erhöhter Steifigkeit bei geringen Dehnungen, auf ihre Anwendbarkeit überprüft. Abschließend wird für eine fiktive Baugrube im Salzburger Seeton eine Prognose der zu erwartenden Verformungen und Sicherheiten für die zuvor validierten Materialkennwerte durchgeführt. Ein besonderes Augenmerk wird auf die Kohäsion im feinsandigen Seeton gelegt.

Im Zuge der numerischen Studien an den Modellen A und B wurde der Einfluss aus der Grundwasserabsenkung und der Annahme von drainierten oder undrainierten Verhältnissen näher untersucht. Die einfache hydrostatische Variante der Grundwasserabsenkung, mit Interpolation des Porenwasserdrucks von Aushubsohle bis Spundwandunterkante, wurde mit den Ergebnissen aus einer stationären Grundwasserabsenkung (Steady State Flow) verglichen. Dabei stellte sich heraus, dass sich durchaus Unterschiede in der Porenwasserdruckverteilung und in weiterer Folge in den effektiven Spannungen ergeben. Vor allem zeigte sich aber, dass mit der hydrostatischen Variante die ungünstigere Situation abgebildet wird und somit eine Grundwasserströmungsberechnung im Hinblick auf die Stabilität nicht zwingend erforderlich ist. Die Ergebnisse der Verformungen und Spannungspfade decken sich mit den Referenzergebnissen, aber im Bereich der Sicherheitsfaktoren treten nicht nachvollziehbare Unterschiede auf. Die Differenzen aus dem drainierten oder undrainierten Materialverhalten sind speziell in den Verformungen klar ersichtlich. Die drainierte Variante liefert durchwegs stärkere Verformungen. Zusätzlich wurden zur undrainierten Variante noch gekoppelte Konsolidierungsberechnungen durchgeführt, welche erwartungsgemäß Resultate zwischen dem drainierten und undrainierten Ergebnis liefern.

Die bestehenden Berechnungen der fünf Salzburger Baugruben wurden mit dem Hardening Soil Modell durchgeführt. Die alten Materialparameter weisen speziell in den tieferliegenden Schichten sehr hohe Steifigkeiten für Tone auf. Somit war davon auszugehen, dass die Steifigkeiten manuell erhöht wurden, um die erhöhte Steifigkeit aus geringen Dehnungen abbilden zu können. In dieser Arbeit wurde zusätzlich der Effekt aus der erhöhten Steifigkeit bei geringen Dehnungen, mittels Stoffgesetz (HSS-Modell), berücksichtigt. Mit den neuen Materialparametern im HSS-Modell konnten im Vergleich zu den Messergebnissen sehr gute Übereinstimmungen für die Verbauwandverformungen erzielt werden. Einzige Ausnahme stellt die Baugrube Ar-

beitsmarktverwaltung dar, was aber an Unterschieden in der Modellierung liegt. Für die globalen Sicherheitsfaktoren liefern die neuen Materialparameter aufgrund der geringeren Scherfestigkeitsparameter im Seeton 1 und 2 durchwegs geringere Werte als in den bestehenden Berechnungen. Mit den neuen Materialparametern im HS-Modell errechnen sich durchwegs größere Verformungen als für die restlichen Modelle, was auf die nicht im Stoffgesetz vorhandene Steifigkeit bei geringen Dehnungen zurückzuführen ist.

Die Analyse des Fallbeispiels Baugrube PT2011 veranschaulicht, dass die neuen Materialparameter im HSS-Modell plausible Ergebnisse liefern. Die Zuverlässigkeit der neuen Materialparameter wird anhand der Gegenüberstellung der Berechnung mit den alten Parametern im HS-Modell und dem Vergleich mit der Datenbank von Long bestätigt. Es konnte gezeigt werden, dass in diesem Randwertproblem die Spundwandmodellierung, elastisch oder elasto-plastisch, keinen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Außerdem zeigt die Sensitivitätsanalyse der Kohäsion im Seeton 1, dass die Stabilität der Baugrubensicherung bzw. der globale Sicherheitsfaktor wesentlich von der Bermenstabilität abhängt.

Abschließend kann gesagt werden, dass generell die Modellierung des Bodenverhaltens mit Stoffgesetzen abgebildet werden sollte, die die erhöhte Steifigkeit bei geringen Dehnungen berücksichtigt. Ist dies aufgrund von Beschränkungen in der Software nicht möglich, sollte man sich der Problematik bewusst sein und manuelle Anpassungen der Steifigkeiten vornehmen, um realistische Verformungsprognosen zu erhalten.

## 6 Literaturverzeichnis

**Becker, P. 2009.** *Zeit- und spannungspfadabhängiges Verformungsverhalten bei Baugruben in weichen Böden.* Universität Kassel : Professor Dr.-Ing. H.-G. Kempfert, 2009.

**Benz, T. 2006.** *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences.* Ph.d. thesis : Universität Stuttgart, 2006.

**Brinkgreve, R.B.J., Engin, E. und Swolfs, W.M. 2011.** *Plaxis 2D 2011, General Information.* Delft, Netherlands : Plaxis bv, 2011.

**Fachbach, G. 2004.** *Diplomarbeit - Verformungsverhalten von Baugruben im Salzburger Seeton.* Graz : Institut für Bodenmechanik und Grundbau, TU Graz, 2004.

**Long, M. 2001.** Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering.* 2001, March 2001, S. 203-224.

**Schweiger, H.F. und Breymann, H. 2005.** FE-analysis of five deep excavations in lacustrine clay and comparison with in-situ measurements. *Proceedings 5th Int. Symp. Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground (K.J. Bakker, A. Bezuijen, W. Broere, E.A. Kwast, eds.).* Leiden : Taylor & Francis/Balkema, 2005, S. 887-892.

**Wehnert, M. 2006.** *Ein Beitrag zur drainierten und undrainierten Analyse in der Geotechnik.* Universität Stuttgart : Institut für Geotechnik, P.A. Vermeer, 2006.

## 7 Abbildungsverzeichnis

Abb. 1: Aktiver Wasserdruck vor und hinter der Verbauwand, hydrostatisch vs. SSF, Modell B, Aushub 3,0 m.....	4
Abb. 2: Groundwater head shading, hydrostatisch interpoliert, Modell B .....	5
Abb. 3: Groundwater head shading, SSF - Berechnung, Modell B .....	5
Abb. 4: Steady-State-Flow Berechnung, Variante 1.....	6
Abb. 5: Steady-State-Flow Berechnung, Variante 2.....	7
Abb. 6: Steady-State-Flow, Vergleich der Varianten mit den Referenzdaten .....	7
Abb. 7: Geometrie Modell A, nicht gestützte Wand.....	8
Abb. 8: FE-Netz und Lage der Spannungspunkte, Modell A.....	8
Abb. 9: Verformtes Netz bei 2,0 m Aushub, Modell A.....	10
Abb. 10: Hebungen der Baugrubensohle, Modell A .....	10
Abb. 11: Globale Sicherheiten und Verbauwandverformungen, Modell A .....	11
Abb. 12: Setzungen der Geländeoberfläche, Modell A .....	12
Abb. 13: Totale* Spannungspfade K, M, O.....	13
Abb. 14: Effektive Spannungspfade K, M, O.....	13
Abb. 15: Totale* Spannungspfade L, N, P .....	14
Abb. 16: Effektive Spannungspfade L, N, P.....	14
Abb. 17: Geometrie Modell B, einfach gestützte Wand.....	15
Abb. 18: FE-Netz und Lage der Spannungspunkte, Modell B .....	15
Abb. 19: Verformtes Netz bei 5,0 m Aushub, Modell B .....	17
Abb. 20: Hebung der Baugrubensohle, Modell B .....	17
Abb. 21: Globale Sicherheiten und Verbauwandverformungen, Modell B.....	18
Abb. 22: Setzungen der Geländeoberfläche, Modell B .....	19
Abb. 23: Totale* Spannungspfade K, M, O.....	20
Abb. 24: Effektive Spannungspfade K, M, O.....	20
Abb. 25: Totale* Spannungspfade L, N, P .....	21
Abb. 26: Effektive Spannungspfade L, N, P.....	21
Abb. 27: Totale* Spannungspfade S, R.....	22
Abb. 28: Effektive Spannungspfade S, R.....	22
Abb. 29: Totaler* Spannungspfad Q.....	23
Abb. 30: Effektiver Spannungspfad Q.....	23
Abb. 31: Modellgeometrie Kiesel – Gebäude.....	28
Abb. 32: Verformtes Netz – Endaushubniveau, Kiesel Gebäude, HSS - Modell .....	30
Abb. 33: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Kiesel - Gebäude Phi/C - Reduktion (400 Schritte).....	30
Abb. 34: Sicherheitsfaktoren Kiesel - Gebäude .....	31
Abb. 35: Verbauwandverformung und Biegemomente, Kiesel - Gebäude .....	32
Abb. 36: Setzungen der Geländeoberfläche, Kiesel - Gebäude.....	33
Abb. 37: Ankerkraftverlauf, 1. Lage .....	33
Abb. 38: Ankerkraftverlauf, 2. Lage .....	34
Abb. 39: Lage der Spannungspunkte, Kiesel - Gebäude .....	35
Abb. 40: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: K, M, O.....	36
Abb. 41: Effektiver Spannungspfad p'-q, Punkt M im Detail.....	36
Abb. 42: Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke, $p_{excess}$ [kN/m <sup>2</sup> ], bis Endaushubniveau, Punkt M.....	37
Abb. 43: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: L, N, P .....	37

Abb. 44: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: R, S, T.....	38
Abb. 45: Modellgeometrie Toskanatrakt .....	39
Abb. 46: Verformtes Netz - Endaushubniveau, Toskanatrakt, HSS – Modell .....	41
Abb. 47: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C - Reduktion (50 Schritte), Toskanatrakt, SW elastisch .....	42
Abb. 48: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C - Reduktion (400 Schritte), Toskanatrakt, SW elastisch .....	42
Abb. 49: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C – Reduktion (400 Schritte), Toskanatrakt, SW MC .....	43
Abb. 50: Sicherheitsfaktoren Toskanatrakt .....	43
Abb. 51: Wandverformung und Biegemomente, Toskanatrakt.....	44
Abb. 52: Setzungen der Geländeoberfläche, Toskanatrakt.....	45
Abb. 53: Lage der Spannungspunkte, Toskanatrakt .....	46
Abb. 54: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: K, M, O.....	47
Abb. 55: Effektiver Spannungspfad p'-q, Punkt K im Detail .....	47
Abb. 56: Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke, $p_{excess}$ [kN/m <sup>2</sup> ], bis Endaushubniveau, Punkt M.....	48
Abb. 57: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: L, N, P.....	48
Abb. 58: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: R, S, T.....	49
Abb. 59: Modellgeometrie AMV .....	50
Abb. 60: Verformtes Netz - Endaushubniveau, AMV, HSS – Modell.....	53
Abb. 61: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C - Reduktion (400 Schritte), AMV ...	54
Abb. 62: Sicherheitsfaktoren AMV .....	54
Abb. 63: Wandverformung und Biegemomente, AMV .....	55
Abb. 64: Setzungen der Geländeoberfläche, AMV .....	56
Abb. 65: Lage der Spannungspunkte, AMV.....	57
Abb. 66: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: K, M.....	58
Abb. 67: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: L, N, O.....	58
Abb. 68: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: Q, R, P .....	59
Abb. 69: Effektiver Spannungspfad p'-q, Punkt R im Detail .....	59
Abb. 70: Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke, $p_{excess}$ [kN/m <sup>2</sup> ], bis Endaushubniveau, Punkt R.....	60
Abb. 71: Modellgeometrie Hypobank Nonntal.....	61
Abb. 72: Verformtes Netz - Endaushubniveau, Hypobank Nonntal, HSS – Modell .....	64
Abb. 73: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C – Reduktion (400 Schritte), Hypobank Nonntal.....	65
Abb. 74: Sicherheitsfaktoren, Hypobank Nonntal.....	65
Abb. 75: Wandverformung und Biegemomente, Hypobank Nonntal .....	66
Abb. 76: Setzungen der Geländeoberfläche, Hypobank Nonntal .....	67
Abb. 77: Ankerkraftverlauf, 1. Lage .....	67
Abb. 78: Ankerkraftverlauf, 2. Lage .....	68
Abb. 79: Lage der Spannungspunkte, Hypobank Nonntal .....	69
Abb. 80: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: K, M, O.....	70
Abb. 81: Effektiver Spannungspfad p'-q, Punkt O im Detail .....	70
Abb. 82: Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke, $p_{excess}$ [kN/m <sup>2</sup> ], bis Endaushubniveau, Punkt O.....	71
Abb. 83: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: L, N, P.....	71
Abb. 84: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: R, Q.....	72

Abb. 85: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: S, T .....	72
Abb. 86: Modellgeometrie Penta – Hotel .....	73
Abb. 87: Verformtes Netz – Endaushubniveau, Penta – Hotel, HSS, SW elastisch .....	76
Abb. 88: Verformtes Netz - Endaushubniveau, Penta – Hotel, HSS, SW MC .....	76
Abb. 89: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C (400 Schritte), Penta – Hotel, SW elastisch .....	77
Abb. 90: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C (400 Schritte), Penta – Hotel, SW MC .....	77
Abb. 91: Verformtes Netz nach Phi/C – Reduktion + plastische Punkte (rot), Penta – Hotel, SW MC .....	78
Abb. 92: Sicherheitsfaktoren, Penta – Hotel .....	78
Abb. 93: Wandverformung und Biegemomente, Penta – Hotel .....	79
Abb. 94: Setzungen der Geländeoberfläche, Penta – Hotel .....	80
Abb. 95: Lage der Spannungspunkte, Penta – Hotel .....	81
Abb. 96: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: K, M .....	82
Abb. 97: Effektiver Spannungspfad p'-q, Punkt M im Detail .....	82
Abb. 98: Verlauf der Porenwasserüber- bzw. unterdrücke, $p_{excess}$ [kN/m <sup>2</sup> ], bis Endaushubniveau, Punkt M .....	83
Abb. 99: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: L, N, O .....	83
Abb. 100: Effektiver Spannungspfad p'-q, Punkt: Q .....	84
Abb. 101: Effektive Spannungspfade p'-q, Punkte: R, P .....	84
Abb. 102: Schematische Darstellung zur Auswertung verwendeter Abmessungen .....	85
Abb. 103: Modellgeometrie Baugrube PT2011 .....	90
Abb. 104: Detail Modellgeometrie .....	91
Abb. 105: Bodenprofile PT2011 .....	92
Abb. 106: Sicherheitsfaktoren je Berechnungsphase (9 – 14) .....	95
Abb. 107: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C (200 Schritte), HSS $c' = 18$ kN/m <sup>2</sup> , SW elastisch .....	96
Abb. 108: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C (200 Schritte), HSS $c' = 18$ kN/m <sup>2</sup> , SW elastisch .....	96
Abb. 109: Inkrementelle deviatorische Dehnungen, Phi/C (200 Schritte), HSS $c' = 18$ kN/m <sup>2</sup> , SW elasto-plastisch .....	97
Abb. 110: Sicherheitsfaktoren, Spundwandmodellierung elastisch vs. elasto-plastisch .....	98
Abb. 111: Globale Sicherheiten [-] / max. Verbauwandverformung / Baugrubentiefe [%] .....	99
Abb. 112: max. Verbauwandverformung / Baugrubentiefe [%] / Baugrubentiefe [m] .....	100
Abb. 113: Verbauwandverformungen, HS vs. HSS, $c' = 12 - 30$ kN/m <sup>2</sup> .....	101
Abb. 114: Verformtes Netz – nach Konsolidierung (2 Wochen), HS $c' = 18$ kN/m <sup>2</sup> .....	102
Abb. 115: Verformtes Netz – nach Konsolidierung (2 Wochen), HSS $c' = 18$ kN/m <sup>2</sup> .....	102
Abb. 116: Wandverformung und Biegemomente .....	103
Abb. 117: horizontale Spundwandkopferschiebung je Berechnungsphase .....	104
Abb. 118: horizontale Spundwandfußverschiebung je Berechnungsphase .....	104
Abb. 119: Setzung der Geländeoberfläche .....	105
Abb. 120: Normalkraftverlauf Bodennägel .....	105

## 8 Tabellenverzeichnis

Tab. 1: Materialparameter, Modell A und B .....	3
Tab. 2: Globale Sicherheiten, PL vs. SSF, Modell B .....	6
Tab. 3: Berechnungsablauf Modell A .....	9
Tab. 4: Materialparameter Kopfaussteifung, Modell B .....	15
Tab. 5: Berechnungsablauf Modell B .....	16
Tab. 6: Bodenkennwerte, HS - alt .....	25
Tab. 7: Bodenkennwerte, HS - alt, Fortsetzung .....	25
Tab. 8: Bodenkennwerte neu, HS-Modell .....	26
Tab. 9: Bodenkennwerte neu, HS-Modell, Fortsetzung .....	26
Tab. 10: Bodenkennwerte neu, HSS-Modell .....	26
Tab. 11: Materialparameter Schlitzwand .....	27
Tab. 12: Materialparameter schlaffes Balkenelement .....	29
Tab. 13: Materialparameter Anker .....	29
Tab. 14: Berechnungsablauf Kiesel-Gebäude .....	29
Tab. 15: Materialparameter Bodenplatte .....	40
Tab. 16: Materialparameter schlaffes Balkenelement .....	40
Tab. 17: Materialparameter Steifenlagen .....	40
Tab. 18: Berechnungsablauf Toskanatrakt .....	40
Tab. 19: Materialparameter Bodenplatte .....	51
Tab. 20: Materialparameter schlaffes Balkenelement .....	51
Tab. 21: Materialparameter Steifenlagen .....	51
Tab. 22: Berechnungsablauf AMV .....	52
Tab. 23: Materialparameter Bodenplatte .....	62
Tab. 24: Materialparameter schlaffes Balkenelement .....	62
Tab. 25: Materialparameter Anker .....	62
Tab. 26: Berechnungsablauf Hypobank Nonntal .....	63
Tab. 27: Materialparameter Bodenplatte .....	74
Tab. 28: Materialparameter schlaffes Balkenelement .....	74
Tab. 29: Materialparameter Anker .....	74
Tab. 30: Berechnungsablauf Penta – Hotel .....	75
Tab. 31: Charakteristische Kennwerte der 5 Salzburger Baugruben .....	86
Tab. 32: Horizontale Kopfverschiebungen $u_x$ .....	86
Tab. 33: Setzungen $v$ , 7 m hinter der Schlitzwand .....	86
Tab. 34: maximale horizontale Verschiebungen $u_{max}$ in der Schlitzwand .....	88
Tab. 35: minimale und maximale Biegemomente .....	88
Tab. 36: Sicherheitsfaktoren aller Modelle .....	88
Tab. 37: Materialparameter Spundwand .....	93
Tab. 38: Materialparameter Bermensicherung .....	93
Tab. 39: Materialparameter Steifenlage .....	93
Tab. 40: Berechnungsablauf Baugrube PT2011 .....	94
Tab. 41: Kennwerte Baugrube PT2011 .....	106
Tab. 42: Ergebnisse Baugrube PT2011 .....	106