

Technische Universität Graz
Dekanat für Bauingenieurwissenschaften
Institut für Bodenmechanik und Grundbau
Vorstand: O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Stephan Semprich

Numerische Untersuchungen zur Einflusstiefe von Gründungen

MASTERARBEIT

vorgelegt zur Erlangung des
akademischen Grades Diplomingenieur
des Masterstudiums
Bauingenieurwissenschaften – Geotechnik und Wasserbau

von

Florian Zehentner

Begutachter:

Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. tit.Univ.-Prof. Helmut Schweiger, M.Sc.

Betreuer:

Dipl.-Ing. Franz Tschuchnigg

Graz, im Oktober 2010

ERKLÄRUNG

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

Ich versichere, dass ich dieses Thema der Masterarbeit bisher weder im In- noch im Ausland (einem Beurteiler) in irgendeiner Form als Prüfungsarbeit vorgelegt habe.

Graz, im Oktober 2010

.....

Florian Zehentner

DANKSAGUNG

An dieser Stelle bedanke ich mich sehr herzlich bei Herrn Ao.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn.tit.Univ.-Prof. Helmut Schweiger, M.Sc. und bei Herrn Dipl.-Ing. Franz Tschuchnigg für Ihre Unterstützung bei der Erstellung dieser Arbeit.

Ganz besonders bedanken möchte ich mich bei meinen Eltern die mein Studium erst ermöglicht haben und mich all die Jahre hinweg tatkräftig unterstützt.

Großer Dank gebührt auch meiner Freundin Birgit, die während des letzten Jahres auf viel gemeinsame Zeit verzichten musste und stets ein offenes Ohr für mich hatte.

KURZFASSUNG

In der vorliegenden Masterarbeit werden zweidimensionale und dreidimensionale Finite-Elemente-Berechnungen von Flach- und Tiefgründungen durchgeführt, um die Einflusstiefe der Gründungen zu ermitteln. Weiters werden die FE-Berechnungen mit Berechnungsarten der klassischen Bodenmechanik verglichen und analysiert (z.B. Spannungsermittlung nach Steinbrenner). Als Basis für die zwei- und dreidimensionalen Berechnungen werden verschiedene Einzel-, Streifen- und Kreisfundament herangezogen. Dabei werden ausgewählte Parameter variiert (Bodenkennwerte, Abmessungen, Steifigkeit, ...). Die Einflusstiefe von Tiefgründungen wird sowohl bei einer Pfahlgründung als auch bei einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung ermittelt.

ABSTRACT

In this master thesis, two-dimensional and three-dimensional finite elements calculations of shallow and deep foundations are performed in order to determine the influence depth of the foundations. Furthermore, the results of the FE analyses are compared to those obtained from conventional calculations and the differences discussed (e.g. stress analysis according to Steinbrenner). The basis for the two- and three-dimensional calculations are different variations of strip and circular foundations. Selected parameters, such as material parameters and dimensions are varied. The influence depth of deep foundations is calculated on the basis of both a pile foundation and a combined pile-raft foundation.

INHALTSVERZEICHNIS

1	Einleitung	1
2	FE-Programm	2
2.1	2D Berechnungen	2
2.2	3D Berechnungen	2
3	Materialgesetze	3
3.1	Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell).....	3
3.2	Hardening Soil Modell (HS-Modell).....	4
3.3	Hardening Soil Modell mit small strain stiffness (HSS-Modell)	5
4	Bodenparameter	8
4.1	Hardening Soil mit small strain stiffness	8
4.2	Mohr-Coulomb	9
5	Modelle	11
5.1	2D-Modelle.....	11
5.2	3D-Modelle.....	11
6	Auswertungen	13
6.1	Zusätzliche Spannungen	13
6.2	Fundamentverformung.....	19
6.3	Sohlspannungen	21
6.4	Zusammenfassung zur Spannungsausbreitung	24
7	Nachrechnung Dissertation Hintner [2]	25
7.1	Klassische Setzungsberechnung	25
7.2	Systemannahme	26
7.3	Bodenparameter	26
7.4	Ergebnisse der klassischen Methoden	27
7.5	Numerische Simulation	28
7.6	Modellbildung der Nachrechnung	29
7.7	Ergebnisse der Nachrechnung	30
8	Analyse des Einflusses der Geometrie	32
8.1	System	32
8.2	Belastung	32
8.3	Klassische Setzungsermittlung	32
8.4	Geometrie	33
8.5	Auswertung der Berechnungen	36
9	Einfluss der Modelltiefe 2D	40
9.1	Materialkennwerte und Materialmodelle	40

9.2	Geometrisches Modell	40
9.3	Belastung	41
9.4	Berechnungsschritte	41
9.5	Klassische Setzungsberechnung	42
9.6	Ergebnisse	43
9.7	Analyse des Abbaus der zusätzlichen Spannungen bei Verwendung der MC-Modells	48
10	Einfluss der Modelltiefe 3D	61
10.1	Grundlagen	61
10.2	Ergebnis	63
10.3	Zusammenfassung der Ergebnisse der Berechnungen zum Netztiefeneinfluss.....	69
11	Tiefgründungen	70
11.1	Vergleichsbeispiel	70
11.2	Modellgeometrie	71
11.3	Auswertungen	75
11.4	Ergebnis	76
12	Zusammenfassung	86

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1: MC-Modell: a) Fließbedingung; b) Fließfläche im Hauptspannungsraum	4
Abbildung 2: Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach [3]	5
Abbildung 3: Steifigkeits-Dehnungsbeziehung nach Atkinson und Sallfors.....	6
Abbildung 4: HSS-Modell: links: Startmodul E_0 , rechts: Parameter der Small Strain Stiffness (nach [2]).....	7
Abbildung 5: Ermittlung der Grenztiefe nach ÖNORM	9
Abbildung 6: Skizze des Modells	12
Abbildung 7: Beispiel einer Auswertung mittel Schnittführung	13
Abbildung 8: vertikale zusätzliche Spannungen (MC_8m, HS_8m, HSS_8m).....	14
Abbildung 9.....	15
Abbildung 10: Isobaren der vertikalen zusätzlichen Spannung (HSS_8m; 3D).....	16
Abbildung 11.....	17
Abbildung 12.....	18
Abbildung 13: Isobaren der vertikalen zusätzlichen Spannung (004.plx; linear elastisch 2D).....	18
Abbildung 14: Vergleich axialsymmetrisch mit plane strain vert. zusä. Spannungen	19
Abbildung 15: Fundamentverformung (001.plx, 002.plx).....	20
Abbildung 16: Fundamentverformung (004.plx)	21
Abbildung 17: Sohlpressung bei starren und schlaffen Fundamenten [10]	22
Abbildung 18: Sohlspannung (001.plx).....	23
Abbildung 19: Sohlspannung (002.plx).....	23
Abbildung 20: Last-Setzungskurve und Grenztiefe für das Streifenfundament (aus [2]).....	29
Abbildung 21: Modell der Nachrechnung.....	30
Abbildung 22: Last-Setzungskurven des Streifenfundaments im dichten Sand	30
Abbildung 23: effektive vertikale Spannungen; Systemtiefe 20m; (HSS_plst_001)	33
Abbildung 24: zusätzliche vertikale Spannungen (HSS_plst_001).....	34
Abbildung 25: System Variante 2; (HSS_plst_002)	35
Abbildung 26: Skizze Variante 4.....	35
Abbildung 27: Deformed Mesh (true scale) (HSS_plst_005).....	36
Abbildung 28: Plastic points (HSS_plst_005)	36
Abbildung 29: Verhältnis G/G_0 (Variante 2 und 3)	37
Abbildung 30: Last-Setzungskurve (1).....	38
Abbildung 31: Last-Setzungskurve (2).....	39
Abbildung 32: Modellskizze	41
Abbildung 33: Ödometerversuch dichtgelagerter Sand	42
Abbildung 34: Ergebnis Netztiefeneinfluss, Breite 40 [m].....	43

Abbildung 35: relative Steifigkeit (HSS_B40_008)	44
Abbildung 36: Vergleich HSS - MC.....	45
Abbildung 37: Ergebnis Netztiefeneinfluss, Breite 1 [m], 300 [kPa].....	46
Abbildung 38: zusätzliche, vertikale Spannungen	48
Abbildung 39: Beispieldiagramm zum Spannungsabbau	49
Abbildung 40: Modellgeometrie	49
Abbildung 41: Skizze Grenztiefe.....	51
Abbildung 42: Verlauf des Steifemodul über die Tiefe.....	51
Abbildung 43: Skizze Schnittführung.....	53
Abbildung 44: vertikale Schnittführung, zus. vertikale Spannungen.....	54
Abbildung 45: zusätzliche vertikale Spannungen, nur im Bereich der Grenztiefe	55
Abbildung 46: vertikale zusätzliche Spannungen (MC_sigy_002, 003).....	56
Abbildung 47: vertikale zusätzliche Spannungen (MC_sigy_002).....	57
Abbildung 48: vertikale zusätzliche Spannungen (MC_sigy_005, 006).....	57
Abbildung 49.....	58
Abbildung 50.....	59
Abbildung 51: horizontaler Schnitt Tiefe -18.00 unter GOK (MC_sigy_005, MC_sigy_006) .	60
Abbildung 52: horizontaler Schnitt Tiefe -5.00 unter GOK (MC_sigy_002)	60
Abbildung 53: Diskretisierung X-Z-Ebene.....	62
Abbildung 54: Elementform Plaxis 3D Foundation aus [8]	62
Abbildung 55: Diskretisierung 3D	63
Abbildung 56: Ergebnis Netztiefeneinfluss 3D.....	64
Abbildung 57: norm. Setzungsverlauf über die Tiefe (Netztiefe 8[m]) (MC_8m, HS_8m, HSS_8m)	65
Abbildung 58: Setzungsverlauf über die Tiefe (Netztiefe 8[m]) (MC_8m, HS_8m, HSS_8m)	65
Abbildung 59: Verhältnis G/G_0 (HSS_8m)	66
Abbildung 60: norm. Setzungsverlauf über die Tiefe (Netztiefe 16 [m]) (MC_16m, HS_16m, HSS_16m)	66
Abbildung 61: Setzungsverlauf über die Tiefe (Netztiefe 16 [m]) (MC_16m, HS_16m, HSS_16m)	67
Abbildung 62: Verhältnis G/G_0	68
Abbildung 63: Setzungsanteile in der Grenztiefe.....	68
Abbildung 64: Grenztiefe bei Pfahlgründungen	70
Abbildung 65: Systemskizze - Pfahlgründung und KPP mit 25 Pfählen	72
Abbildung 66: Ansicht 3D-Modell, ohne Fundamentplatte.....	73
Abbildung 67: Skizze der vertikalen Schnittführung	76

Abbildung 68: vertikale zusätzliche Spannung, Fundamentzentrumsnahe	77
Abbildung 69: vertikale zusätzliche Spannungen bei Tiefgründungen	78
Abbildung 70: Tiefen-Setzungsdiagramm MC	79
Abbildung 71: Tiefen-Setzungsdiagramm HS.....	80
Abbildung 72: Tiefen-Setzungsdiagramm HS: Setzung normiert	80
Abbildung 73: Setzung klassische Methode - Verlust durch Grenztiefe	81
Abbildung 74: FE-Berechnung MC - Verlust durch Grenztiefe	82
Abbildung 75: Verlust durch Grenztiefe – KPP und Pfahlgründung (KPP_MC_01, Pfahlgründung_MC).....	83
Abbildung 76: Varianten der Spannungsminderung [10]	83
Abbildung 77: horizontaler Schnitt bei -30,10; $\Delta\sigma_{yy}$ (KPP_MC_01).....	84

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1: Parameter Hardening Soil Modell	8
Tabelle 2: Parameter small strain stiffness	8
Tabelle 3: Parameter Mohr Coulomb Modell	9
Tabelle 4: Parameter Hostun-Sand (1).....	26
Tabelle 5: Parameter Hostun-Sand (2).....	27
Tabelle 6: Parameter HSS-Modell	27
Tabelle 7: Parameter klassische Setzungsberechnung.....	28
Tabelle 8: Ergebnisse klassische Berechnung	33
Tabelle 9: Gesamtsetzung.....	38
Tabelle 10: Plate-Parameter.....	40
Tabelle 11: MC-Parameter	50
Tabelle 12: Plate-Parameter.....	52
Tabelle 13: durchgeführte Berechnungen	52
Tabelle 14: Mindestmodelltiefen für HS- und HSS-Modell	69
Tabelle 15: Parameter Frankfurter Ton	71

1 EINLEITUNG

Grundgedanke dieser Masterarbeit war es, für Flachgründungen verschiedener Ausführung (Abmessung, Steifigkeit) einen Vergleich zwischen analytischer Setzungs- bzw. Spannungsberechnung (z.B. nach Steinbrenner [1]) und numerischer Berechnung zu schaffen. Als Grundlage wurde die Dissertation von Herrn Hintner [2] am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart genutzt.

Weiters wurde die Abhängigkeit der Modelltiefe bei Setzungsberechnungen mittels verschiedener Materialmodelle untersucht. Diese Untersuchungen wurden in zweidimensionalen sowie in dreidimensionalen Modellen durchgeführt.

Der letzte Teil der Arbeit beschäftigt sich mit der Setzungsberechnung von Tiefgründungen. Dabei wurde versucht, mittels Methoden der klassischen Setzungsberechnung eine Abschätzung für Tiefgründungen zu erreichen. Es wurden Kombinierte Pfahl-Plattengründungen sowie reine Pfahlgründungen betrachtet.

2 FE-PROGRAMM

2.1 2D Berechnungen

Die Berechnungen wurden mit dem FE-Programm Plaxis 2D (Version 9.02) durchgeführt. Für die Netzgenerierung wurden 6-knotige Elemente verwendet. Die Verwendung der 6-knotigen Elemente begründet sich darin, dass die Berechnungen nicht bis zum Versagen geführt werden. Das Lastniveau wurde in den meisten Fällen so gewählt, dass es im Rahmen der Gebrauchstauglichkeit liegt, weiters kann somit die Berechnungszeit verkürzt werden.

2.2 3D Berechnungen

Die dreidimensionalen Berechnungen wurden mit dem Programm Plaxis 3D Foundation (Version 2.2) durchgeführt.

3 MATERIALGESETZE

Für die numerischen Berechnungen wurden folgende Materialmodelle verwendet:

- Mohr-Coulomb (MC)
- Hardening Soil (HS)
- Hardening Soil mit small strain stiffness (HSS)

Nähere Erklärungen zu den einzelnen Materialgesetzen sind in den Benutzerhandbüchern der Programmsysteme zu finden ([3]).

3.1 Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell)

Bei diesem Materialmodell wird ein elastisches, ideal-plastisches Verhalten des Bodens angenommen. Die Verformungen des Bodens werden dabei in zwei Anteile geteilt: Ein reversibler, elastische Anteil und eine irreversibler, plastischer Teil.

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (3.1)$$

Der elastische Anteil ε^e wird durch das Modell der linearen Elastizität nach Hook und der plastische Teil ε^p wird durch die Fließbedingung des Modells definiert. Diese Bedingung ist gleich der Bruchbedingung des MC-Modells.

$$\tau = c + \sigma_n \tan \varphi \quad (3.2)$$

σ_n stellen die Normalspannung- und τ die Schubspannungskomponente, c und φ die Scherparameter Kohäsion und Reibungswinkel dar. Die Fließbedingung ist in Abbildung 1 a) dargestellt.

Für die Hauptspannungen σ_1' und σ_3' lässt sich die Fließbedingung folgendermaßen schreiben:

$$F_{(\sigma)} = (\sigma_1' - \sigma_3') - (\sigma_1' + \sigma_3') \sin \varphi' - 2c' \cos \varphi' \quad (3.3)$$

In Abbildung 1 b) ist die Fließbedingung des MC-Modells im Hauptspannungsraum dargestellt. Elastische Spannungszustände befinden sich innerhalb der Fließfläche $F_{(\sigma)} < 0$. Spannungszustände die auf der Fließfläche zu liegen kommen sind

plastische Zustände und bedeuten plastisches Verhalten $F_{(\sigma)} = 0$. Spannungszustände außerhalb der Fließfläche können nicht auftreten.

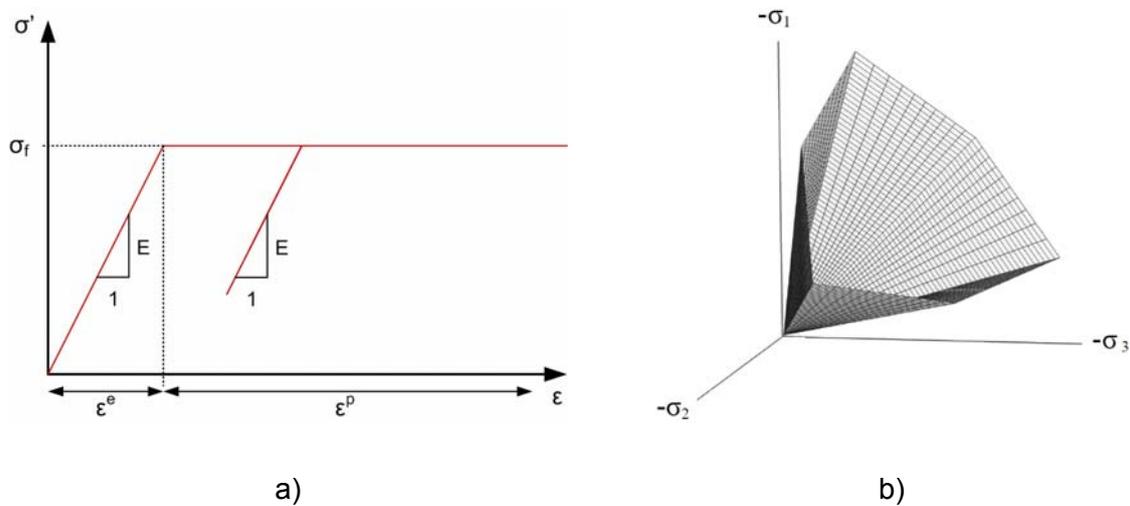


Abbildung 1: MC-Modell: a) Fließbedingung; b) Fließfläche im Hauptspannungsraum

Folgende Parameter sind zur Beschreibung des MC-Modells nötig:

- E Elastizitätsmodul
- ν Poissonzahl (Querdehnzahl)
- φ Reibungswinkel
- c Kohäsion
- ψ Dilatanzwinkel

3.2 Hardening Soil Modell (HS-Modell)

Das Hardening Soil Modell ist ein elasto-plastisches Stoffgesetz. Es verfügt über zwei Verfestigungsansätze (double-hardening). Dadurch ist es möglich das mechanische Verhalten des Bodens besser zu beschreiben.

Das HS-Modell wird durch die folgenden Eigenschaften definiert:

- spannungsabhängige Steifigkeit
- als Bruchbedingung gilt die Mohr-Coulomb'sche Bedingung
- zwischen deviatorischer Erst- und Wiederbelastung bzw. Entlastung wird unterschieden
- die Ent- bzw. Wiederbelastung wird linear-elastisch beschrieben
- plastische Verformungen können bei deviatorischer sowie auch bei isotroper Erstbelastung auftreten

Die Spannungs-Dehnungs-Beziehung ist im Hardening Soil Modell eine hyperbolische Beziehung.

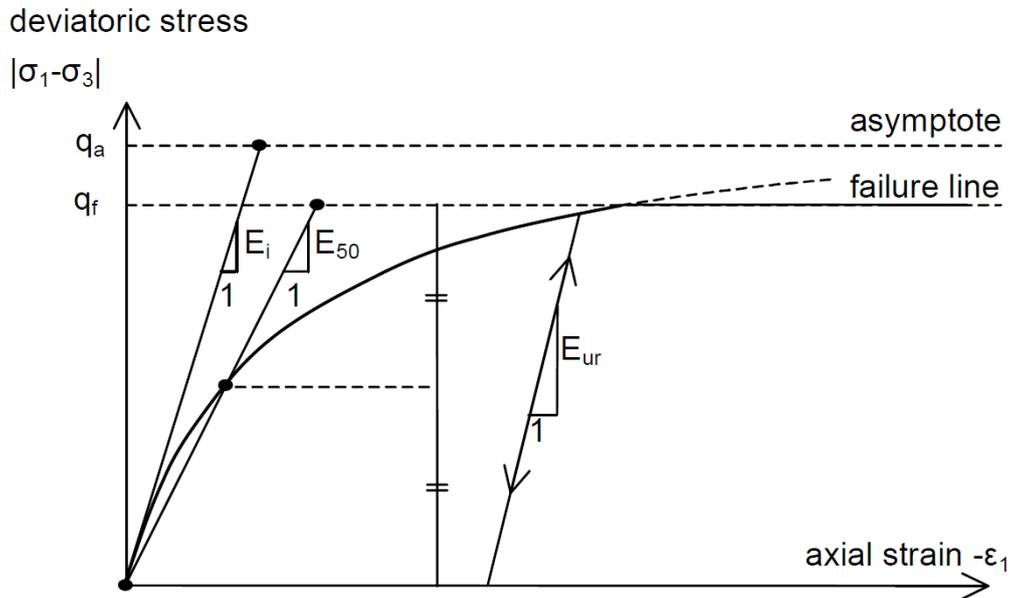


Abbildung 2: Hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach [3]

Abbildung 2 zeigt die hyperbolische Spannungs-Dehnungs- Beziehung. Diese Beziehung beruht auf einem drainierten Triaxial-Versuch. E_{50}^{ref} ist der Referenzsteifemodul gültig für die Referenzspannung p_{ref} . Der elastische Erst/Wiederbelastungsmodul E_{ur}^{ref} lässt sich wie folgt beschreiben:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos \varphi - \sigma_3' \cdot \sin \varphi}{c \cdot \cos \varphi + p^{ref} \cdot \sin \varphi} \right)^m \quad (3.4)$$

3.3 Hardening Soil Modell mit small strain stiffness (HSS-Modell)

Das Spannungs-Dehnungsverhalten von Böden ist über den gesamten Bereich der Belastung nicht-linear. Nur ein kleiner Bereich mit sehr kleinen Dehnungen ist quasi-elastisch (Dehnungen kleiner 10^{-5}).

Es ergeben sich daraus drei Bereiche:

- Bereich sehr kleiner Dehnungen (kleiner 10^{-5})
- Bereich kleiner Dehnungen zwischen 10^{-5} und 10^{-2}
- Bereich großer Dehnungen.

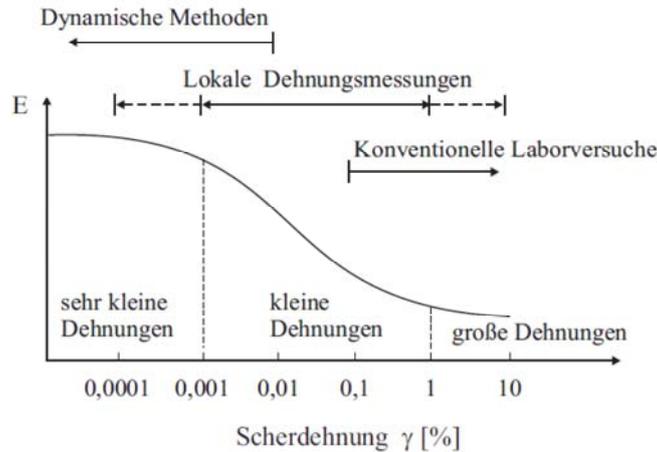


Abbildung 3: Steifigkeits-Dehnungsbeziehung nach Atkinson und Salfors

Nach Atkinson sind die Dehnungen unter Fundamenten relativ klein und gewöhnlich unter 10^{-2} [-] ausgenommen den Bereichen um die Fundamentecken. Problematisch dabei ist, dass durch herkömmliche Laborversuche die Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen nicht messbar sind. Methoden zur Messung in diesen Bereichen sind dynamische Messmethoden oder lokale Dehnungsmessungen.

Das HSS-Modell stellt eine Erweiterung des HS-Modells um den Effekt der erhöhten Steifigkeit bei kleinen Dehnungen dar.

Um die Reduktion der Steifigkeiten darzustellen wird ein leicht modifizierter Ansatz von Hardin und Drnevich herangezogen.

$$E = \frac{E_0}{1 + \frac{3}{7} \cdot \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (3.5)$$

Dabei stellt E die aktuelle Sekanten-Steifigkeit bei einer bestimmten Scherdehnung γ , E_0 ist die Anfangssteifigkeit und $\gamma_{0,7}$ ist die Scherdehnung bei 70% der Anfangssteifigkeit E_0 . Die Umrechnung des Moduls E_0 in den Anfangsschermodul G_0 , unter der Annahme dass sich der Boden bei kleinen Spannungen linear-elastisch verhält kann über folgende Beziehung passieren.

$$G_0 = \frac{E_0}{1 + 2\nu} \quad (3.6)$$

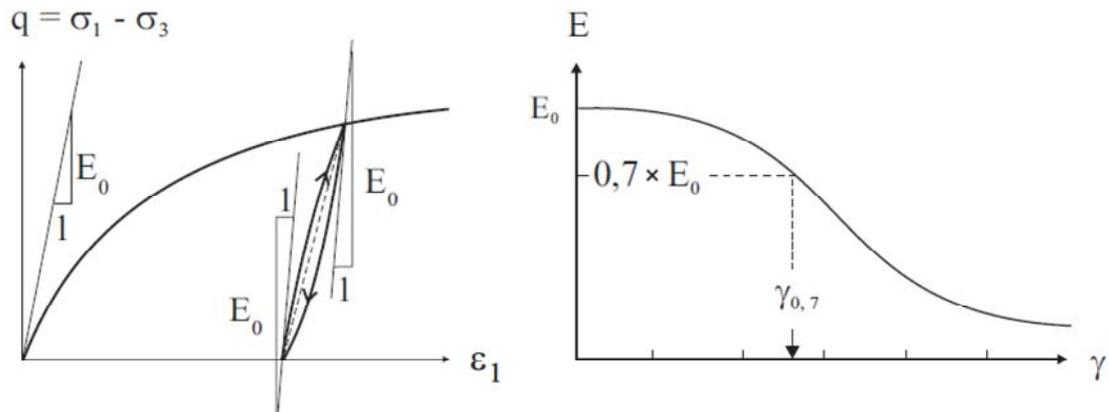


Abbildung 4: HSS-Modell: links: Startmodul E_0 , rechts: Parameter der Small Strain Stiffness (nach [2])

Für das HSS-Modell sind in Plaxis nur zwei weitere Parameter notwendig um das Steifigkeitsverhalten bei kleinen Dehnungen zu beschreiben.

- Schermodul G_0 im Bereich der sehr kleinen Dehnungen
- Die Scherdehnung $\gamma_{0,7}$ bei der Sekantenschubmodul G_S auf 70% des Schermoduls G_0 gesunken ist.

Genauere Ausführungen zum HSS-Modell sind in [4] zu finden.

4 BODENPARAMETER

Die Berechnungen wurden mit zwei verschiedenen Böden durchgeführt. Dabei wurden die Kennwerte des Arbeitskreises 1.6 der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik, Numerik in der Geotechnik (AK 1.6) benutzt. In den folgenden Tabellen sind die Kennwerte der zwei Böden für die verschiedenen Materialmodelle dargestellt. Verwendet wurde der Hostun-Sand in zwei verschiedenen Lagerungsdichten.

4.1 Hardening Soil mit small strain stiffness

Tabelle 1: Parameter Hardening Soil Modell

		Sand, dicht	Sand, locker
		Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	18.0	18.0
γ_{sat}	[kN/m ³]	20.0	20.0
k_x	[m/day]	0.000	0.000
k_y	[m/day]	0.000	0.000
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	30000	12000.
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	30000	16000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	90000	60000
power (m)	[-]	0.55	0.75
c_{ref}	[kN/m ²]	0.10	0.10
φ	[°]	41.0	34.0
ψ	[°]	15.0	0.0
$v_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	[-]	0.2	0.2
p^{ref}	[kN/m ²]	100	100

Tabelle 2: Parameter small strain stiffness

		Sand, dicht	Sand, locker
$\gamma_{0.7}$		0.0002	0.0002
G_0	[kN/m ²]	112500	87500

4.2 Mohr-Coulomb

Tabelle 3: Parameter Mohr Coulomb Modell

Mohr-Coulomb		Sand, dicht	Sand, locker
Type		Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	18.0	18.0
γ_{sat}	[kN/m ³]	20.0	20.0
k_x	[m/day]	0.000	0.000
k_y	[m/day]	0.000	0.000
ν	[-]	0.2	0.2
c_{ref}	[kN/m ²]	0.1	0.1
φ	[°]	41.0	34.0
ψ	[°]	15.0	0.0

Bei den vorhergehenden Materialmodellen HS und HSS ist die Steifigkeit des Bodenspannungsabhängig. Im Gegensatz dazu wird im MC-Modell der Elastizitätsmodul konstant angenommen. Dadurch spielt die Annahme des Elastizitätsmoduls für die Setzungsberechnung im MC-Modell eine wichtige Rolle. In dieser Arbeit wurde für jede Belastungssituation die Grenztiefe nach der ÖNORM B 4431 Teil 1[1] ermittelt. Der Steifemodul E_{oed} wurde in Mitte der Grenztiefe aus dem Referenzsteifemodul $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ des HS-Modells ermittelt.

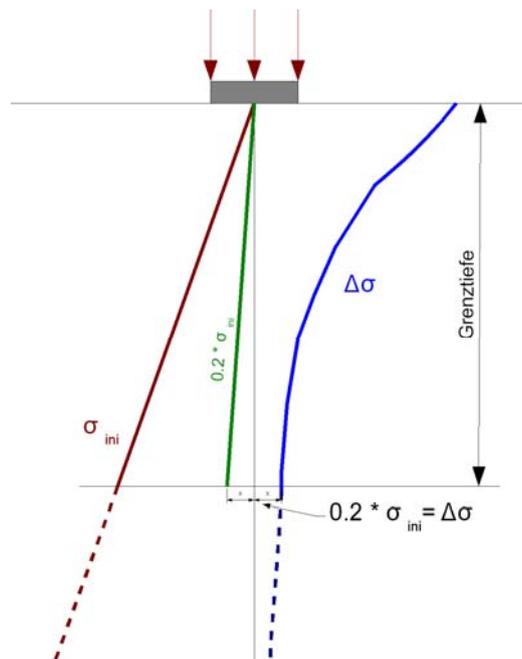


Abbildung 5: Ermittlung der Grenztiefe nach ÖNORM

Dabei wurde die folgende Formel benutzt:

$$E_{OED} = E_{OED}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m \quad (4.1)$$

Für die Ermittlung der Spannung σ_1' wurde der Initialspannungszustand herangezogen. Dies stellt eine Vereinfachung dar da man hier nicht nur die initiale Spannung nutzen müsste sondern die Gesamtspannung nach aufbringen der Last. Da sich der größte Teil der Setzungen im Bereich von der Unterkante Fundament bis zur Grenztiefe entwickeln wird, wurde diese Annahme getroffen. Würde man den repräsentativen Punkt für die Ermittlung des Elastizitätsmoduls tiefer annehmen, würde der Boden als zu steif angesehen und dadurch wären die berechneten Setzungen zu klein.

5 MODELLE

5.1 2D-Modelle

Es wurden zwei verschiedene Berechnungsserien durchgeführt, einmal als unendlich langes Streifenfundament (plane strain) und zweitens als Kreisfundament (axialsymmetrisch). In jeder dieser Berechnungsserien wurden zwei verschiedene Fundamentgrößen mit den zwei verschiedenen Böden aus Kapitel 4 berechnet. Die Fundamentgrößen wurden mit der Breite von einem Meter und mit einer Breite von 40 [m] gewählt, um ein normales Streifenfundament bzw. eine Flächengründung zu simulieren.

Die Fundamente wurden mit zwei Steifigkeiten berechnet, um den Unterschied zwischen starren und schlaffen Fundamenten zu zeigen.

Die Belastung wurde immer als vollflächige Gleichlast aufgebracht. Die Größe der Last wurde bei den Fundamenten mit der Breite von einem Meter mittels der Grundbruchlast nach [5] berechnet. Die Laststufen wurden dabei mit 30%, 60% und 80% der jeweiligen Grundbruchlast gewählt. Bei den Fundamenten mit einer Breite bzw. einem Durchmesser von 40 [m] wurde zwei Laststufen eingeführt. Dabei handelt es sich um die Lasten die eine maximale Setzung von 10 [cm] bzw. von 30 [cm] bewirken. Die Laststufen wurden für jeden der drei Böden eigens ermittelt.

In allen Fällen in denen andere Modellgeometrien, Lasten oder Bodenparameter verwendet wurden ist dies in den einzelnen Kapiteln dargestellt.

5.2 3D-Modelle

Bei den 3D-Berechnungen wurden drei verschiedenen Fundamentabmessungen gewählt (B:L von 1:2, 1:4 und 1:8), wobei bei allen Berechnungen eine Fundamentbreite von 2 [m] beibehalten wurde. Bei dieser Berechnungsserie wurden nur ausgewählte Rechnungen durchgeführt, da hier die Rechenzeit weit höher ist. Als Parametersets wurden dieselben benutzt, wie bei den 2D-Berechnungen.

Für die Fundamentsteifigkeit wurden zwei verschiedene Größen angenommen (schlaffes Fundament 5 [cm] und starres Fundament 50 [cm]). Als Elastizitätsmodul wurde 30 [GPa] für Beton angenommen.

Die Netzteilung in der Tiefenrichtung wurde durch manuell eingeführte *Workplanes* im direkten Bereich unter dem Fundament verfeinert, um hier keine zu großen Elemente zu erhalten. In der horizontalen Ebene wurde die Netzfeinheit zum Fundament hin verfeinert. Das Plate-Element wurde auf die Geländeoberfläche aufgelegt und mit einer Gleichlast belastet. Die Belastung wurde wie bei den 2D-Berechnungen nach der Grundbruchslast ermittelt.

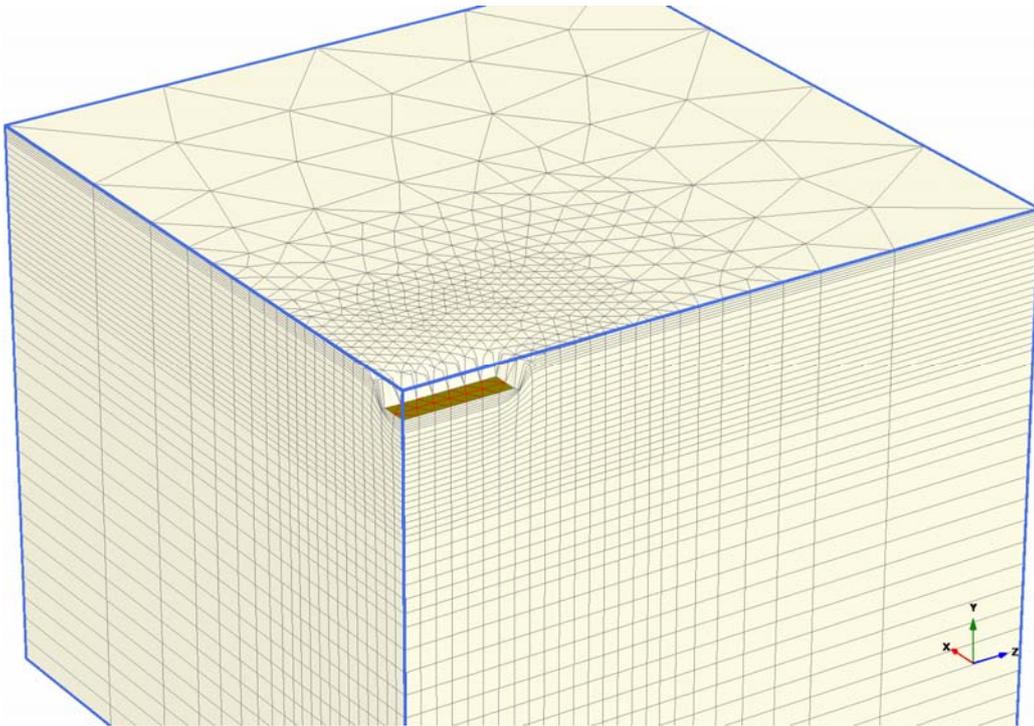


Abbildung 6: Skizze des Modells

In allen Fällen in denen andere Modellgeometrien, Lasten oder Bodenparameter verwendet wurden ist dies in den einzelnen Kapiteln dargestellt.

6 AUSWERTUNGEN

Bei diesen Auswertungen wurden Berechnungen in 2D (Plane strain) und Berechnungen in 3D herangezogen. Die Bodenparameter sind in Kapitel 4 aufgeführt. Die Ermittlung der Spannungen nach der klassischen Bodenmechanik wurde in der Arbeit immer nach Steinbrenner durchgeführt, die klassische Setzungsermittlung wurde mit den vertikalen zusätzlichen Spannungen und mit einem konstanten Steifemodul durchgeführt.

6.1 Zusätzliche Spannungen

Im Zuge dieser Berechnungsreihe wurden auch die zusätzlichen Spannungen aufgrund der Belastung ausgewertet. Dabei wurde der Spannungspunkt der jeweiligen Berechnungen ausgewertet, der den geringsten Abstand zur Mitte des Fundamentes hatte. Wenn für die Auswertung der Spannungen Knoten oder Schnittführungen im Modell herangezogen werden, kommt es zu Fehlern im Spannungsverlauf da in diesem Fall zwischen den Spannungspunkten interpoliert oder zwischen Spannungspunkt und Modellrand extrapoliert wird (Beispiel siehe Abbildung 7). Aus dem Programmsystem Plaxis Output wurden für alle Spannungspunkte die Werte ausgelesen und sortiert. Die weitere Verarbeitung erfolgte mit dem Programm MS Excel.

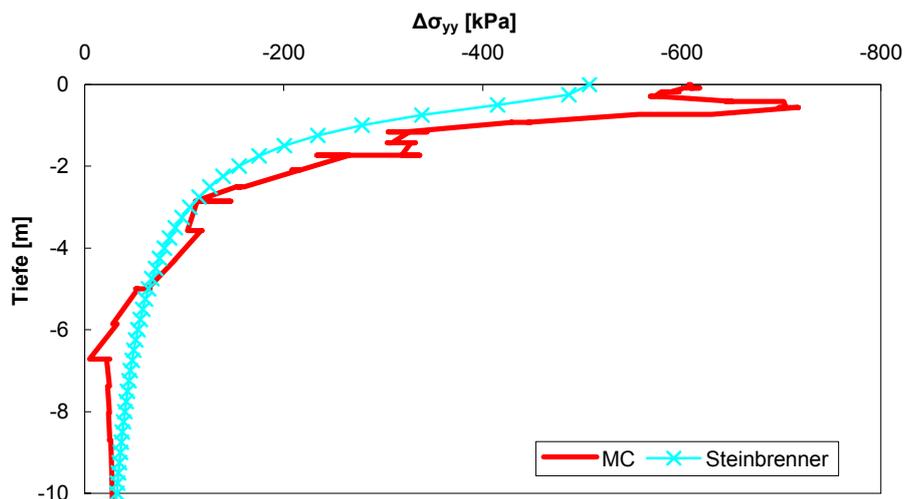


Abbildung 7: Beispiel einer Auswertung mittel Schnittführung

In Abbildung 8 ist der Verlauf der vertikalen zusätzlichen Spannungen für eine Berechnung mit 8 [m] Modeltiefe dargestellt. Die punktierte Linie stellt den Verlauf der Spannungen nach Steinbrenner dar. Die Berechnungen sind dreidimensionale Berechnungen wobei das Seitenverhältnis des Fundamentes 1:4 beträgt.

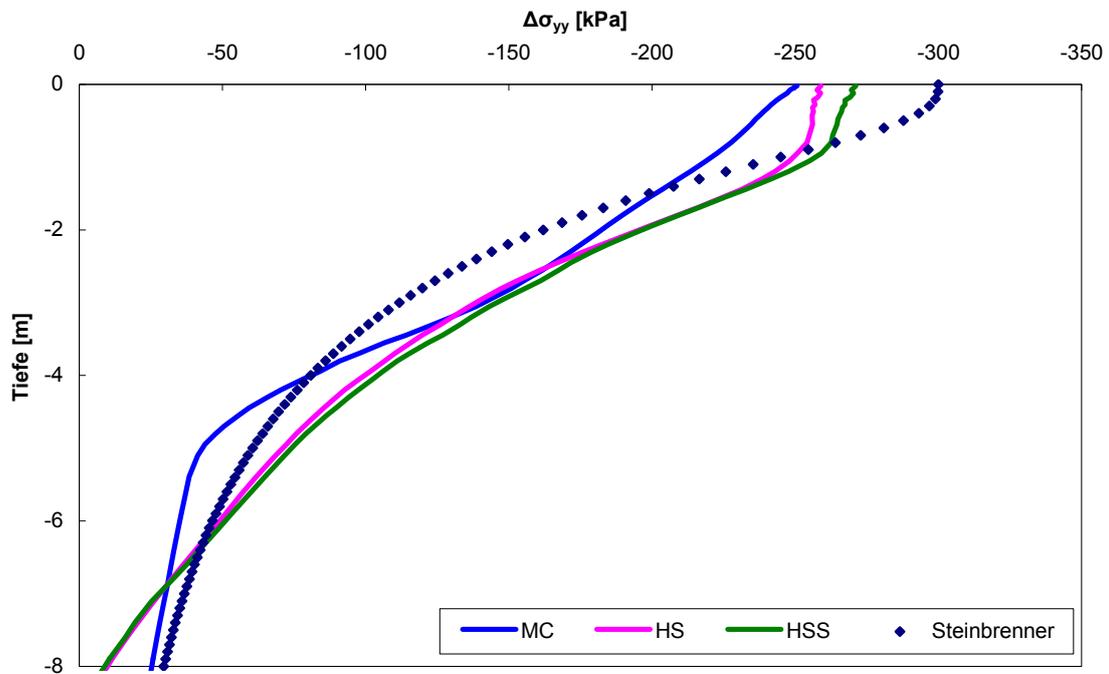


Abbildung 8: vertikale zusätzliche Spannungen (MC_8m, HS_8m, HSS_8m)

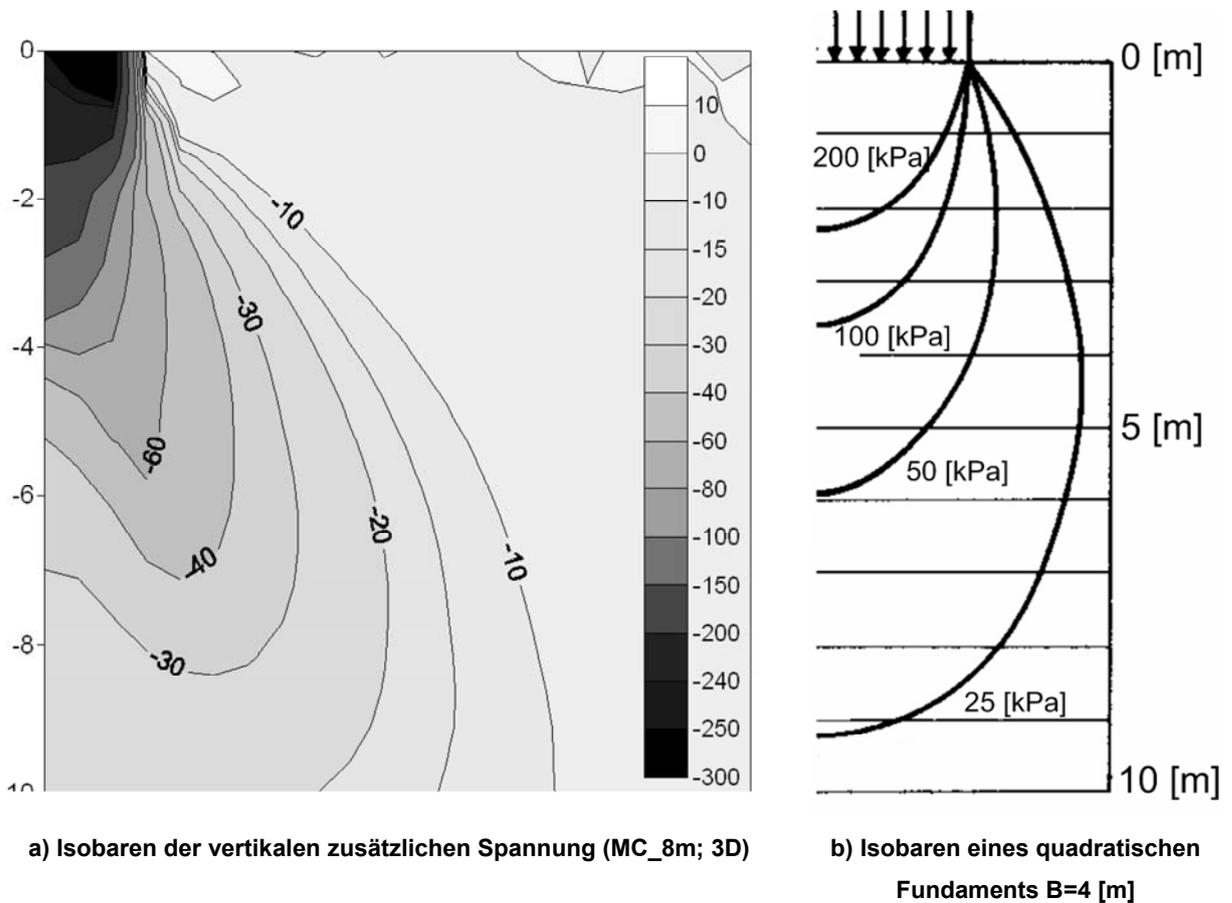


Abbildung 9

In Abbildung 9 a) sind die Isobaren der vertikalen zusätzlichen Spannung abgebildet. Die Abbildung zeigt das Abweichen der Spannungen von der Zwiebelform wie sie in b) dargestellt sind. Die Abbildung 9 wurde aus einem Schnitt in Richtung der X-Achse des Systems bei Koordinate $z=0,565$ ermittelt. Danach wurde mittels des Programms Surfer 8.00 (Demo) der Konturplot erstellt.

Zur Kontrolle wurde händisch ein Spannungspunkt des Modells (0,085/-6,106/0,565) ausgewertet. Dabei wurde eine vertikale zusätzliche Spannung von -34,3 [kPa] ermittelt. Dieses Ergebnis deckt sich mit dem Konturplot. Der Vorzeichenunterschied zwischen den beiden Abbildungen ist zu ignorieren da es sich in beiden Fällen um Druckspannungen handelt. In Plaxis werden Druckspannungen negativ ausgegeben.

Abbildung 9 b) wurde aus [11] entnommen und neu beschriftet.

Die Differenz zwischen den beiden Bildern könnte durch das plastischen Verhalten des MC-Modells erklärt werden. Punkte an denen die MC-Bruchgerade erreicht wird liegen in diesem Bereich in einer Tiefe von 3,7 bis 6,4 [m]. Dies könnte den Unterschied zwischen

der Berechnung mit MC und der Berechnung im unendlichen elastischen homogen isotropen Halbraum.

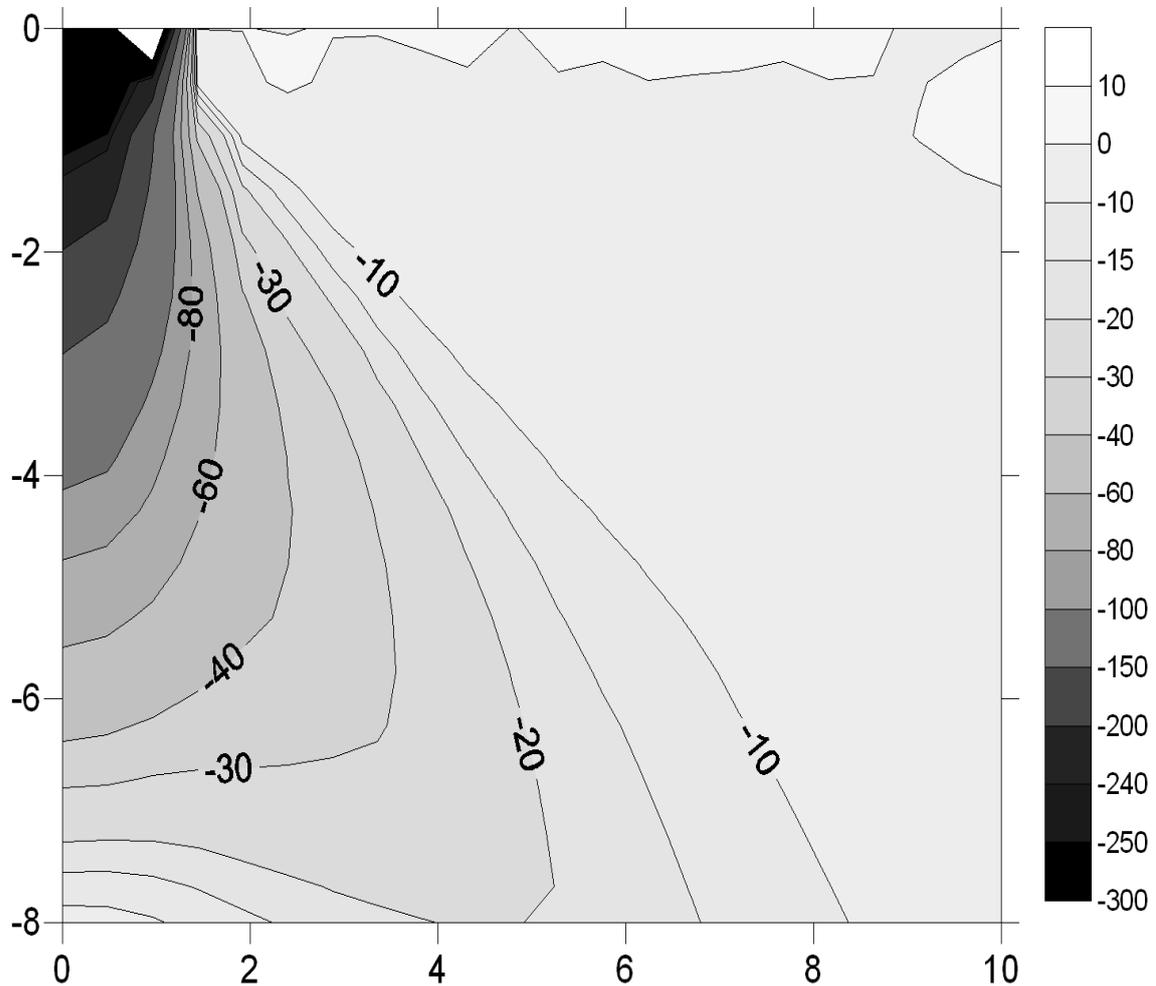


Abbildung 10: Isobaren der vertikalen zusätzlichen Spannung (HSS_8m; 3D)

Im Vergleich zu Abbildung 9 zeigt Abbildung 10 die Isobaren der vertikalen zusätzlichen Spannungen desselben Systems mit dem HSS-Modell. Hierbei ist auffällig, dass die Isobaren besser zu der klassischen Berechnung (Spannungszwiebeln) passen. Wobei aber auch in den tieferen Schichten ein Ausweichen der Spannungen zu Seite erkennbar ist.

Abbildung 11 zeigt zwei Berechnungen mit 16 [m] Modelltiefe (MC und HSS). Der Verlauf der Spannungen zeigt das gleiche Verhalten wie bei 8 [m] Tiefe.

Zum Vergleich wurden auch zweidimensionale Berechnungen ausgewertet. Diese zeigen in beiden Materialmodellen das gleiche Verhalten (Abbildung 12). Durch diese Auswertungen der vertikalen zusätzlichen Spannungen kann gezeigt werden, dass die Berechnungen mit den beiden Materialmodellen nicht mit den Ergebnissen der

klassischen Berechnungen übereinstimmen. Beim HS-Modell wird die Last schräg nach außen umgelagert. Dadurch entstehen im Zentrum unter dem Fundament Bereiche die nur geringe zusätzliche Spannungen erhalten. Im Fall des MC-Modells entsteht dieses oben beschriebene Verhalten nicht in gleichem Ausmaß, jedoch ist es dennoch festzustellen.

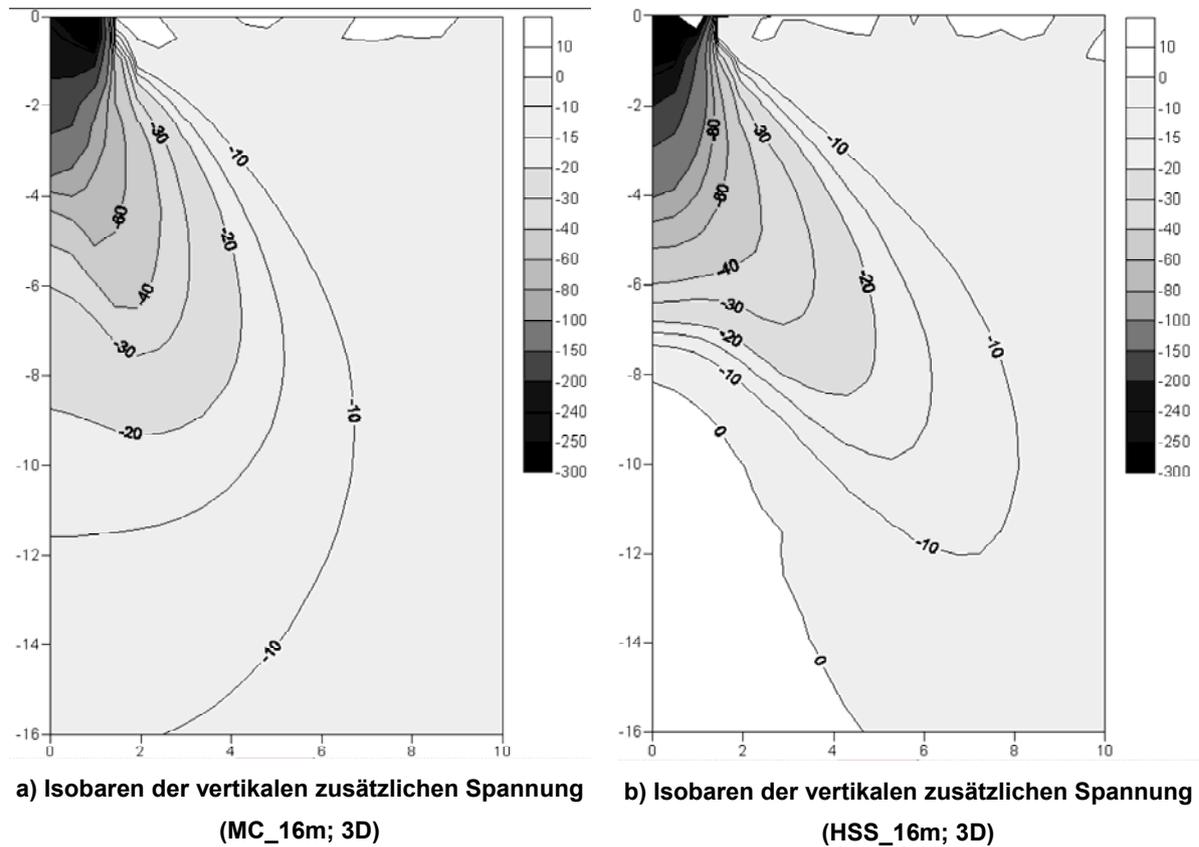
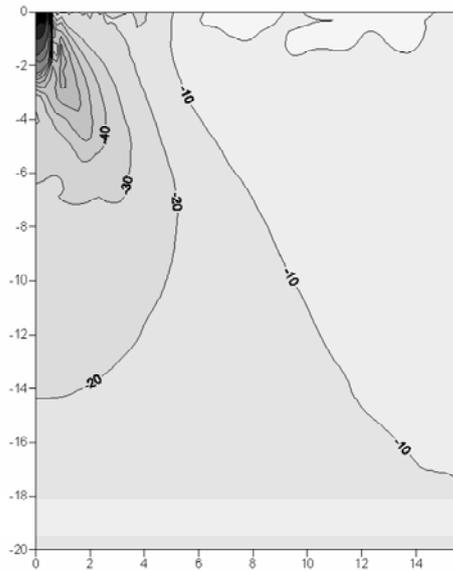
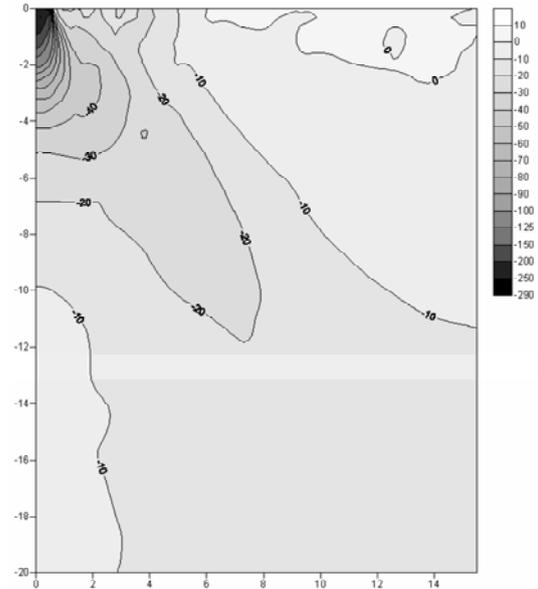


Abbildung 11



a) Isobaren der vertikalen zusätzlichen Spannung
(005.plx; MC 2D)



b) Isobaren der vertikalen zusätzlichen Spannung
(001.plx; HSS 2D)

Abbildung 12

Als Vergleich zu Abbildung 12 wurde eine Rechnung mit linear elastischem Material durchgeführt (Abbildung 13). Bei dieser Rechnung kann man die erwarteten Spannungszwiebeln gut erkennen.

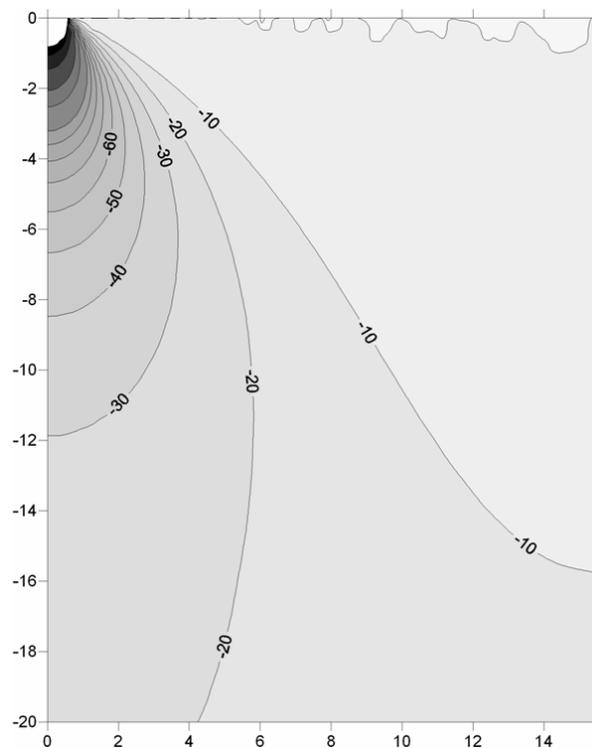


Abbildung 13: Isobaren der vertikalen zusätzlichen Spannung (004.plx; linear elastisch 2D)

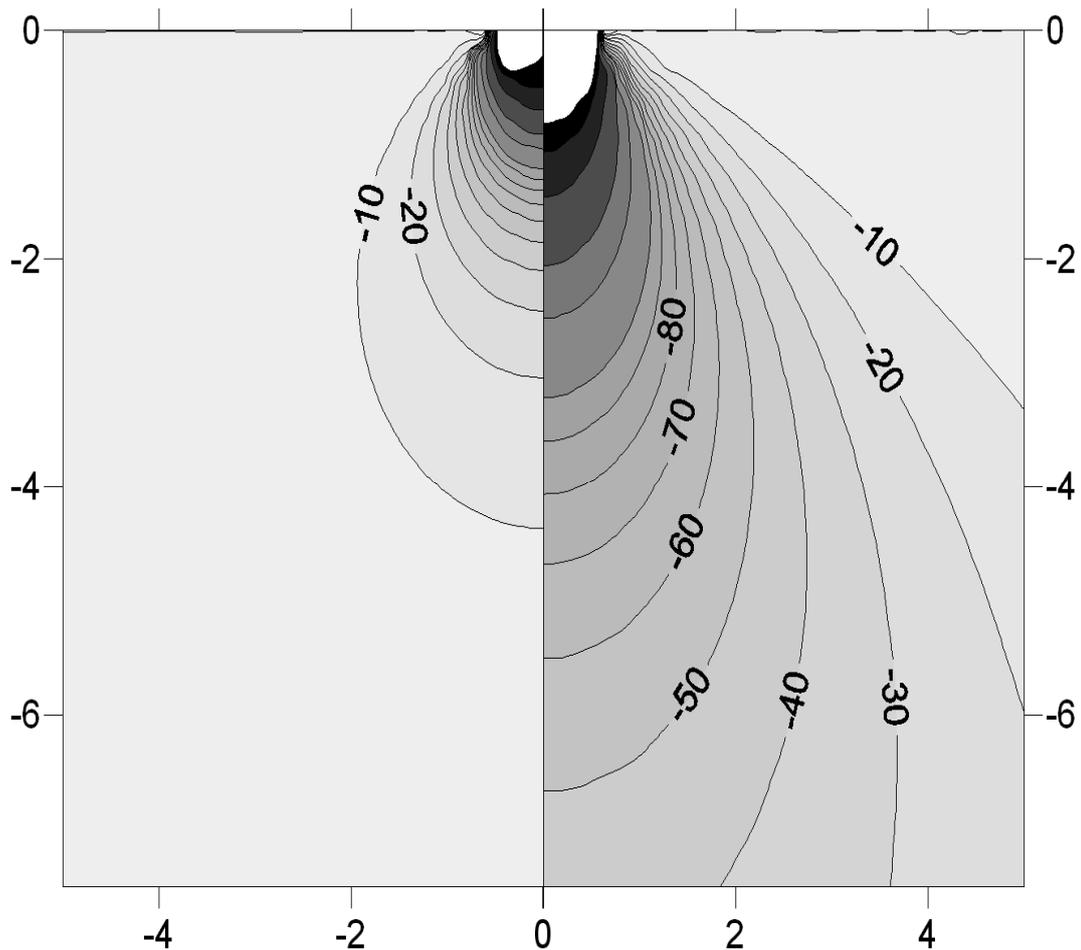


Abbildung 14: Vergleich axialsymmetrisch mit plane strain vert. zusätz. Spannungen

Abbildung 14 zeigt eine Gegenüberstellung von zwei Berechnungen, links eine axialsymmetrische Berechnung und rechts eine Berechnung plane strain. Es zeigt die unterschiedliche Spannungsausbreitung bei den beiden Systemen. Die berechneten Fundamente haben einen Durchmesser bzw. eine Breite von 1 [m] und es wurde dieselbe Last (525 [kPa]) aufgebracht. Das Material wurde linear-elastisch simuliert und die Bodenparameter des lockeren Sandes wurden benutzt.

6.2 Fundamentverformung

In Abbildung 15 ist die Verformung des Fundamentes aufgetragen. Die horizontale Achse beginnt bei der Symmetrieachse des Fundamentes. Die vertikale Achse zeigt die vertikale Setzung des Fundamentes. In Blau ist die Laststufe bei 30% der Grundbruchlast dargestellt in Rot 60% und in Grün 80%. Die Berechnungen 001.plx und 002.plx wurden beide mit dem HSS-Modell durchgeführt. Im Verlauf der Setzungslinien kann man erkennen, dass bei hohen Lasten (80% der GB-Last) die Setzungslinie von der erwarteten

Form abweicht. Es kommt zu einer Umkehrung der Setzungsmulde, das heißt die Setzungen am Rand des Fundamentes sind größer als in der Mitte. Zurückzuführen dürfte dies auf die Spannungsausbreitung im Boden sein, die wie in Kapitel 6.1 gezeigt nicht mit der Spannungsausbreitung übereinstimmt die bei linear elastischem Materialverhalten auftritt. Die gezeigte Setzungslinie tritt auch bei Berechnungen mit HS- und MC-Modell auf.

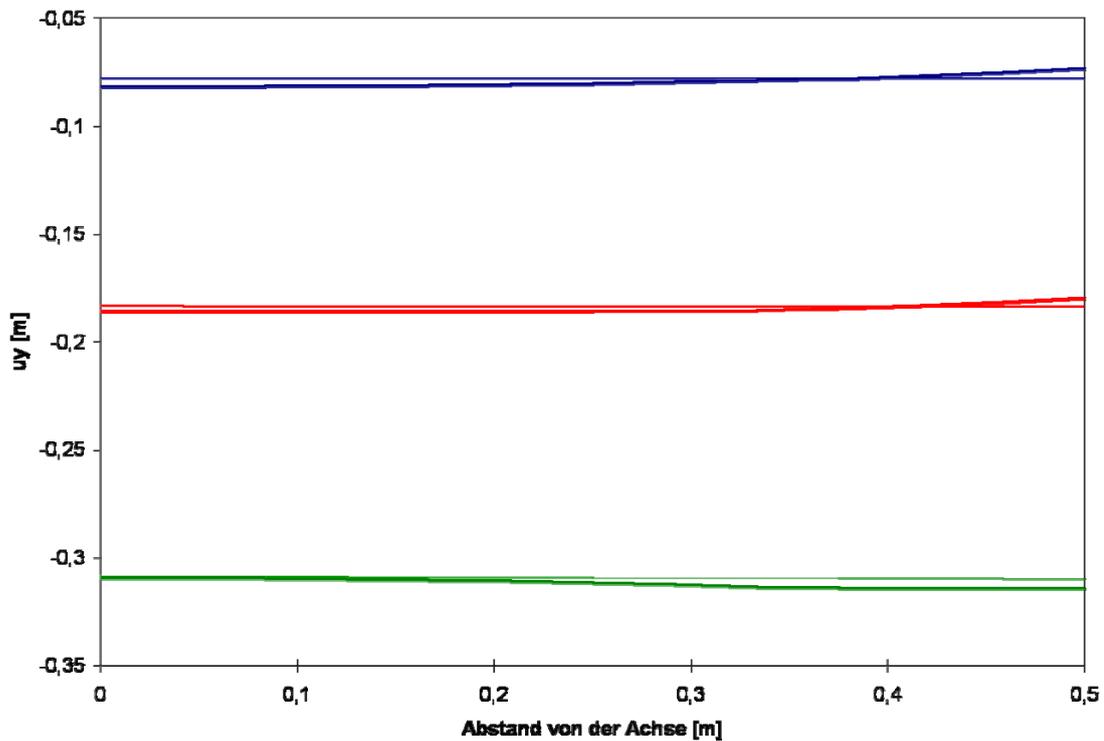


Abbildung 15: Fundamentverformung (001.plx, 002.plx)

Als Vergleich dazu wurde eine Berechnung mit linear elastischem Material ausgewertet (Abbildung 16).

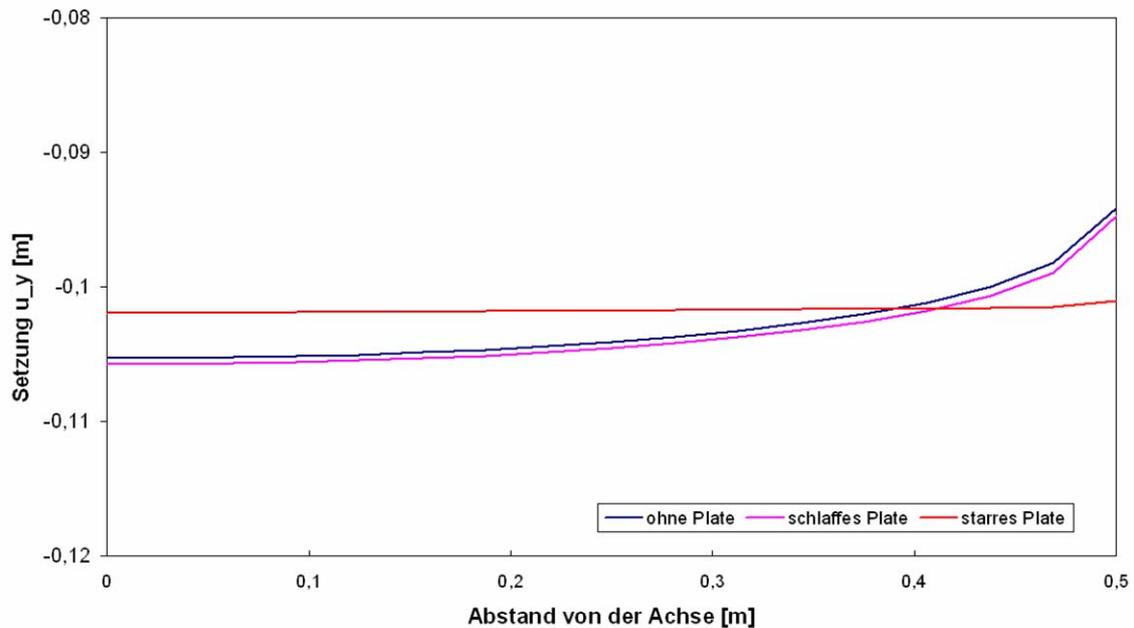


Abbildung 16: Fundamentverformung (004.plx)

Die Ergebnisse zeigen, dass bei linear elastischem Material die Verformungsfigur auch bei hohen Lasten die Muldenform beibehält.

Nach der klassischen Setzungsberechnung wird das Verhältnis der Setzung eines starren Fundaments zu maximaler Setzung eines schlaffen Fundaments mit ca. 0,75 angenommen. In den durchgeführten Berechnungen konnte dieses Verhältnis nicht bestätigt werden. Die Setzungswerte lagen näher aneinander. Bei 30% der GB-Last lag das Verhältnis bei rund 0,95.

Aus diesen Erkenntnissen kann geschlossen werden, dass Setzungsberechnungen mittels Finiter Elemente und der Nutzung höherer nicht linearer Materialmodelle andere Ergebnisse bezüglich der Fundamentverformung ergeben als die klassische Bodenmechanik. Dieses Verhalten wird mit steigender Last immer ausgeprägter.

6.3 Sohlspannungen

Die Auswertung der Sohlspannungen unter dem Fundament erfolgte in der Regel durch die Anordnung eines Interface-Elementes direkt aus dem Output-Programm von Plaxis 2D.

Die Sohlpressungen beschreiben nach der gängigen Literatur für schlaffe Fundamente einen konstanten Verlauf und für starre Fundamente den Verlauf nach Boussinesq. In Abbildung 17 aus [10] sind die Sohlpressungsverläufe für verschiedene Laststufen dargestellt.

Die 2D-Berechnungen ergaben für die kleine Fundamentbreite von 1 [m] keine klaren Ergebnisse der Sohlpressung. Der Einfluss der einzelnen Elemente unter dem Interface ist durch eine relativ grobe Diskretisierung zu groß. Es bilden sich markante Spitzen im Verlauf der Sohlspannung. In Abbildung 18 ist eine Auswertung der Sohlspannung einer Berechnung mit dem HSS-Modell mit starrem Fundament aufgetragen. Die stärkere türkise Linie zeigt den analytischen Verlauf nach Boussinesq bei 30% der Grundbruchlast. Die restlichen Linien zeigen die Sohlspannung bei 30%, 60% und 80% der Grundbruchlast und bei 800 [kPa] (90% der GB-Last). Dabei zeigt sich der starke Einfluss der einzelnen Elemente vor allem bei den höheren Lastklassen.

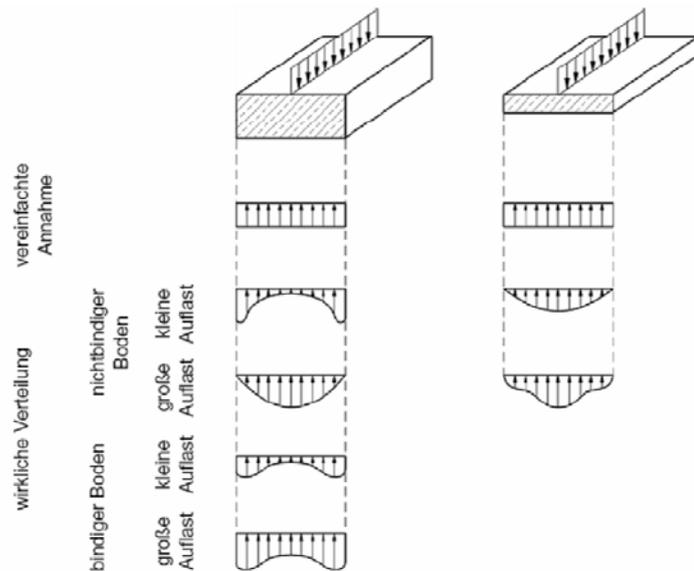


Abbildung 17: Sohlpressung bei starren und schlaffen Fundamenten [10]

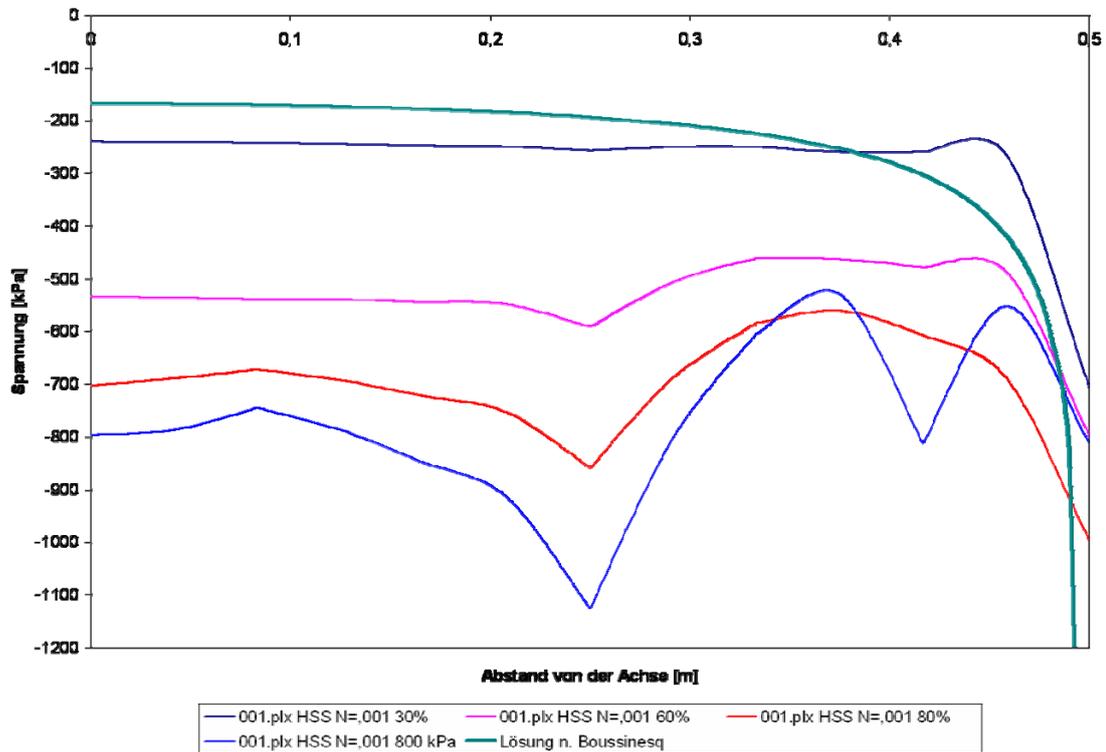


Abbildung 18: Sohlspannung (001.plx)

Die Abbildung 19 zeigt einen Vergleich zwischen einem starren (rot) und eine schlaffen Fundament (blau). Die Differenz ist im Zentralbereich nicht ausgeprägt (circa 10%) und an den Enden bildet sich in beiden Fällen ein Maximum aus (Differenz circa 50%).

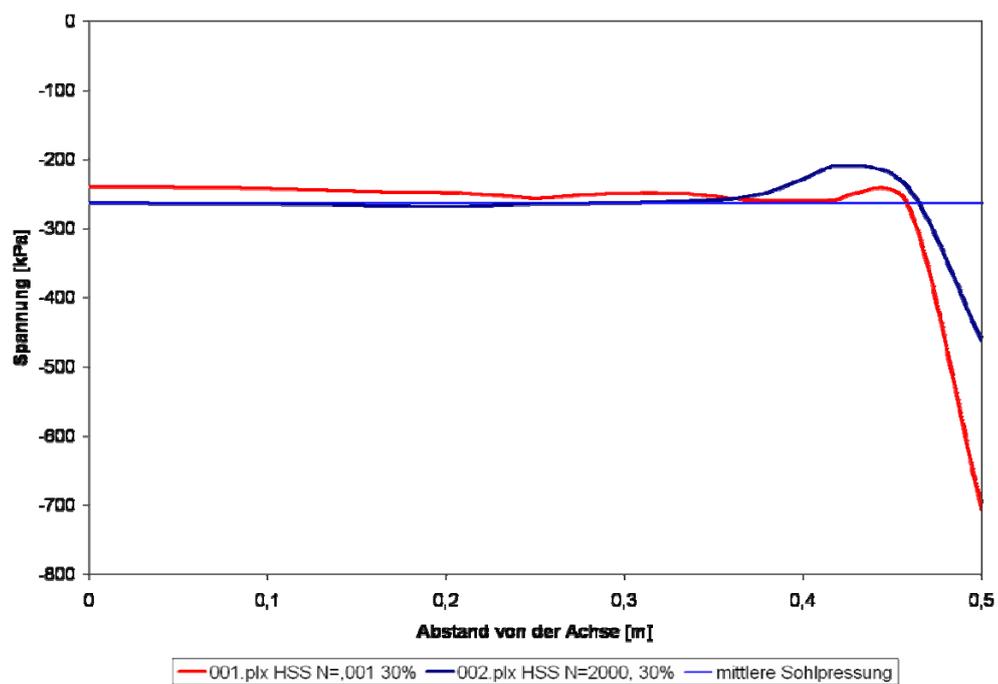


Abbildung 19: Sohlspannung (002.plx)

6.4 Zusammenfassung zur Spannungsausbreitung

Wie im vorhergehenden Kapitel 8.2.3 gezeigt erfolgt die Spannungsausbreitung bei Berechnungen von Fundamenten im Programm Plaxis nicht nach den bekannten „Spannungszwiebeln“. Bei den Berechnungen mit den höherwertigen Materialmodellen HS und HSS wurde eine Ausbreitung der Spannungen zur Seite festgestellt. Ab einer bestimmten Tiefe konnte sogar eine negative zusätzliche Spannung festgestellt werden. Dies würde in diesen Bereichen eine Entlastung durch das Fundament darstellen. Bei den Berechnungen mit dem MC-Modell konnte in geringeren Tiefen unter dem Fundament eine Abweichung von der Zwiebelform dargestellt werden wobei aber in größeren Tiefen die Spannungsausbreitung wieder regulär erfolgt. Bei den HSS- und HS-Berechnungen tritt das Verhalten anders auf, hier werden die Spannungszwiebeln in geringer Tiefe (d.h. große zusätzliche Spannung) gut dargestellt aber in größerer Tiefe stellt sich die schon erwähnte seitliche Ausbreitung ein.

7 NACHRECHNUNG DISSERTATION HINTNER [2]

Die Aufgabenstellung der Arbeit enthält unter anderem die Untersuchung der vertikalen Fundamentverschiebungen. Dabei werden die vertikalen Verschiebungen mit analytischen Methoden berechnet und mit den Ergebnissen von numerischen Simulationen verglichen. Der Hauptteil der Arbeit von Hintner beschäftigt sich mit der Untersuchung geneigter Lasten.

Für die numerische Simulation wurden zwei verschiedene Stoffmodelle angewendet:

- Hardening Soil mit small strain stiffness und
- ein hypoplastisches Modell mit intergranularer Dehnung.

Weiters wurden die Ergebnisse der numerischen Simulation auch mit experimentellen Modellversuchen verglichen.

Die Berechnungen wurden mit zwei verschiedenen Bodenarten durchgeführt, wobei für den Hostun-Sand zwei verschiedenen Lagerungsdichten gewählt wurden. Für den Tonboden (NC-Kaolin) wurden die Berechnungen nur mit dem HS-Small Modell durchgeführt.

7.1 Klassische Setzungsberechnung

7.1.1 Indirekte Setzungsermittlung

Bei der indirekten Setzungsermittlung werden die Setzungen über die vertikalen Spannungen im Boden ermittelt. Die Ermittlung der Setzungswerte geschieht über die Spannungs-Dehnungs-Beziehung aus dem Ödometerversuch. Dadurch wird eine reine Kompressionssetzung angenommen und das Ausweichen des Bodens zur Seite nicht berücksichtigt. Die zusätzlichen Spannungen im Boden werden meist über die Beziehung $\Delta\sigma = i * \Delta q$ ermittelt. Dabei ist i der Einflussfaktor, der aus Tabellen wie z.B. von Steinbrenner stammt.

Im Rahmen der Dissertation wurden die Setzungen mit Hilfe der Methode nach Kany für den Kennzeichnenden Punkt einer Rechtecklastfläche berechnet. Die Grenztiefe für die Setzungsberechnung wird durch die Bedingung $\Delta\sigma_z = 0,2 * q'_{z,0}$ festgelegt. Dabei ist $q'_{z,0}$ die vorhandene effektive Vertikalspannung. Der Einfluss der Schichten unter dieser Tiefe

wird als vernachlässigbar klein angenommen. Für die Setzung ist die Differenzspannung zwischen vertikaler Initialspannung und vertikaler Spannung nach dem Aufbringen der Last maßgebend.

7.1.2 Direkte Setzungsermittlung

Die direkte Ermittlung von Setzungen wird über folgende Formel berechnet:

$$s = \frac{1-\nu^2}{E} * \Delta q * b * f \quad \text{und} \quad E = \frac{(1-2\nu)(1+\nu)}{1-\nu} E_s \quad (7.1), (7.2)$$

Dabei ist f der Einflussfaktor der aus verschiedenen Tabellen [6] entnommen werden kann. Bei der direkten Setzungsermittlung wird der Einfluss der Querdehnung mit berücksichtigt.

7.2 Systemannahme

Als System wurde ein starres ein Meter breites Streifenfundament bzw. ein starres Kreisfundament mit einem Meter Durchmesser gewählt. Die Belastung wurde vertikal und mittig aufgebracht. Die Einbindung in den Boden wurde mit einem Meter gewählt.

7.3 Bodenparameter

Für die Berechnungen wurden die Parameter eines Hostun-Sandes verwendet.

Die Bodenparameter sind in der folgenden Tabelle ersichtlich:

Bodenphysikalische Kennwerte

Tabelle 4: Parameter Hostun-Sand (1)

Korndichte ρ_s	[g/cm ³]	2,65
Mittlerer Korndurchmesser d_{50}	[mm]	0,35
Ungleichförmigkeitszahl $U=d_{60}/d_{10}$	[-]	1,70
Minimale Porenziffer e_{\min}	[-]	0,63
Maximale Porenziffer e_{\max}	[-]	1,00

Die Parameter für die beiden Bodenmodelle wurden an Laborversuchen ermittelt. Daraus resultierten die Lagerungsdichten und die Anfangsporenzahlen.

Tabelle 5: Parameter Hostun-Sand (2)

		locker	dicht
Anfangsporenzahl e	[-]	0,85 – 0,92	0,63 – 0,68
Lagerungsdichte D	[-]	0,27	0,97

Die Parameter für das HS-Modell wurden aus der Literatur übernommen und nur φ' und ψ für den dichten Sand wurden leicht verändert, um eine bessere Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu bekommen. Im Folgenden werden die Parameter für das HSS-Modell dargestellt.

Tabelle 6: Parameter HSS-Modell

		locker	dicht
φ'	[°]	34	42
c'	[kN/m ²]	0,0	0,0
Ψ	[°]	0,0	16,0
$E_S^{ref} = E_{oed}^{ref}$	[MN/m ²]	16,0	30,0
E_{50}^{ref}	[MN/m ²]	12,0	30,0
E_{ur}^{ref}	[MN/m ²]	60,0	90,0
m	[-]	0,75	0,55
ν_{ur}	[-]	0,25	0,25
$\gamma_{0,7}$	[-]	$2 \cdot 10^{-4}$	$2 \cdot 10^{-4}$
E_0^{ref}	[MN/m ²]	170,0	270,0
G_0^{ref}	[MN/m ²]	68,0	108,0

Die Umrechnung von E_0^{ref} in G_0^{ref} ist über die Formel $G_0^{ref} = \frac{E_0^{ref}}{2(1 + \nu_{ur})}$ erfolgt [3].

7.4 Ergebnisse der klassischen Methoden

Im Rahmen der Dissertation wird nur auf das Streifenfundament eingegangen und mit zwei verschiedenen Lagerungsdichten gearbeitet. Weiters wurde angenommen, dass kein Grundwasser ansteht und normalkonsolidierte Verhältnisse herrschen. Für beide

Lagerungsdichten liegen Ödometerversuche vor und über einen empirischen Ansatz wurde daraus der spannungsabhängige Tangentensteifigkeitsmodus E_S ermittelt.

$$E_S = E_S^{ref} \left(\frac{\sigma'_z}{p^{ref}} \right)^m \quad \text{mit } p^{ref} = 100 \text{ kN/m}^2 \quad (7.3)$$

Dabei ist E_S^{ref} der Referenzsteifigkeit bei der Referenzspannung p^{ref} und m ist der Steifigkeitsexponent. Die benutzten Parameter sind in Tabelle 7 zu sehen.

Tabelle 7: Parameter klassische Setzungsberechnung

		locker	dicht
E_S^{ref}	[MN/m ²]	16	30
m	[-]	0,75	0,55

Die Belastungen wurden für den lockeren Sand mit $\Delta q = 100 \text{ kN/m}^2$ und den dichten Sand mit $\Delta q = 415 \text{ kN/m}^2$ gewählt. Der repräsentative Steifemodul wurde für diese Studie in einem Meter Tiefe gewählt. Der Vergleich der beiden Setzungsberechnungen (direkte und indirekte) zeigt, dass die direkte Methode circa 20 bis 25% größere Setzungen liefert. Grund dafür ist, dass die indirekte Methode nur die eindimensionale Kompressionssetzung berücksichtigt, dagegen die direkte Methode auch ein Ausweichen des Bodens zur Seite berücksichtigt [2].

7.5 Numerische Simulation

Die Simulation für das Streifenfundament wurde mit ebenem Verformungszustand berechnet, das Kreisfundament wurde mit einem axialsymmetrischen Netz simuliert. Das Netz besteht aus 6-knotigen Dreieckselementen. Die Berechnungsphasen sind folgende:

1. Aushub einer geböschten Baugrube
2. Herstellung des Fundamentes und Verfüllung
3. Belastung mit der setzungserzeugenden Last Δq

Die Netzfeinheit ist von der Achse weg und in die Tiefe hin abnehmend. Zwischen Fundament und Boden wurde voller Verbund angenommen.

Die Ergebnisse sind in den folgenden Diagrammen dargestellt (entnommen aus [2]).

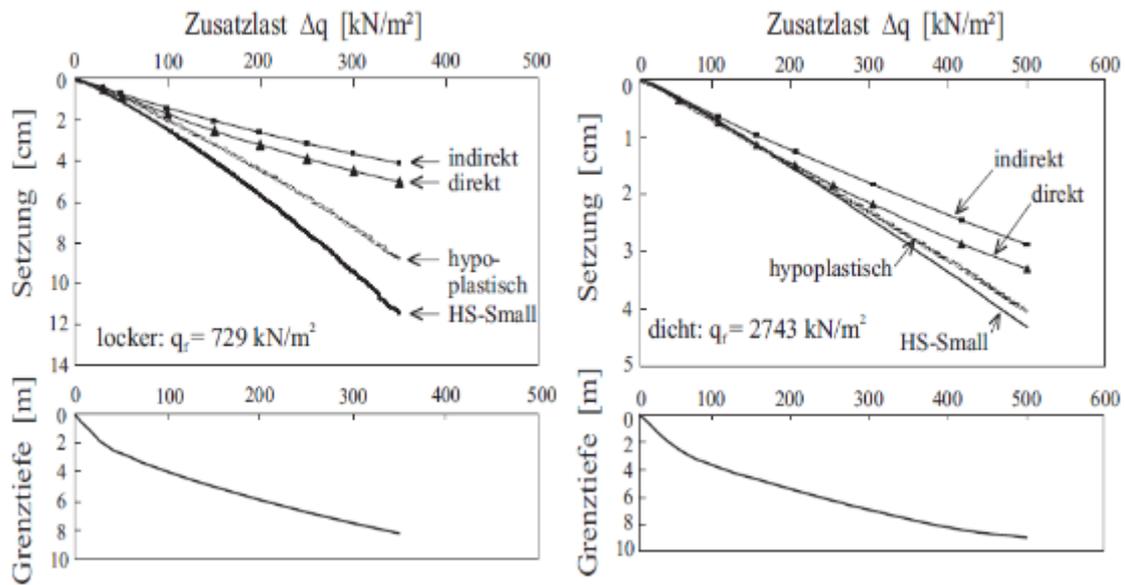


Abbildung 20: Last-Setzungskurve und Grenztiefe für das Streifenfundament (aus [2])

Dabei ist ersichtlich, dass der Setzungsgradient für die klassischen Methoden mit steigender Belastung abnimmt und bei der numerischen Berechnung zunimmt. Dieses Verhalten ist darauf zurückzuführen, dass bei der numerischen Berechnung auch das plastische Verhalten des Bodens berücksichtigt wird. Daher wird der Unterschied in den berechneten Setzungen mit steigender Belastung immer größer. Der Unterschied zwischen numerischen und klassischen Methoden ist beim Kreisfundament größer.

7.6 Modellbildung der Nachrechnung

Die Modellbildung der Nachrechnung wurde nach den Vorgaben der Dissertation durchgeführt, wobei aber nicht alle Einzelheiten in der Dissertation aufgeführt waren (in diesen Fällen wurden Annahmen getroffen). Die FE-Berechnungen konnten nur mit dem HSS-Modell durchgeführt werden, da beim Programm Plaxis das hypoplastische Modell nicht zur Verfügung steht.

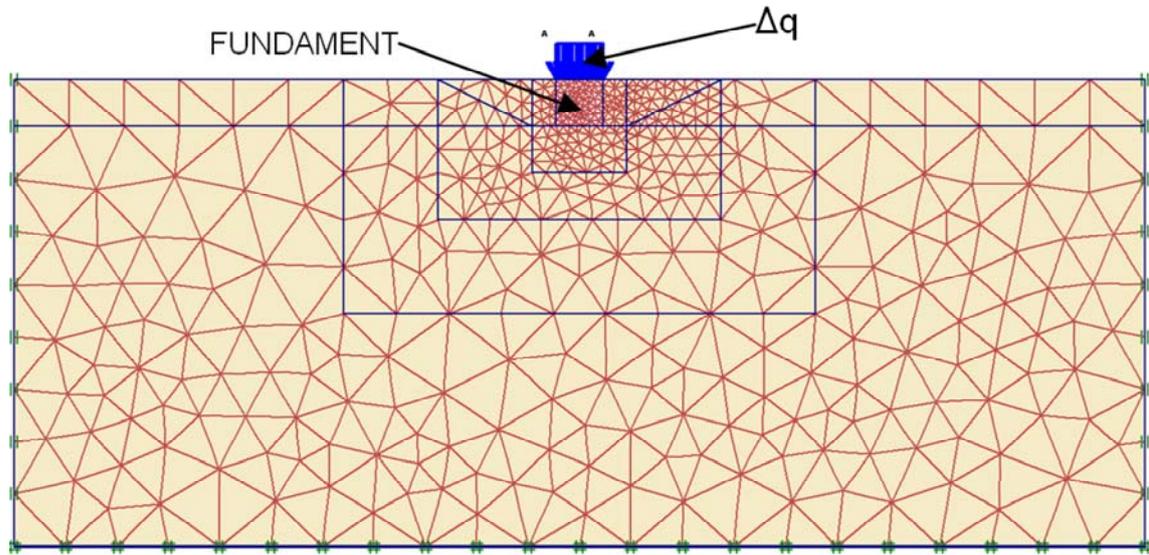


Abbildung 21: Modell der Nachrechnung

7.7 Ergebnisse der Nachrechnung

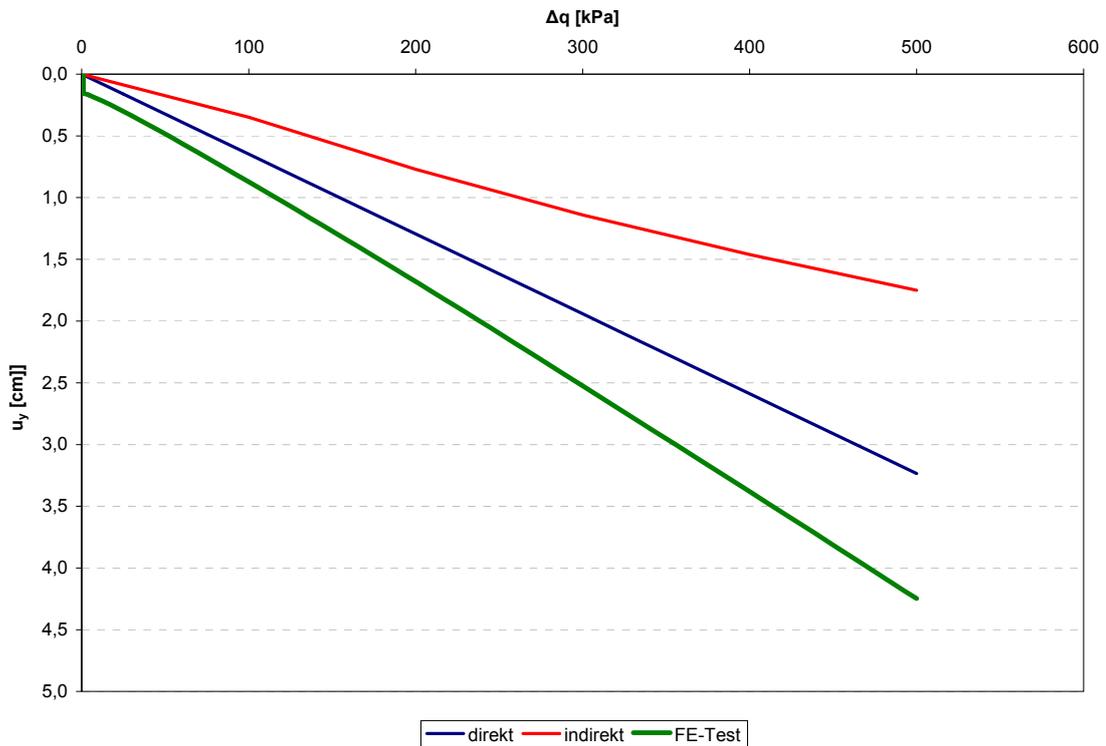


Abbildung 22: Last-Setzungskurven des Streifenfundaments im dichten Sand

In Abbildung 22 sind die Ergebnisse der Nachrechnung zu sehen. Die Ergebnisse der direkten und indirekten Methoden zeigen einen ähnlichen Verlauf wie in den Ergebnissen

der Dissertation von Herrn Hintner. Quantitativ liegt die indirekte Methode unter den Ergebnissen der Dissertation. Dies liegt in den unterschiedlichen Steifemoduln die wahrscheinlich bei den Berechnungen benutzt wurden.

Die Ergebnisse der Nachrechnung des HSS-Modells stimmen mit denen der Dissertation überein. Der Vergleich der Abbildung 22 mit Abbildung 20 (rechts) zeigt, dass die Verläufe der HSS-Modelle in Qualität und Quantität ähnlich sind.

8 ANALYSE DES EINFLUSSES DER GEOMETRIE

Die Lage des Fundaments und ein etwaiger Aushub haben Einfluss auf das Setzungsverhalten bei der Simulation. Durch die Entlastung bei einem Aushub geht im Bereich unter dem Fundament die hohe Steifigkeit des HSS- Modells verloren. Bei einer Lagerung an der Geländeoberfläche können am Fundamentrand Zugspannungen im Boden auftreten. Solche Einflüsse sollen mit diesen Berechnungen untersucht werden und damit kann das System für die weiteren Berechnungen optimiert werden.

8.1 System

Das Fundament wurde mit einer Breite von fünf Metern gewählt. Bei der Simulation wurde aus Symmetriegründen nur eine Hälfte des Systems berechnet. Die Breite des Systems wurde mit 62,5 Metern definiert und bei den ersten Berechnungen wurde eine Systemtiefe von 20 [m] angenommen. Das Fundament wurde als Plate-Element simuliert. Für die Steifigkeit wurde die des Betons eingesetzt. Als Material für den Boden wurde der dicht gelagerte Sand eingesetzt.

8.2 Belastung

Da der Bruchzustand für die Analyse der Setzungen nicht relevant ist, wurde die maximale Last mit 80 % der Grundbruchlast angenommen. Die Berechnung der Grundbruchlast wurde laut ÖNORM B 4435-2 [5] durchgeführt. Sämtliche Teilsicherheitsbeiwerte wurden mit 1,0 angenommen. Für das angenommene Fundament wurde eine Last von circa 6830 [kN] ermittelt. 80 % davon sind 5464 [kN] und die daraus resultierende Spannung beträgt 1092 [kN/m²].

8.3 Klassische Setzungsermittlung

Bei der klassischen Setzungsermittlung mit der oben ermittelten Last wurden folgende Werte berechnet.

Tabelle 8: Ergebnisse klassische Berechnung

	Max. Wert (schlaff)	Kennzeichnender Punkt
Direkte Ermittlung		390 [mm]
Indirekte Ermittlung	244 [mm]	171 [mm]

Die Grenztiefe wurde bei der indirekten Berechnung mit circa 30,50 [m] ermittelt. Dadurch wurde die Systemtiefe von 20 [m] auf 45 [m] erhöht, um den Einfluss der Systemgröße zu verringern.

8.4 Geometrie

8.4.1 Variante 1

Bei der ersten Variante wurde eine horizontale Geländeoberfläche angenommen und darauf wurde das Fundament (simuliert als Plate) aufgelegt. Die Auswertung des ersten Versuches mit der kleineren Systemtiefe von 20 [m] zeigt, dass die zusätzlichen Spannungen an der Unterkante des Systems noch nicht abgeklungen sind. Die folgenden beiden Bilder zeigen die effektiven vertikalen Spannungen bei 80 % der Grundbruchslast.

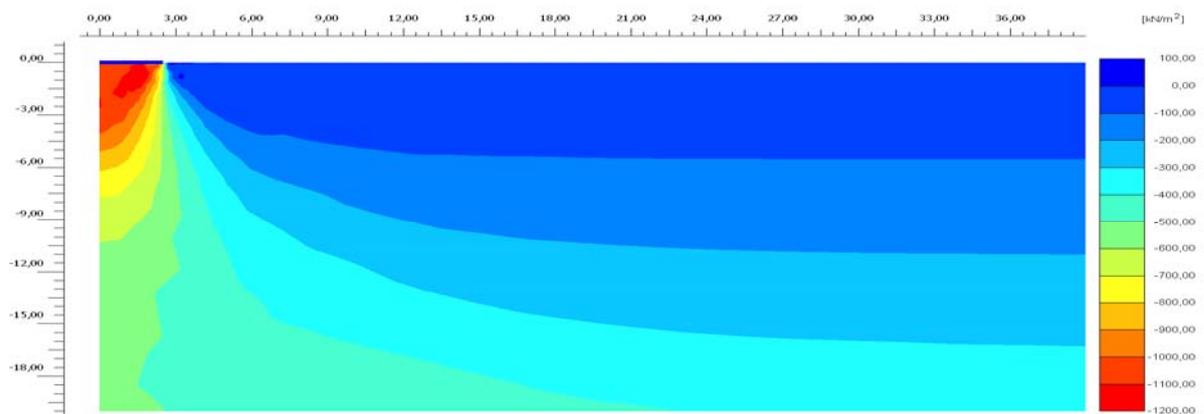


Abbildung 23: effektive vertikale Spannungen; Systemtiefe 20m; (HSS_plst_001)

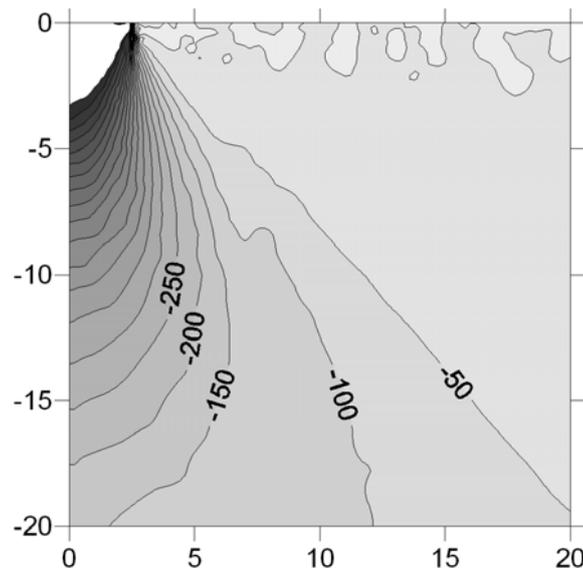


Abbildung 24: zusätzliche vertikale Spannungen (HSS_plst_001)

In Abbildung 24 sind die zusätzlichen vertikalen Spannungen ($\Delta\sigma_{yy}$) als Konturplot aufgetragen. Die Abbildung zeigt das an der Unterkante des Modells noch bis zu 150 [kPa] an zusätzlicher Spannung, das heißt an der Unterkante ist noch circa der doppelte Wert der Abbruchbedingung ($\Delta\sigma < 0,20 * \sigma_{ini}$) vorhanden. Die Systemtiefe ist daher nicht ausreichend tief gewählt worden.

Alle weiteren Berechnungen wurden nur mehr mit der vergrößerten Systemtiefe von 45 [m] durchgeführt.

8.4.2 Variante 2

Bei der zweiten Variante wurde das Fundament in eine Tiefe von einem Meter eingebaut. Der Aushub wurde mit circa 1:2,5 geböscht ausgeführt. Die restlichen Systemparameter wurden wie in Variante 1 belassen.

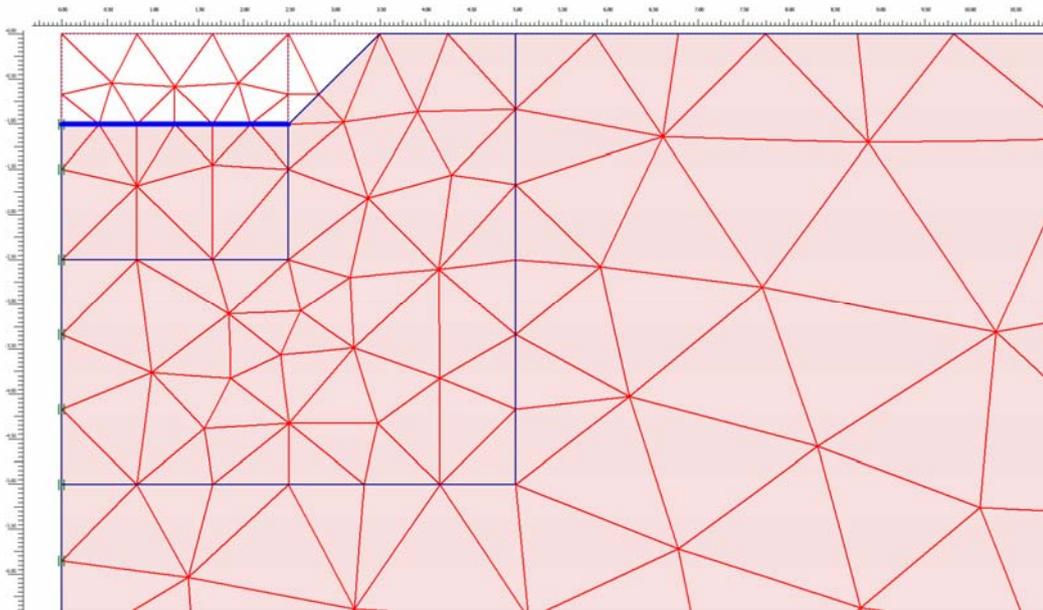


Abbildung 25: System Variante 2; (HSS_plst_002)

8.4.3 Variante 3

Bei dieser Variante wurde die gleiche Geometrie angenommen wie in Variante 2, aber nach dem Aushub wurden den Bodenclustern die Materialparameter neu zugeordnet.

8.4.4 Variante 4

Diese Variante wurde wie Variante 1 ausgeführt, jedoch wurde anschließend an die Fundamentlast noch eine vertikale Last von 25 [kPa] aufgebracht. Diese dient dazu, die an der Fundamentkante auftretenden Zugspannungen zu überdrücken.

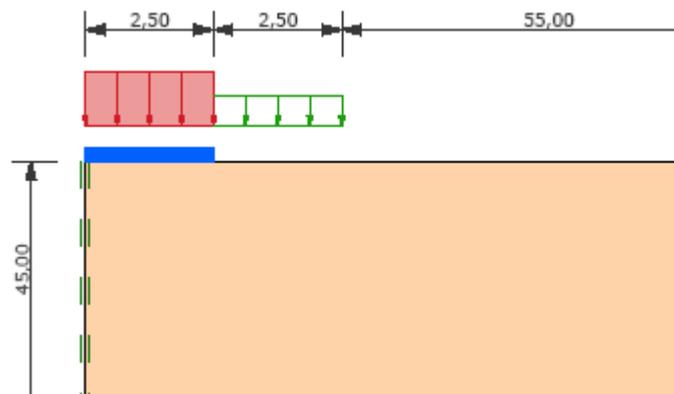


Abbildung 26: Skizze Variante 4

8.5 Auswertung der Berechnungen

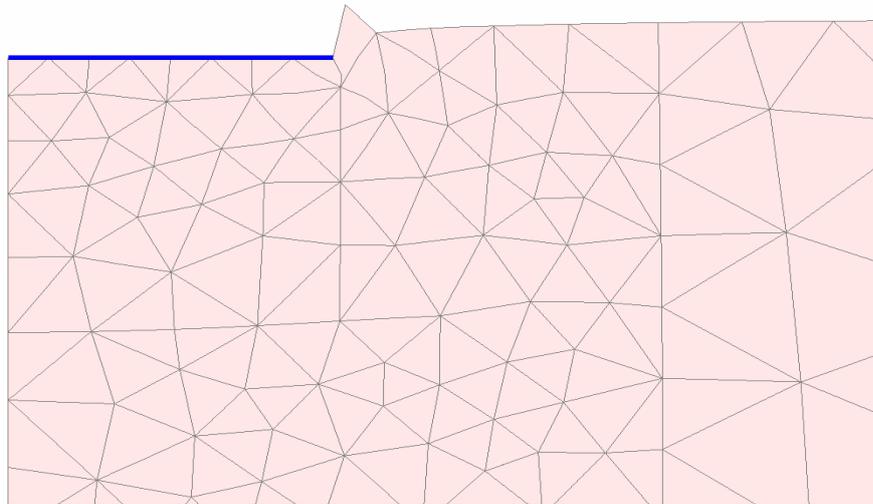


Abbildung 27: Deformed Mesh (true scale) (HSS_plst_005)

Bei den Varianten 1, 2 und 3 traten an den Fundamentkanten Bereiche mit Zugspannungen auf. In diesen Bereichen traten auch Verformungen in eine positive Y-Richtung auf. Solche Verformungen sind rein numerisch.

Ebenso kann man dies in der Auswertung der Plastic Points erkennen. Weiße Punkte stellen Tension-Points dar, an denen die Tension-cut-off Funktion des Programms Plaxis aktiviert wurde, dass heißt hier würden Zugspannungen auftreten.

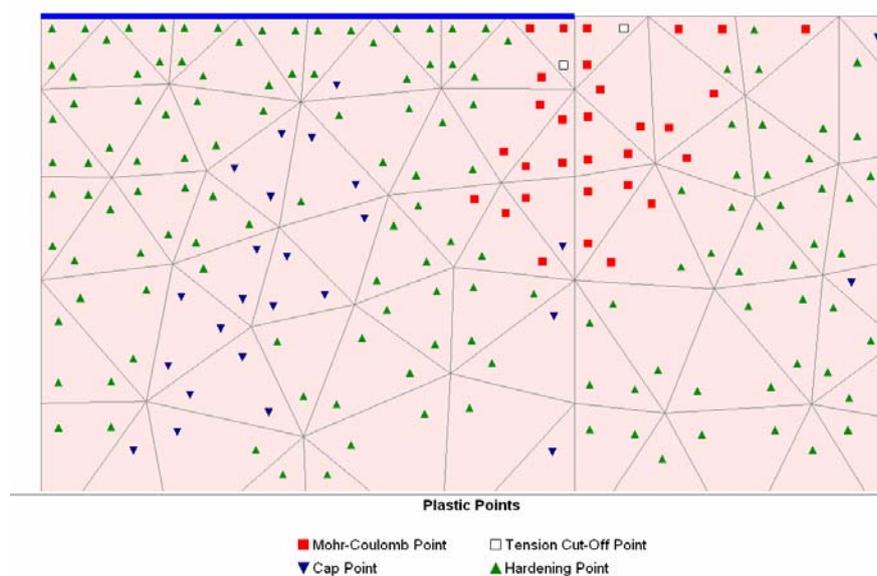


Abbildung 28: Plastic points (HSS_plst_005)

Diese Punkte führen in weiterer Folge vor allem bei höheren Lasten zu numerischen Problemen, da sie große unrealistische Verformungen nach oben produzieren (einzelne Ausreißer an den Kanten).

Weiters wurden der Einfluss der Varianten auf die Eigenschaften der Small strain stiffness überprüft (siehe Abbildung 29). Diese Abbildung zeigt das Verhältnis von G/G_0 . Bei einem Wert von ca. 3,0 sind im Boden noch die Kennwerte der small strain stiffness wirksam, jedoch bei 1,0 sind die Kennwerte des HS-Modells wirksam. In dieser Abbildung ist in zwei Fällen der Schritt nach Aktivierung des Plates dargestellt. In den roten bis orange Bereichen liegt noch der hohe Schermodul der small strain stiffness zu Grunde, in den hell bis dunkelblauen Bereichen liegt das Verhältnis schon bei 1,0 und daher wirken die normalen Parameter des Bodens.

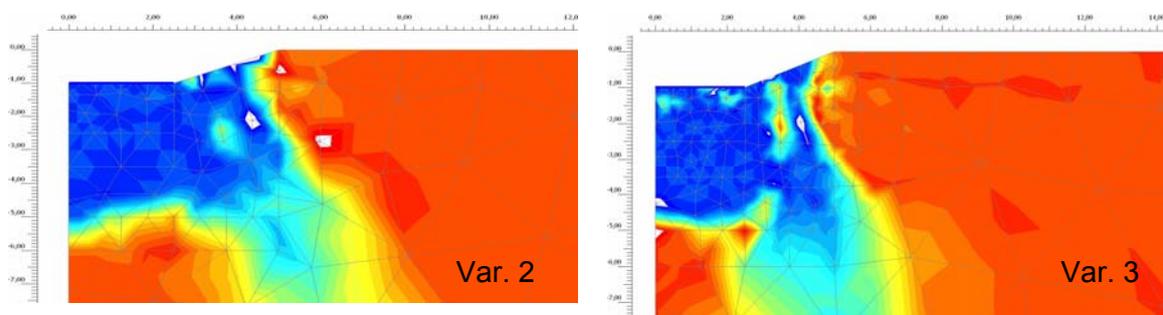


Abbildung 29: Verhältnis G/G_0 (Variante 2 und 3)

Dies zeigt, dass durch den Aushubschritt schon in einem bestimmten Bereich der Vorteil des HSS-Modells verloren ist. In den beiden anderen Modellen bei denen die Last auf der Oberkante zu liegen kommt, ist in diesem Schritt dieser Verlust noch nicht eingetreten. Dieses Verhalten würde für die Varianten 1 oder 4 sprechen, wobei aber bei Variante 1 die schon erwähnten Zugspannungsbereiche dagegen sprechen. Nachteilig bei Variante 4 ist, dass der Einfluss der zusätzlichen Last nicht abgeschätzt werden kann und die Größe der Last nur durch Berechnungsversuche herausgefunden werden kann. Diese Last sollte so klein als möglich sein und dient nur dazu diese Bereiche in den Zugspannungen auftreten zu überdrücken. Variante 4 hat den Vorteil, dass die small strain stiffness nicht eingeschränkt wird und auch die Zugspannungsbereiche treten nicht auf, aber auch die oben erwähnten Nachteile.

Die Setzungswerte der Varianten sind in der untenstehenden Tabelle zu sehen.

Tabelle 9: Gesamtsetzung

Variante	u_y [cm]	Berechnungen
	Fundamenmitte	
1	37,4	HSS_plst_005
2	31,5	HSS_plst_006
3	29,5	HSS_plst_007
4	31,6	HSS_plst_008

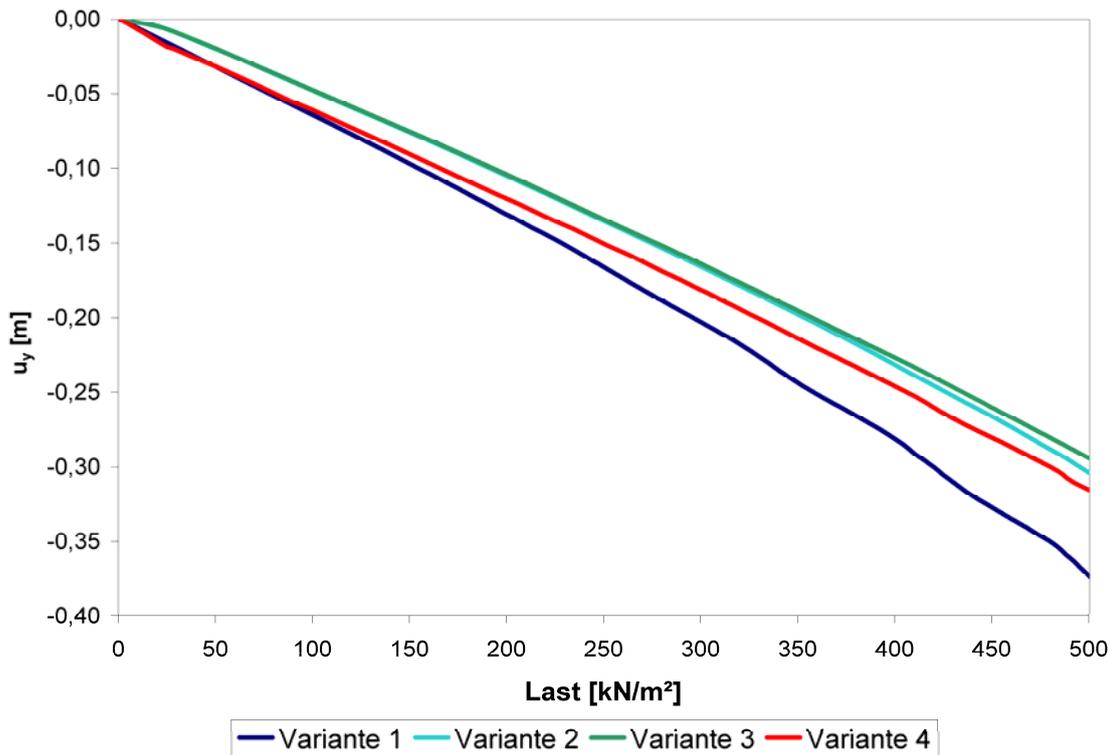


Abbildung 30: Last-Setzungskurve (1)

Die Setzungswerte der beiden Varianten mit Aushub sind annähernd identisch, das heißt das neuerliche Überschreiben der Kennwerte nach dem Aushub hat fast keinen Einfluss auf die Werte. Die größten Setzungswerte wurden bei der Variante 1 ermittelt, weil hierbei die Belastung an der Fundamentoberkante angesetzt wurde und dadurch in diesem Bereich die kleinsten initialen Spannungen auftreten. Dadurch ist auch der spannungsabhängige E-Modul am kleinsten. Im Vergleich dazu zeigt das ähnliche Beispiel der Variante 4 durch die zusätzliche Belastung einen geringeren Setzungswert. In der Abbildung 31 ist nur der erste Teil der Belastung dargestellt und man kann die Setzungen im Bereich der Wiederbelastung in den Varianten 2 und 3 sehr gut erkennen die Varianten 1 und 4 zeigen der Verlauf der Setzung in der Erstbelastung. Ab ca. 18 bis

20 [kPa] geht die Wiederbelastungskurve in die Erstbelastungskurve über. Das Spannungsniveau zeigt die vorhergehende Größe der Entlastung durch den Aushub.

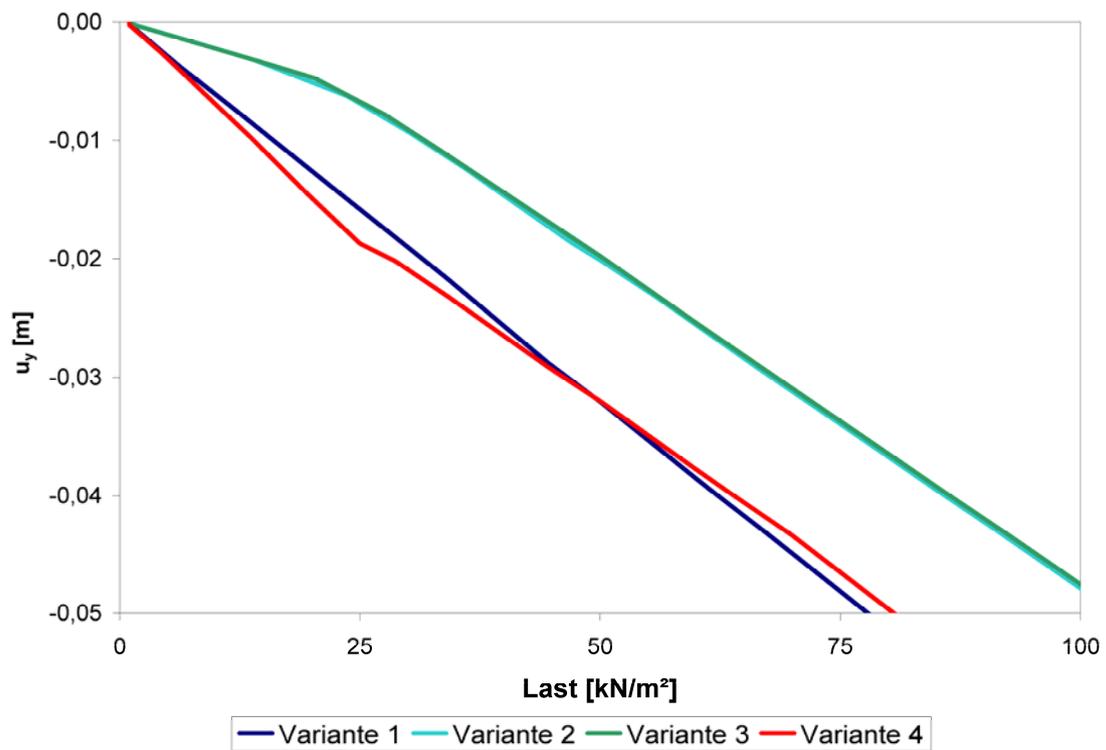


Abbildung 31: Last-Setzungskurve (2)

9 EINFLUSS DER MODELLTIEFE 2D

9.1 Materialkennwerte und Materialmodelle

Für die Untersuchung des Modelltiefeinflusses wurden die Materialmodelle HS, HSS und MC benutzt. Als Material wurde der dichtgelagerte Hostun-Sand benutzt. Die Parameter sind im Kapitel 4 ersichtlich.

9.2 Geometrisches Modell

Die Berechnungen wurden mit zwei verschiedenen Fundamentgrößen durchgeführt, wobei beide Modelle als Streifenfundament also „plane-strain“ gerechnet wurden. Die Fundamentbreiten wurden mit 1 Meter und mit 40 Metern gewählt. Die horizontale Ausdehnung des Netzes wurde mit der Breite des Fundamentes skaliert. Eine Skizze des Modells ist in Abbildung 32 zu sehen. Das Fundament wurde mit einem elastischen Plate-Element simuliert, wobei darunter zur Auswertung der Sohlpressungen ein Interface liegt. Die Eigenschaften des Plates sind in der folgenden Tabelle ersichtlich.

Tabelle 10: Plate-Parameter

	EA	EI
	[kN/m]	[kNm ² /m]
B = 1 [m]	5.000.000	8500
B = 40 [m]	200.000	543.880

Für den Fall des Fundamentes mit einem Meter Breite wurden die Netztiefen von 1 bis 150 Meter variiert. Im Fall des größeren Fundamentes variierten die Tiefen von 20 bis 600 Meter. Um vergleichbare Ergebnisse zu erzielen wurde für das gesamte Netz, dieselben Bodenparameter angenommen.

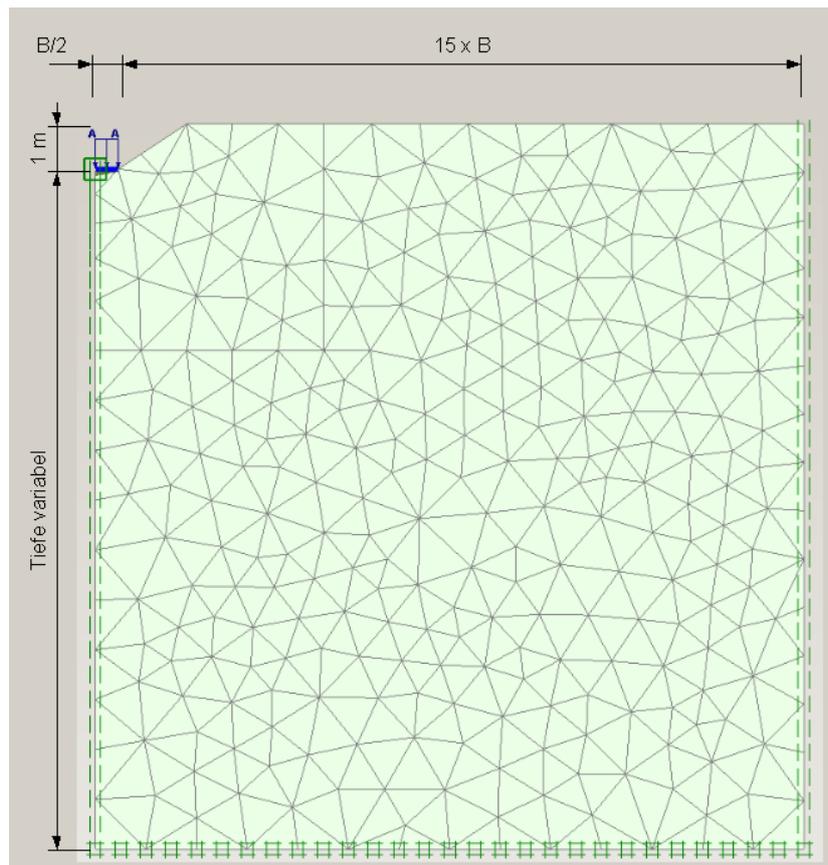


Abbildung 32: Modellskizze

9.3 Belastung

Die Belastung wurde im Fall des Fundamentes mit der Breite von einem Meter mit 40 % der Grundbruchslast (988 [kPa]) gewählt. Weiters wurde mit einer Last von 300 [kPa] ein Vergleich angestellt.

Die Analyse des größeren Fundamentes wurde mit 200 [kPa] durchgeführt.

9.4 Berechnungsschritte

Die Schritte in den numerischen Berechnungen wurden wie folgt gewählt:

1. Aushub des Fundamentgrabens
2. Einbau des Fundamentes (Aktivierung Plate und Interface)
3. Aufbringen der Last (Aktivierung der Last mit dem Wert 1 [kPa])
4. Steigerung der Last bis zum Erreichen der gewählten Belastung (Multipliiert)

9.5 Klassische Setzungsberechnung

Für die klassische Setzungsberechnung wurden die setzungserzeugenden Vertikalspannungen unter dem Fundament nach Steinbrenner [1] ermittelt. Die Ermittlung der Setzungswerte erfolgt mit zwei verschiedenen Steifemodulen. Einmal mit einem über die gesamte Tiefe konstanten Modul und im zweiten Fall wurde der Steifemodul spannungsabhängig ermittelt. Die spannungsabhängige Steifigkeit wurde aus einem Ödometerversuch ermittelt. Der Verlauf des Ödometerversuches wurde mit dem Programm Plaxis SoilTest errechnet und mit sechs linearen Abschnitten angenähert. Das Diagramm des Ödometerversuch ist in Abbildung 33 zu sehen.

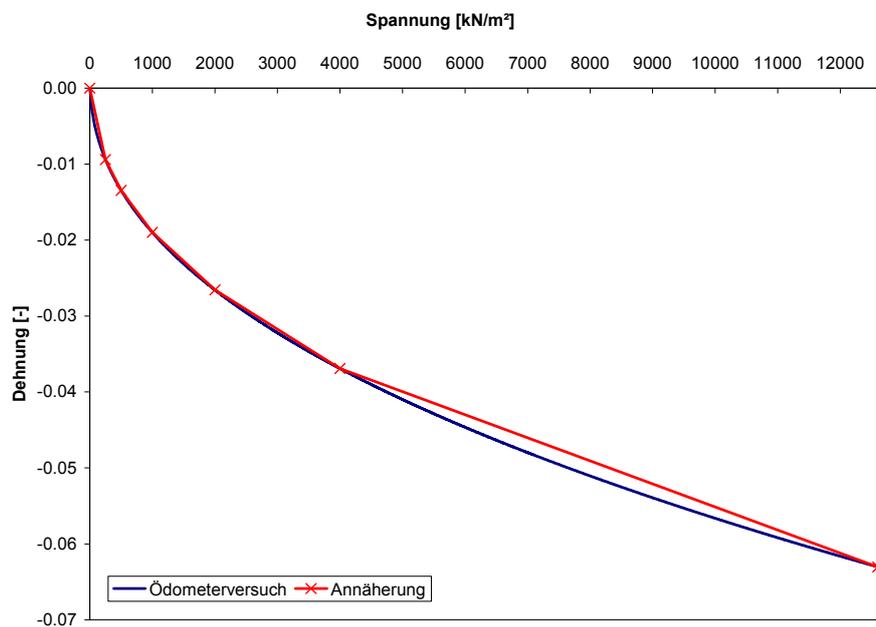


Abbildung 33: Ödometerversuch dichtgelagerter Sand

Für die Berechnungen mit dem über die gesamte Tiefe des Modells konstanten Steifemodul wurde derselbe Modul eingesetzt, wie in den numerischen Berechnungen des MC-Modells.

9.6 Ergebnisse

9.6.1 Fundamentbreite 40 Meter

9.6.1.1 Setzungsverlauf

Der betrachtete Punkt für die Setzungen liegt in der Symmetrieachse des Fundamentes.

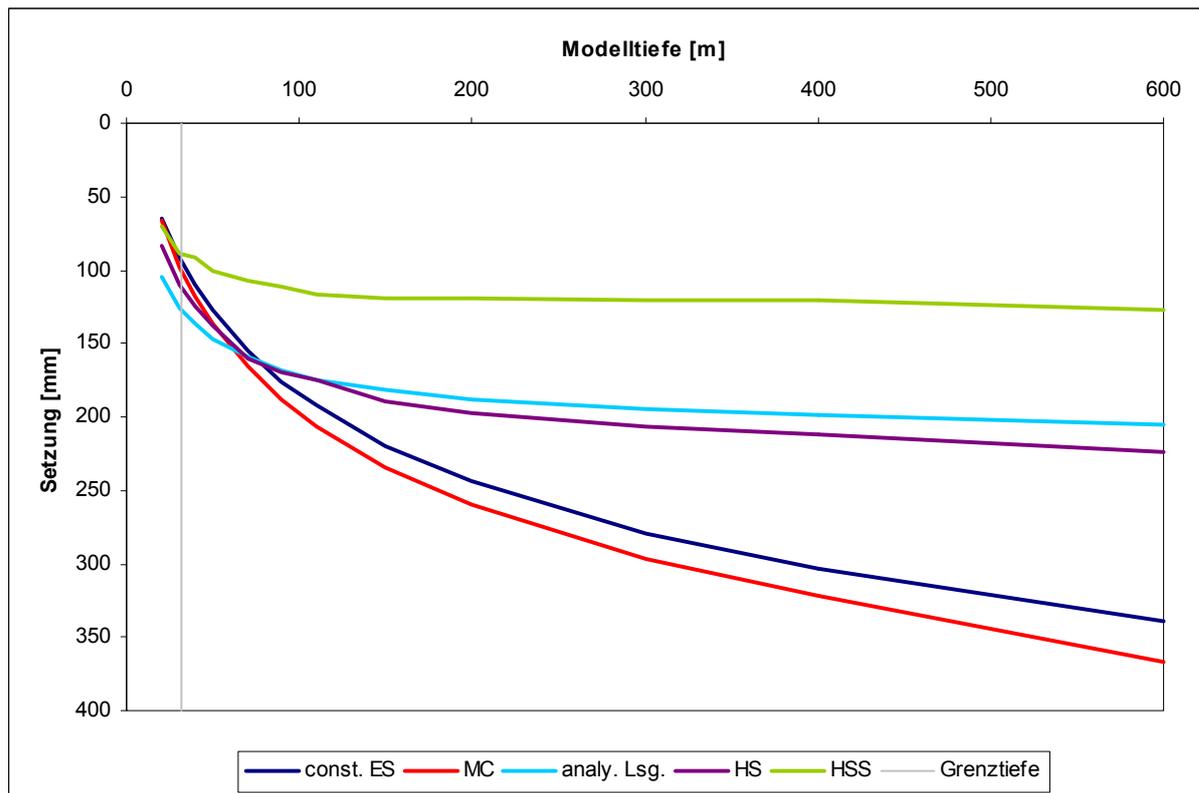


Abbildung 34: Ergebnis Netztiefeneinfluss, Breite 40 [m]

Die Setzungslinien der Berechnungen mit konstantem Steifemodul und jene mit dem MC-Modell gleichen einander in der Form, es gibt nur kleine Unterschiede im Betrag der Setzung. Dies ist mit plastischem Verhalten des MC-Modells zu erklären.

Die Ergebnisse der klassischen Setzungsberechnung mit der spannungsabhängigen Steifigkeit zeigen ähnliche Werte wie die der FE-Berechnung mit dem Hardening Soil Modell.

Die Ermittlung der Grenztiefe nach der ÖNORM ergaben für eine Belastung von 200 [kPa] circa 31,6 [m]. Dadurch ergab sich für das MC-Modell und die Berechnung mit konstantem Steifemodul ein Steifemodul von circa 53 [MPa].

Wie in der Abbildung 34 zu erkennen ist, wird im Hardening Soil Modell mit small strain stiffness der Verlauf der Setzungslinie ab circa 120 [m] annähernd horizontal. Dies ist auf die hohe Steifigkeit bei kleinen Dehnungen (small strain stiffness) zurückzuführen.

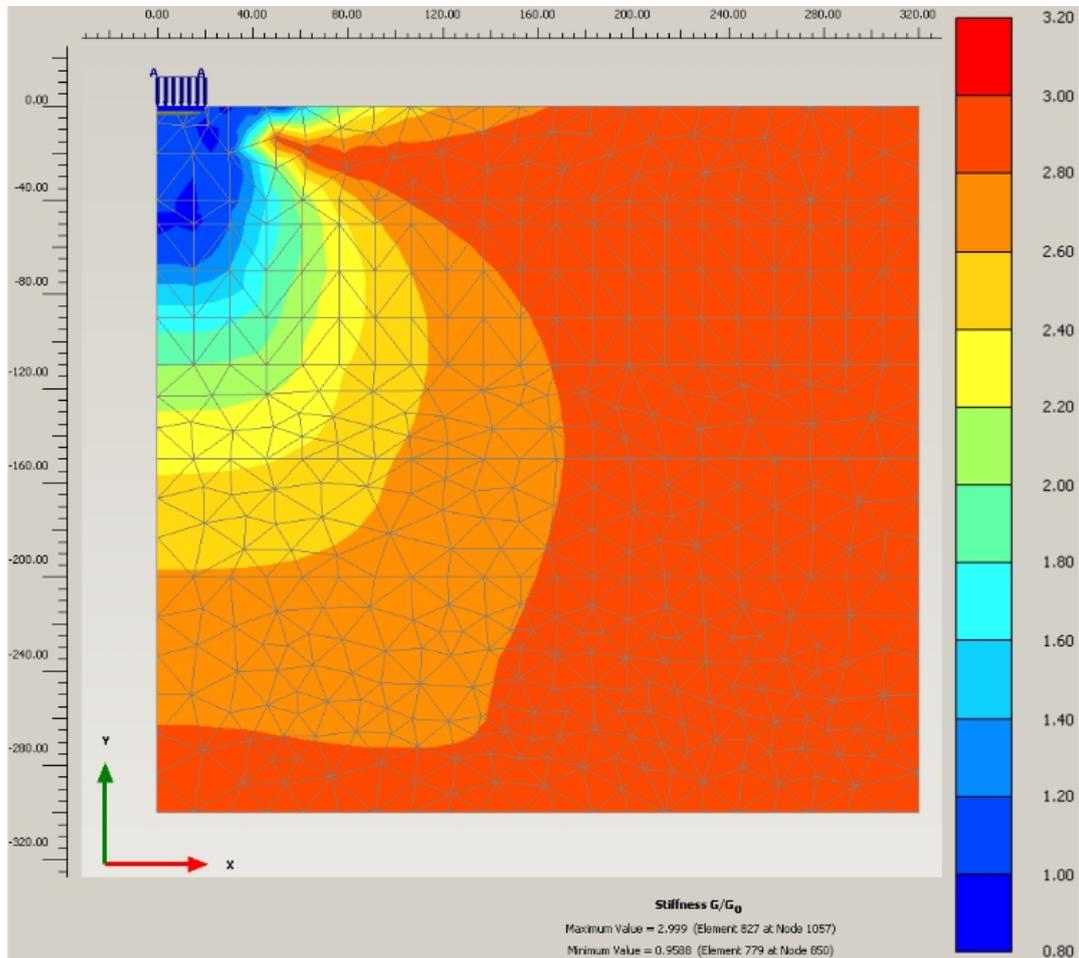


Abbildung 35: relative Steifigkeit (HSS_B40_008)

In der Abbildung 35 ist zu erkennen, dass ab einer Tiefe von circa 80 [m] die Steifigkeit des Bodens durch die small strain stiffness wieder ansteigt. In der Abbildung ist das Verhältnis vom berechneten Schermodul G zum Initialen Schermodul G_0 aufgetragen. Der Initiale Schermodul war in diesem Fall 37.500 [kPa]. Der Schermodul der small strain stiffness liegt bei 112.500 [kPa], also dem 3-fachen Wert, dies ist in der Abbildung in dunklem Orange dargestellt. Der blaue Bereich definiert den Bereich, in dem die Dehnungen schon über den Bereich der small strain stiffness verlassen haben. Dies ist der Vorteil des HSS-Modells, weil dadurch die Quantität der Setzungen nicht mehr von der Netztiefe abhängt.

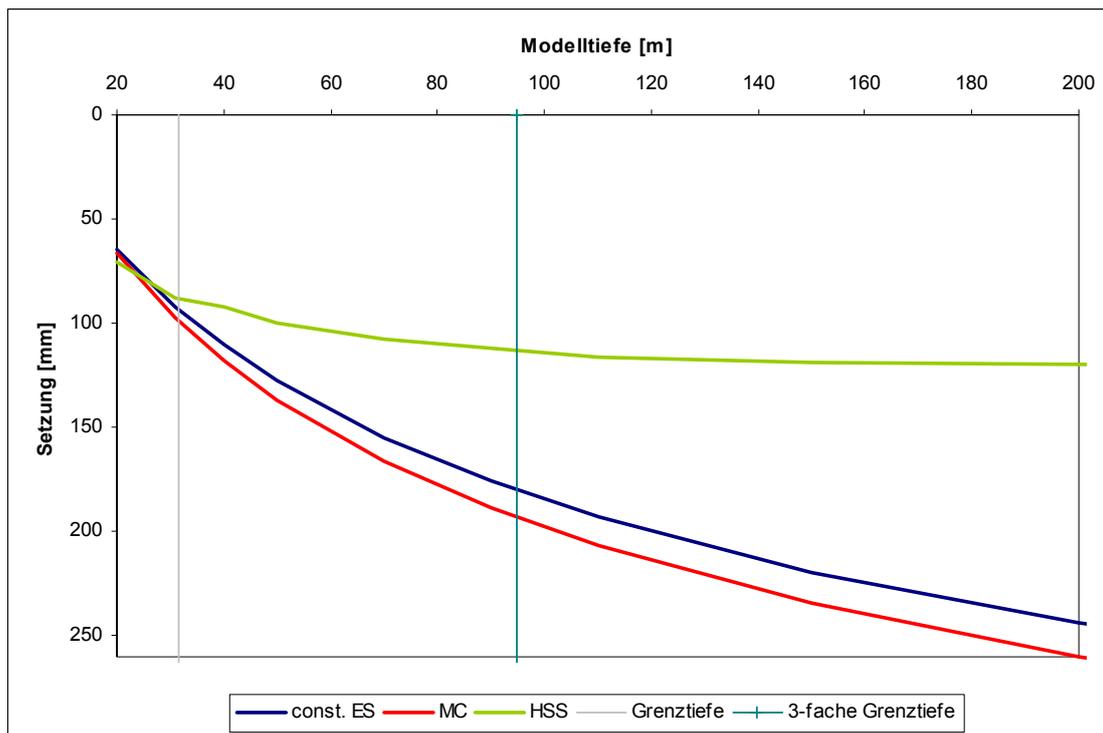


Abbildung 36: Vergleich HSS - MC

In Abbildung 36 ist zu erkennen, dass die Werte der Setzung im HSS-Modell von der Grenztiefe von 88 [mm] auf circa 110 [mm] steigen, aber im MC von 98 [mm] auf 190 [mm]. Dies ist im HSS eine Steigerung von ~ 25 % und im MC eine Steigerung von ~ 100 %.

Wie in Abbildung 34 zu sehen ist erreicht die Verformung im HSS-Modell in den größeren Netziefen (ab ~ 120 [m]) einen Grenzwert von ungefähr 120 [mm]. Das Ergebnis der klassischen Berechnung nach Steinbrenner würde einen Setzungswert von circa 92 [mm] ergeben. Dies ist ein Unterschied von circa 30 %.

Durch die Unabhängigkeit des HSS-Modells von der Netztiefe ist eine Fehlerquelle bei Setzungsberechnungen beseitigt.

Nachteilig wirkt sich aus, dass das HSS-Modell bessere und umfangreichere Kenntnisse des Untergrundes voraussetzt. Die Elastizitätsparameter (E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} , E_{ur}^{ref}) müssen ähnlich wie die Parameter des small strain stiffness in der Praxis oftmals geschätzt werden, da keine oder nur wenige Laborversuche zur Verfügung stehen.

Die Differenz zwischen den Ergebnissen der Berechnung mit dem MC-Modell und der klassischen Berechnung (Spannungen nach Steinbrenner, konstanter E-Modul) kann durch die Plastizität des MC-Modells begründet werden.

9.6.2 Fundamentbreite 1 Meter

9.6.2.1 Setzungsverlauf

Wie in 9.6.1 wurde bei diesen Berechnungen ein ähnliches Modell gewählt. Die Fundamentbreite ist dabei auf einen Meter Breite verkleinert worden, um ein Einzelfundament zu simulieren.

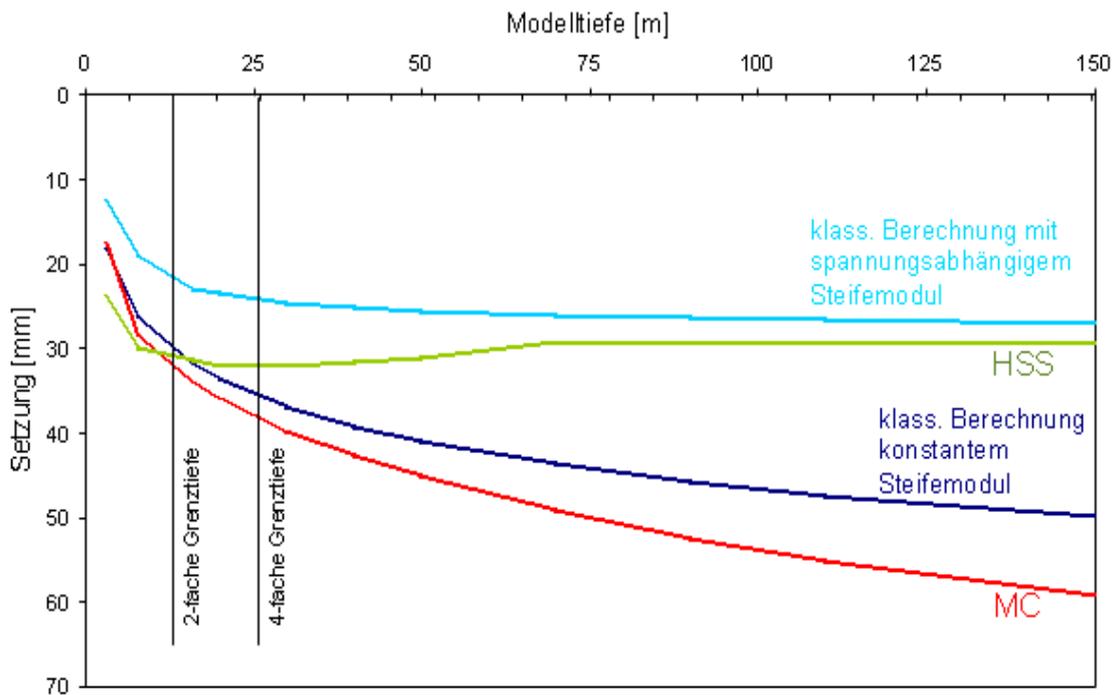


Abbildung 37: Ergebnis Netztiefeneinfluss, Breite 1 [m], 300 [kPa]

Dabei wurde bei den HS bzw. HSS Modellen ein ähnliches Verhalten ermittelt wie bei dem 40 [m] breitem Fundament. Nur der Verlauf der Setzungen des MC-Modells zeigt eine Abweichung von dem erwarteten Verlauf (dargestellt in Abbildung 37).

Der Verlauf der Setzung mit dem spannungsabhängigen Steifemodul wurde mit einem Steifemodul aus einem Ödometerversuch berechnet. Für den Ödometerversuch wird die Probe aus einer bestimmten Tiefe entnommen und bei der Probeentnahme entlastet. Beim Versuch wird dann wieder Spannung aufgebracht und bis die initiale Spannung erreicht ist zeigt sich der Ent-/Wiederbelastungsmodul und erst bei Überschreiten dieser Spannung zeigt sich der niedrigere Erstbelastungsmodul. Dies zeigt sich auch im Verlauf

der Setzungen die mit der klassischen Methode mit spannungsabhängigem Steifemodul berechnet wurden.

Anfänglich wurde dieser Verlauf auf das plastische Verhalten des Bodens in den höher liegenden Bereichen zurückgeführt. Durch die hohen Lasten von 40 % der Grundbruchlast (988 [kPa]) ergaben sich plastischen Punkte bis in eine Tiefe von circa 11 [m]. Bei dieser Last liegt die Grenztiefe (t_{Grenz}) nach ÖNORM bei circa 12,5 [m].

Daher wurde eine weitere Serie von Berechnungen durchgeführt, diese aber mit einer verminderten Last von 300 [kPa] (circa 12 % der Grundbruchlast, $t_{\text{Grenz}} \sim 6,5$ [m]). Dabei wurde ein ähnlicher Verlauf der Setzungen verzeichnet. Die plastischen Punkte wurden hierbei bis zu einer Tiefe von circa 6,5 [m] aufgefunden.

Der Bereich in dem Plastizität auftritt bleibt bei den Berechnung der gleichen Serie immer der Selbe. Bei der Serie mit einer Last von 300 [kPa] treten Plastische Punkte bis circa 6,5 [m] Tiefe auf. Die Setzungen nehmen wie in Abbildung 37 dargestellt, mit steigender Netztiefe fast linear zu, obwohl sich bei den Bereichen der plastischen Punkte nichts ändert. Dadurch kann die Plastizität den Anstieg der Setzungen nicht verursachen.

Die ansteigenden Verläufe im HSS und HS-Modell in den höheren Tiefen sind auf kleine Unterschiede in der Diskretisierung zurückzuführen. Dadurch dass jedes Modell eine andere Modellgröße hat, ändert sich auch die Diskretisierung bei jeder neuen Berechnung. Grund dafür ist, dass das Programm Plaxis die Netzfeinheit nach der absoluten Modellgröße skaliert und nicht nach den Clustergrößen.

9.6.2.2 Zusätzliche, vertikale Spannungen

Weiters wurden die vertikalen, zusätzlichen Spannungen ($\Delta\sigma_{yy}$) ausgewertet. Dabei wurde der in der Abbildung 38 gezeigte Spannungsverlauf ermittelt. Die türkise Linie stellt den Spannungsverlauf nach Steinbrenner dar. Die drei anderen Linien sind Ergebnisse von numerischen Berechnungen im MC-Modell bei verschiedenen Netztiefen. Daraus kann geschlossen werden, dass sich die zusätzlichen, vertikalen Spannungen nicht wie erwartet immer weiter abbauen, sondern sie bleiben ab einer bestimmten Tiefe auf einem konstanten Wert. Dadurch werden auch in größeren Tiefen Setzungsanteile produziert, die dann zu diesem Verlauf führen der in Abbildung 37 zu sehen ist.

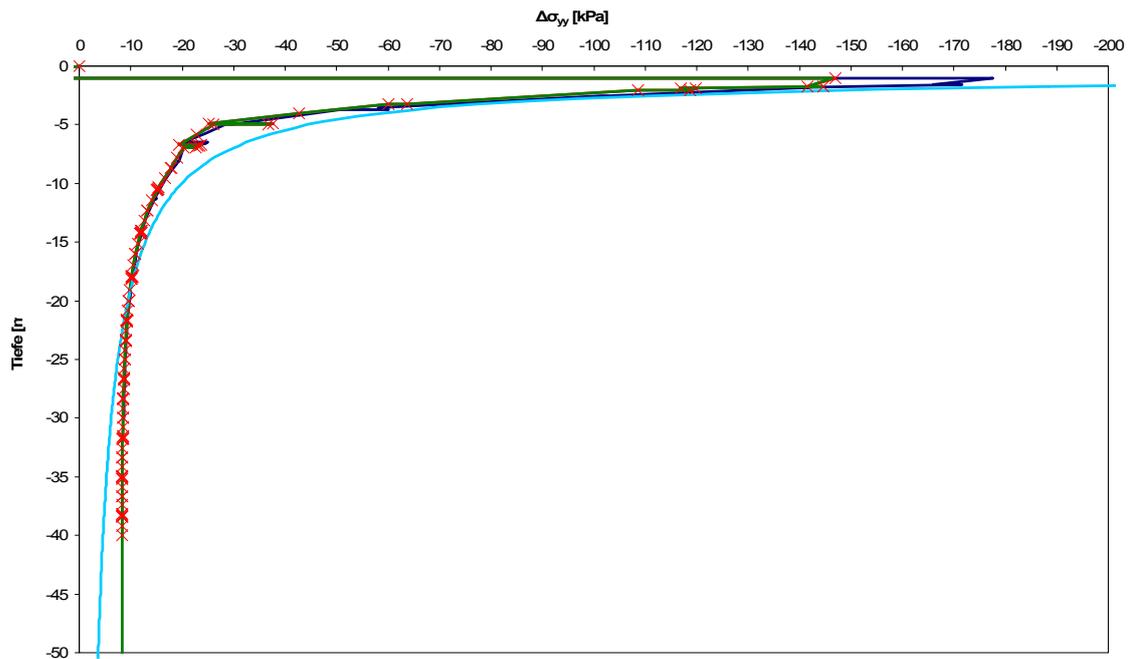


Abbildung 38: zusätzliche, vertikale Spannungen

Um diesen unerwarteten Verlauf zu erklären wurden weitere Berechnungen angestellt, da dies wahrscheinlich auf den Einfluss der Netzbreite zurückzuführen ist.

9.7 Analyse des Abbaus der zusätzlichen Spannungen bei Verwendung der MC-Modells

9.7.1 Problemstellung

Bei der Analyse der zusätzlichen vertikalen Spannungen (Punkt 9.6.2.2) unter Fundamenten stellte sich das Problem dar, dass die zusätzlichen Spannungen ab einer gewissen Tiefe einen konstanten Wert erreichen. Nach den analytischen Lösungen, wie zum Beispiel nach Steinbrenner[1] nähern sich die Spannungen mit zunehmender Tiefe an Null an.

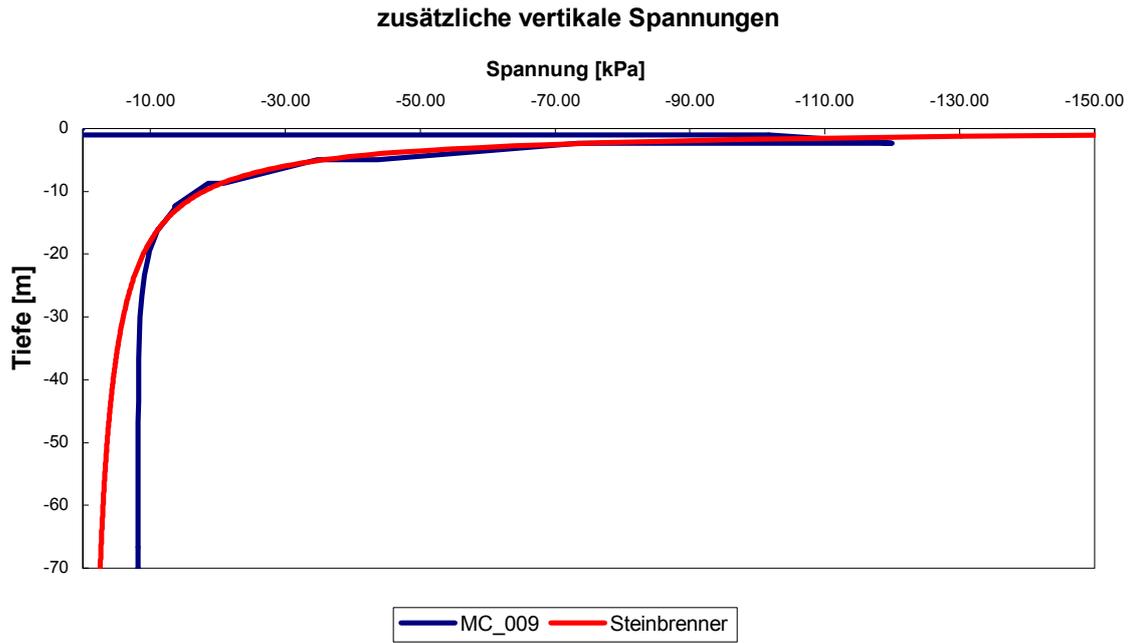


Abbildung 39: Beispieldiagramm zum Spannungsabbau

9.7.2 Modellgeometrie

In Abbildung 40 ist eine einfache Skizze der Modellgeometrie zu sehen.

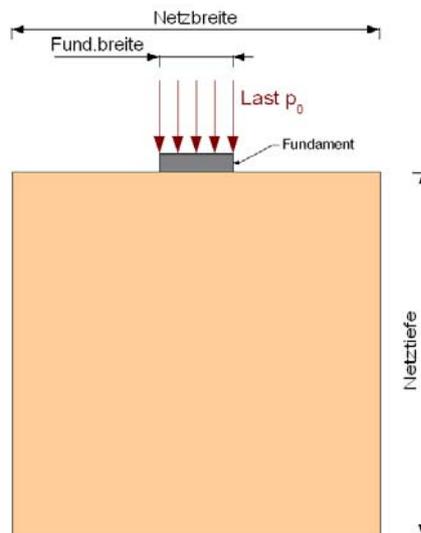


Abbildung 40: Modellgeometrie

Die Netzbreiten und Tiefen wurden bei den Berechnungen variiert. Die Abmessungen des Fundamentes und der Last wurden für alle Berechnungen mit zwei Metern Breite gewählt. Das Fundament wurde als Plate-Element simuliert und mit einer Gleichlast belastet.

9.7.3 Belastung

Auf das als Plate simulierte Fundament wird eine Gleichlast aufgebracht, für die angestellten Berechnungen wurde eine Last p_0 von 100 [kPa] gewählt. Nach ÖNORM B 4435-2 beträgt die Grundbruchslast für das berechnete Fundament circa 1400 [kN]. Die ergibt eine mittlere Spannung von 700 [kPa]. Die gewählte Last entspricht damit circa 15 % der Grundbruchlast.

9.7.4 Materialparameter

Für die Bodenschicht wurde in jeder Berechnung das Mohr Coulomb Modell benutzt. Die verwendeten Parameter sind in der Tabelle 11 zu sehen. Der E-Modul wurde um die Vergleichbarkeit mit den geplanten späteren Rechnungen herzustellen aus den Parametern des AK1.6 ermittelt.

Tabelle 11: MC-Parameter

Mohr-Coulomb		Sand, locker
Type		Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	18.0
γ_{sat}	[kN/m ³]	20.0
ν	[-]	0.3
E_{oed}	[kN/m ²]	9826
c_{ref}	[kN/m ²]	0.1
φ	[°]	34.0
ψ	[°]	0

Es wurde dabei folgendermaßen vorgegangen:

Aus der analytischen Berechnung nach Steinbrenner wurde die Grenztiefe nach ÖNORM B 4431 Teil 1 ermittelt (20 % Regel).

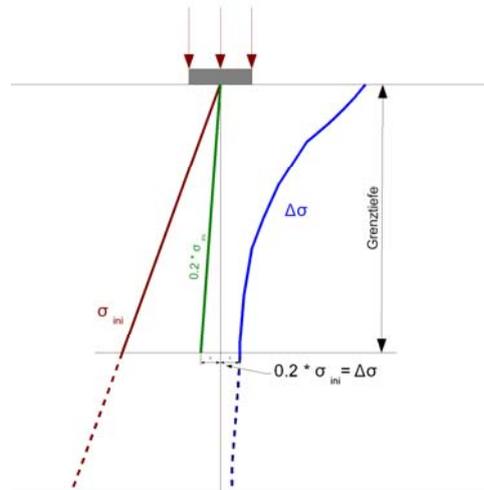


Abbildung 41: Skizze Grenztiefe

In der Hälfte der ermittelten Grenztiefe wurde der Steifemodul aus der untenstehenden Formel ermittelt. Dabei wurde für σ_1' die initiale Spannung in der Hälfte der Grenztiefe benutzt.

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{\sigma_1'}{p^{ref}} \right)^m \quad (9.1)$$

Der Referenzsteifemodul E_{oed}^{ref} wurde aus den Parametern des AK 1.6 des HS-Modelles für den locker gelagerten Sand übernommen.

Für die gewählte Last ergibt sich nach der Berechnung nach Steinbrenner eine Grenztiefe von circa 5,8 [m]. Daher wird der Steifemodul in einer Tiefe von 2,9 [m] berechnet.

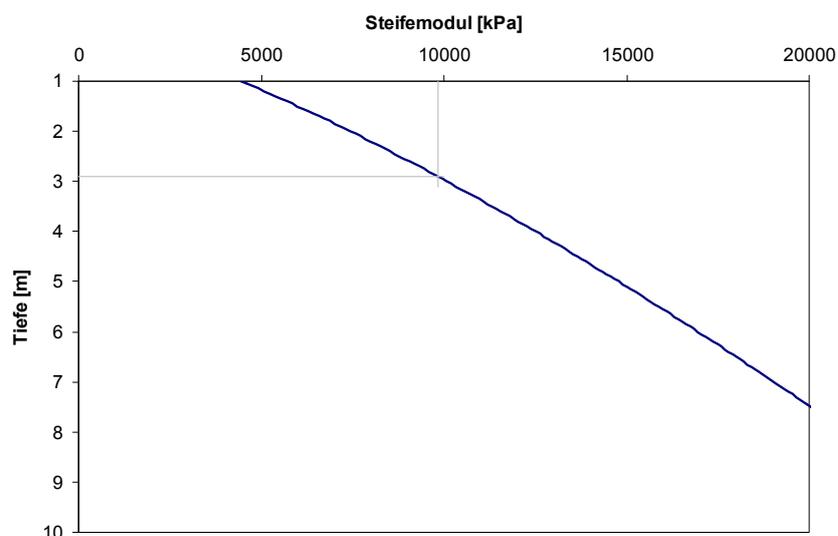


Abbildung 42: Verlauf des Steifemodul über die Tiefe

Nach der oben dargestellten Formel ergibt sich für den Steifemodul ein Wert von circa 9830 [kPa].

Für das Fundament wurde ein Plate-Element angeordnet und mit den Parametern versehen, die in untenstehender Tabelle 12 gezeigt werden. Das Element wurde elastisch angenommen und hat relativ steife Eigenschaften.

Tabelle 12: Plate-Parameter

	EA	EI
	[kN/m]	[kNm ² /m]
Footing	5 10 ⁶	8.5 10 ⁵

9.7.5 Berechnungsschritte

Die Berechnung wurde ohne Grundwasser durchgeführt. Der initiale Spannungszustand wurde in Plaxis mit der K_0 -procedure durchgeführt. Die weiteren Berechnungsphasen waren die Aktivierung des Plates (Phase 1), das Aktivieren der Last mit der Größe von 1 [kPa] (Phase 2) und dann die Steigerung der Last in mehreren Schritten (Phase 3 bis 5) als Multiplier.

9.7.6 Durchgeführte Berechnungen

Tabelle 13: durchgeführte Berechnungen

Bezeichnung	Netzbreite	Netztiefe	Bemerkungen
MC_sigy_002	10 [m]	10 [m]	
MC_sigy_003	20 [m]	10 [m]	
MC_sigy_004	40 [m]	10 [m]	
MC_sigy_005	40 [m]	20 [m]	
MC_sigy_006	40 [m]	40 [m]	
MC_sigy_007	40 [m]	40 [m]	wie 006 nur mit Interface
MC_sigy_008	20 [m]	10 [m]	wie 003 nur lin. ela. Material
MC_sigy_008a	20 [m]	10 [m]	wie 008 nur schlaffes Fund.
MC_sigy_010	60 [m]	40 [m]	
MC_sigy_011	80 [m]	40 [m]	
MC_sigy_012	160 [m]	40 [m]	

9.7.7 Ergebnisse

Ausgewertet wurden in diesem Fall die zusätzlichen Spannungen als Differenz von dem belasteten Zustand und dem initialen Zustand. Die Auswertung erfolgte durch Schnittführung im Output-Program von Plaxis. Die weiteren Berechnungen und die Darstellung erfolgten in Excel. Weiters wurden die Plastic-Points in ausgewählten Berechnungen betrachtet.

9.7.7.1 Zusätzliche Spannungen (vertikale Schnittführung in Fundamentmitte)

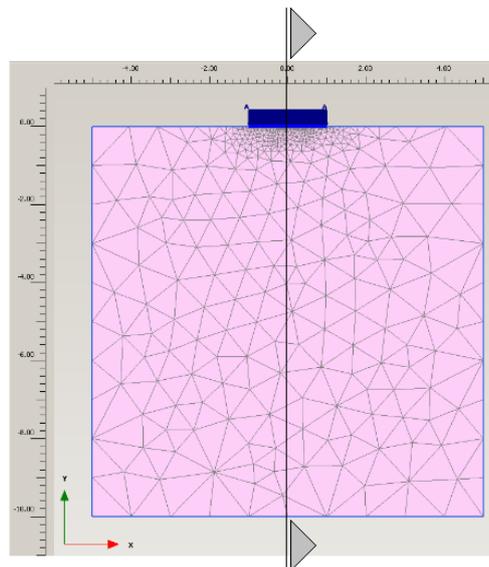


Abbildung 43: Skizze Schnittführung

Der Spannungsverlauf nach Steinbrenner ist in der Abbildung 44 als türkise Linie dargestellt. Die weiteren Linien sind Ergebnisse der Berechnungen. Die Grenztiefe aus der Berechnung nach ÖNORM ist in Rot als horizontale Linie eingezeichnet. Wie auf der Abbildung klar zu erkennen ist, stimmen die Verläufe der zusätzlichen vertikalen Spannungen nicht mit den erwarteten (nach Steinbrenner) überein.

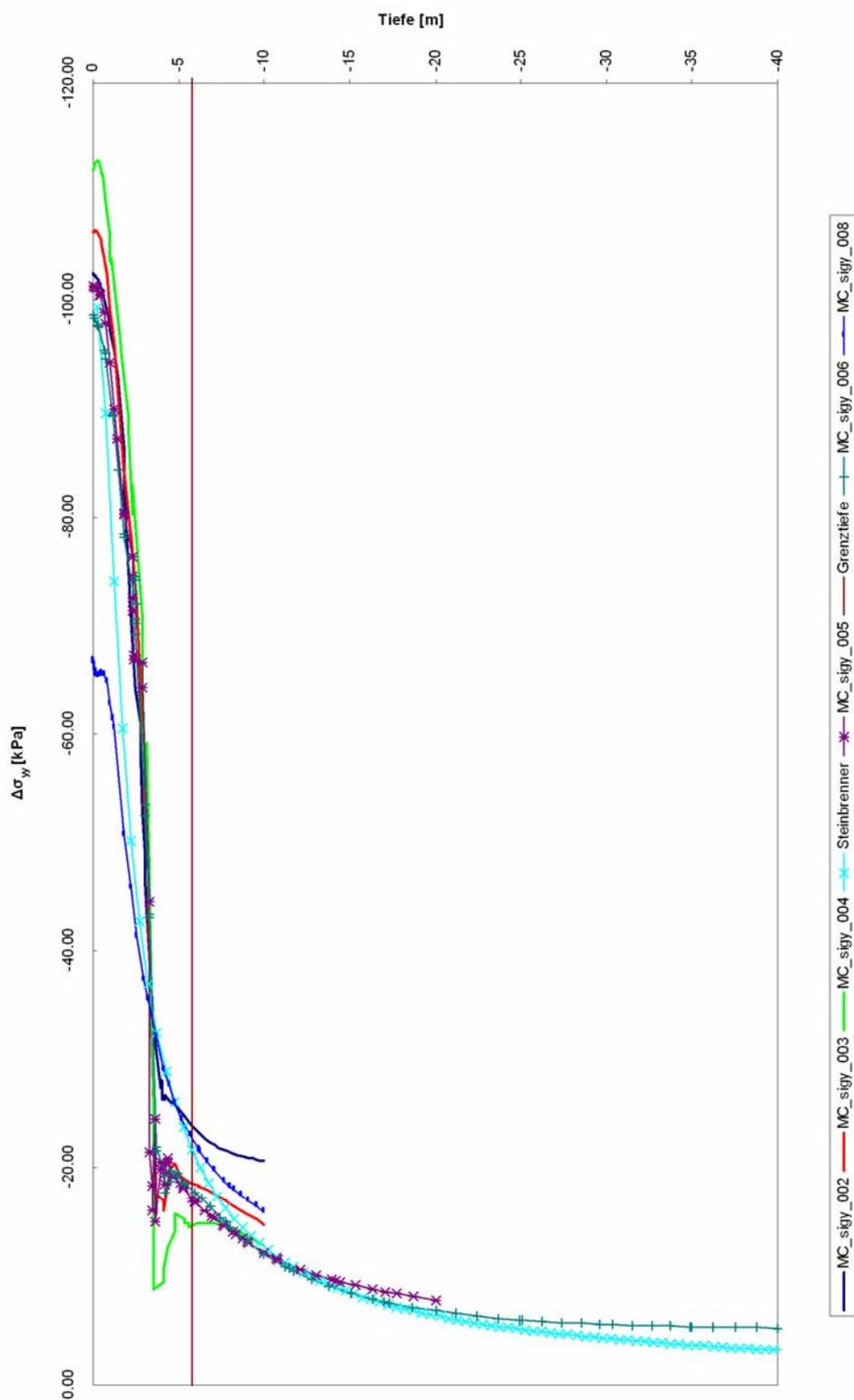


Abbildung 44: vertikale Schnittführung, zus. vertikale Spannungen

Im Bereich der Lasteinleitung dürften maximal die aufgetragenen 100 [kPa] auftreten. Wie in der Abbildung 45 dargestellt treten hier bei den Berechnungen mit dem MC-Modell Abweichungen im Bereich von circa 10 % auf.

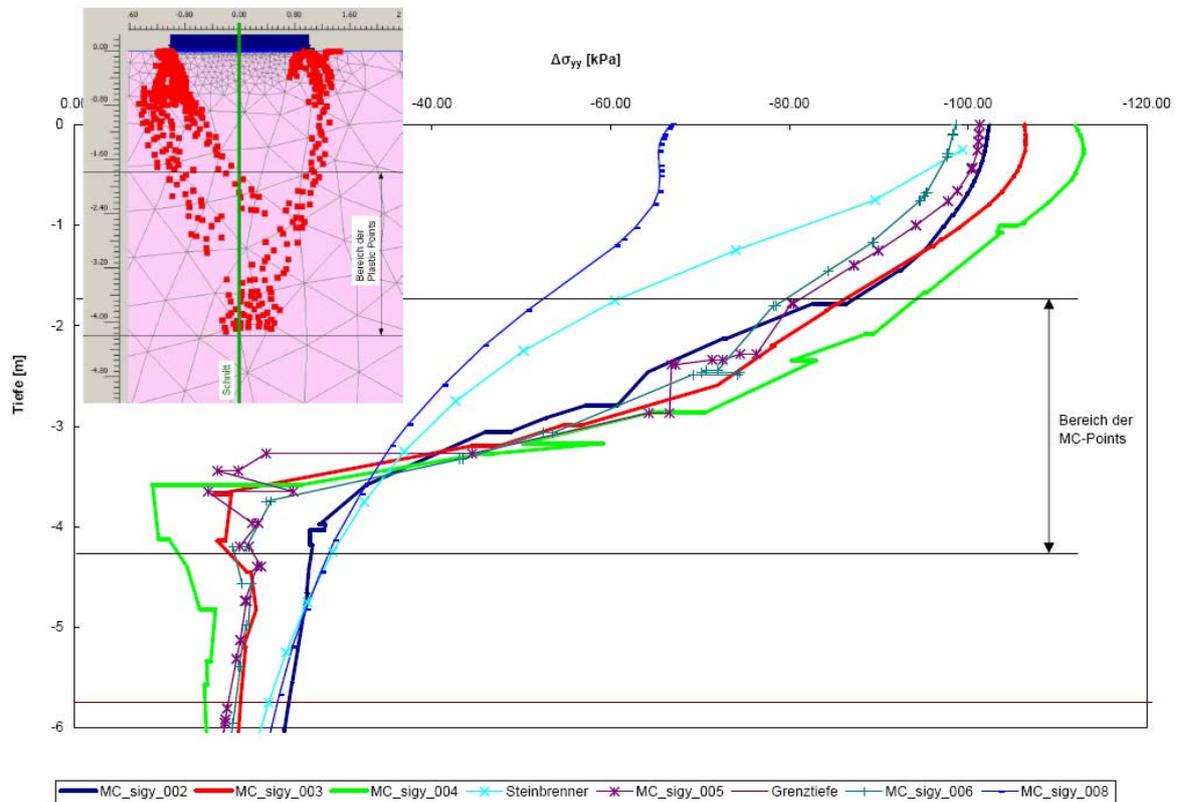


Abbildung 45: zusätzliche vertikale Spannungen, nur im Bereich der Grenztiefe

Bei der in Blau dargestellten Berechnung MC_sigy_008, die mit linear elastischen Parametern des Bodens durchgeführt wurde, beträgt die Abweichung circa 40 %. Hier treten nur circa 67 [kPa] auf. Dies ist auf das steife Verhalten des Fundamentes zurückzuführen. Nach der Berechnung der Sohlspannung nach Boussinesq [7] ergibt sich für die Fundamentmitte eine Spannung von circa 64 [kPa]. Dies stimmt gut mit den Ergebnissen überein. Die un stetigen Verläufe in einer Tiefe von 1,75 [m] und 4,25 [m] sind auf die Plastic-Points in diesen Bereichen zurückzuführen.

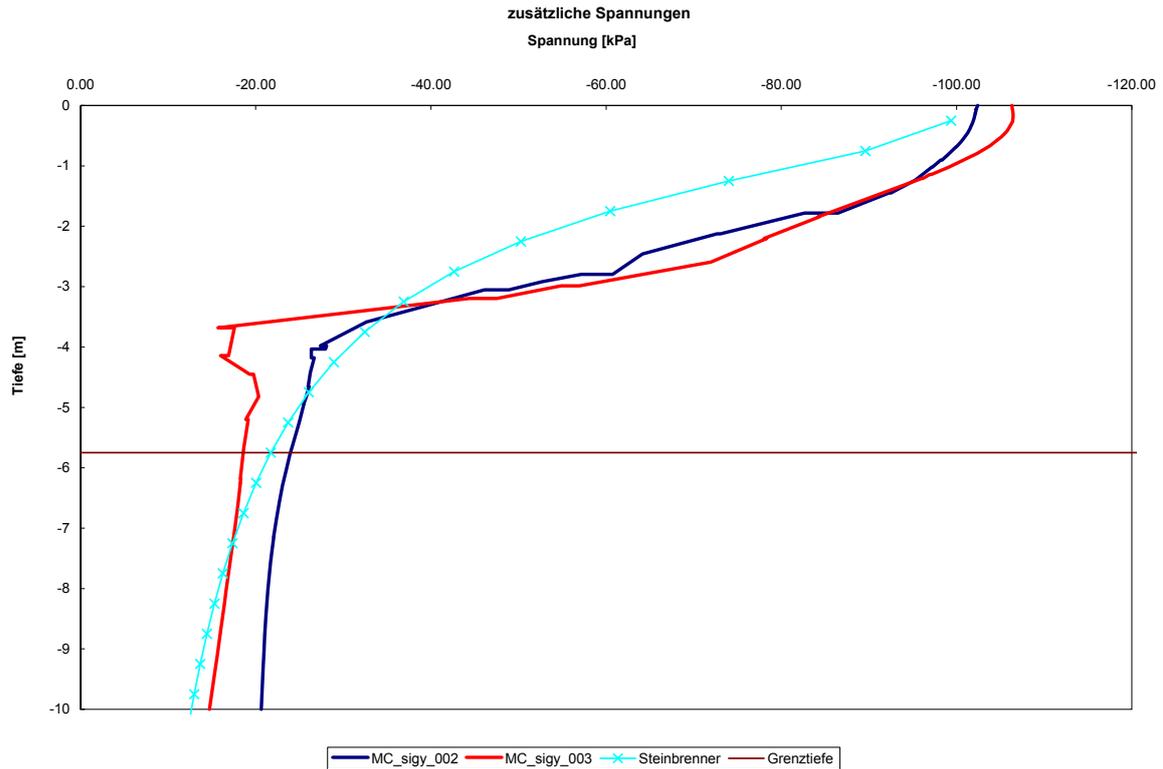


Abbildung 46: vertikale zusätzliche Spannungen (MC_sigy_002, 003)

In Abbildung 46 sind die beiden Berechnungen mit einer Tiefe von jeweils 10 [m] zu erkennen. Die Berechnung 002 hat eine Netzbreite von 10 [m] und die Berechnung 003 eine Breite von 20 [m]. Der Verlauf der Spannungen wird von der Berechnung 003 in der Tiefe besser abgebildet als von der Berechnung 002. Dies ist auf Begrenzungen durch die vertikalen Berechnungsränder zurückzuführen. Durch die Begrenzung der Lastausbreitung an den Rändern muss sich die aufgebrachte Spannung in der Netzbreite ab einer bestimmten Tiefe annähernd konstant ausbreiten. In Abbildung 47 kann man die behinderte Seitenausbreitung der Spannungen erkennen.

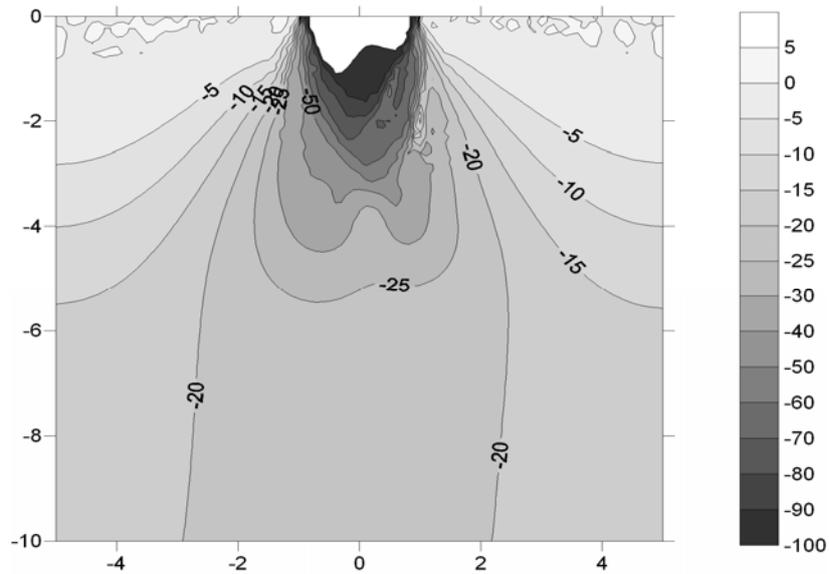


Abbildung 47: vertikale zusätzliche Spannungen (MC_sigy_002)

Die Summe der aufgebracht Last beträgt 200 [kN], diese 200 [kN] geteilt durch die Breite (10 [m]) des Modells muss am unteren Rand eine Spannung von circa 20 [kPa] verbleiben. In der Berechnung 002 verbleiben am unteren Rand in der Mitte 20,63 [kPa]. Nach Steinbrenner können sich die Spannungen im Halbraum nach allen Seiten ungehindert ausdehnen, da dieser keine Begrenzung hat.

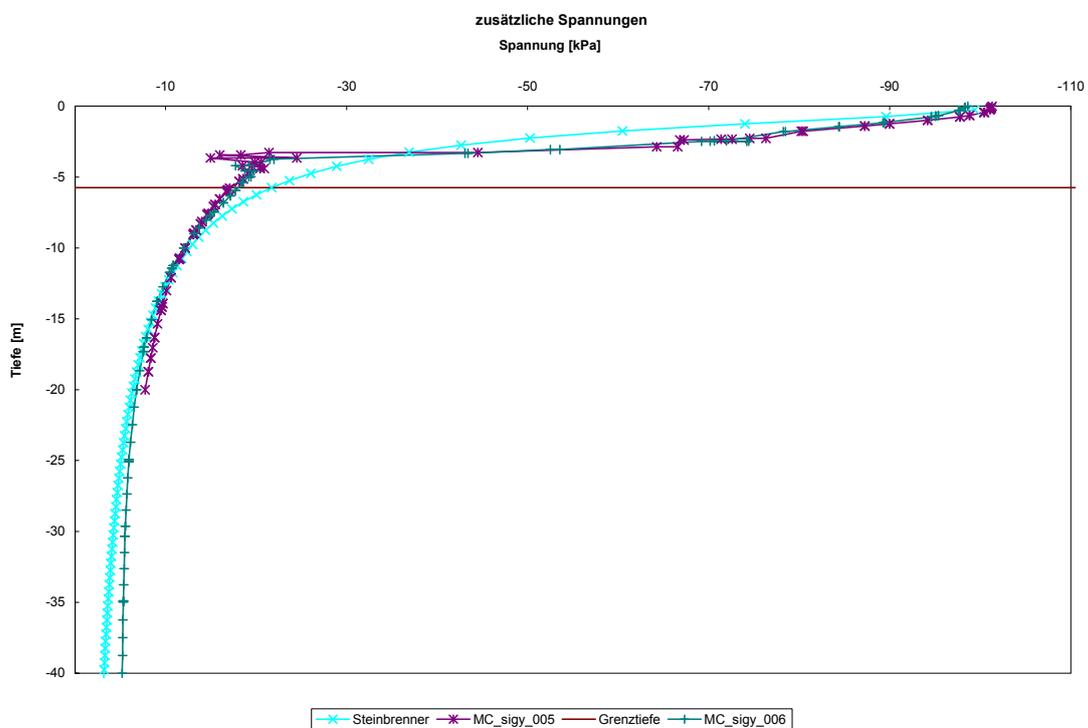


Abbildung 48: vertikale zusätzliche Spannungen (MC_sigy_005, 006)

In Abbildung 48 sind die Berechnungen 005 und 006 dargestellt. Die beiden Berechnungen haben eine Breite von 40 [m] und eine Tiefe von 20 [m] bzw. 40 [m]. Im Falle der Berechnung 006 bleiben am unteren Rand circa 5 [kPa] bestehen, dies entspricht dem erwarteten Wert von 200 [kN] dividiert durch 40 [m]. Im Falle der Berechnung 005 ist der Wert bei circa 8 [kPa], dass heißt die Spannungen konzentrieren sich hauptsächlich in der Mitte.

In Abbildung 49 ist dies an den in der Mitte nach oben gewölbten Isobaren zu erkennen. In dieser Abbildung sind die effektiven vertikalen Spannungen nach der Belastung dargestellt.

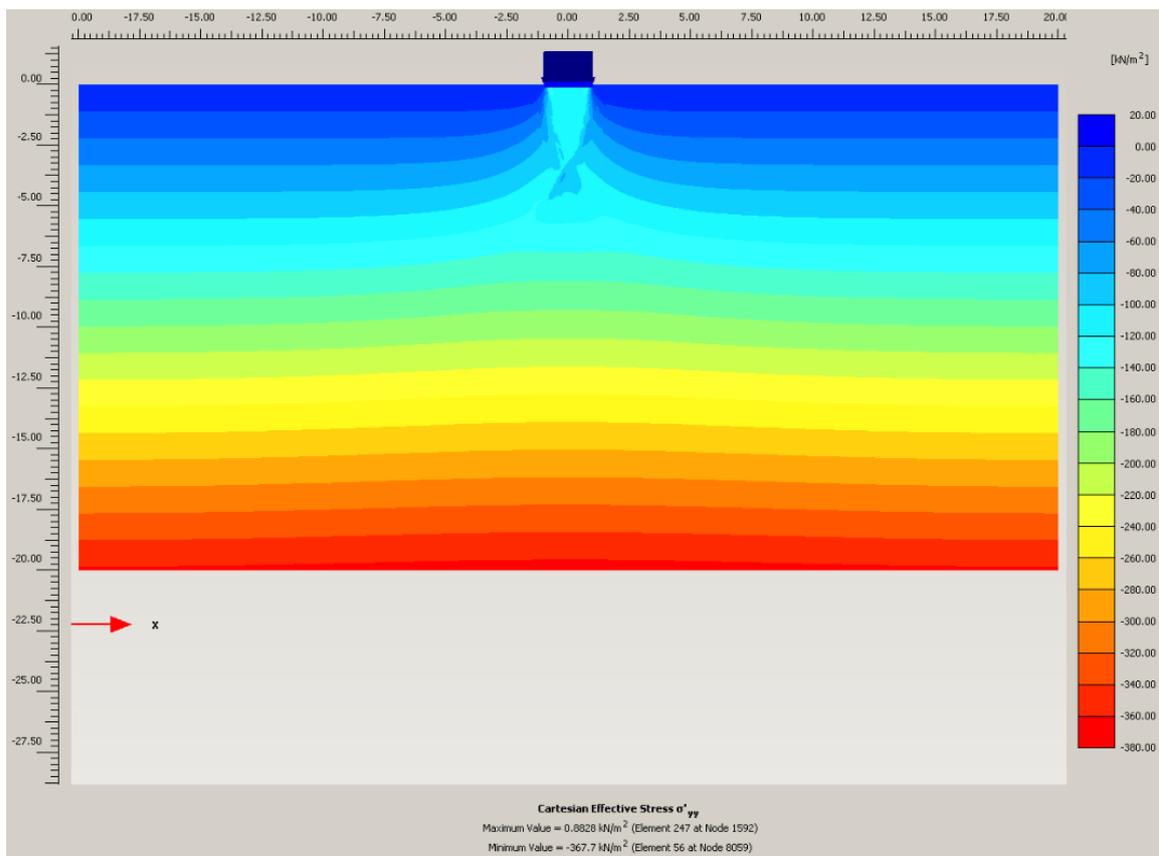


Abbildung 49

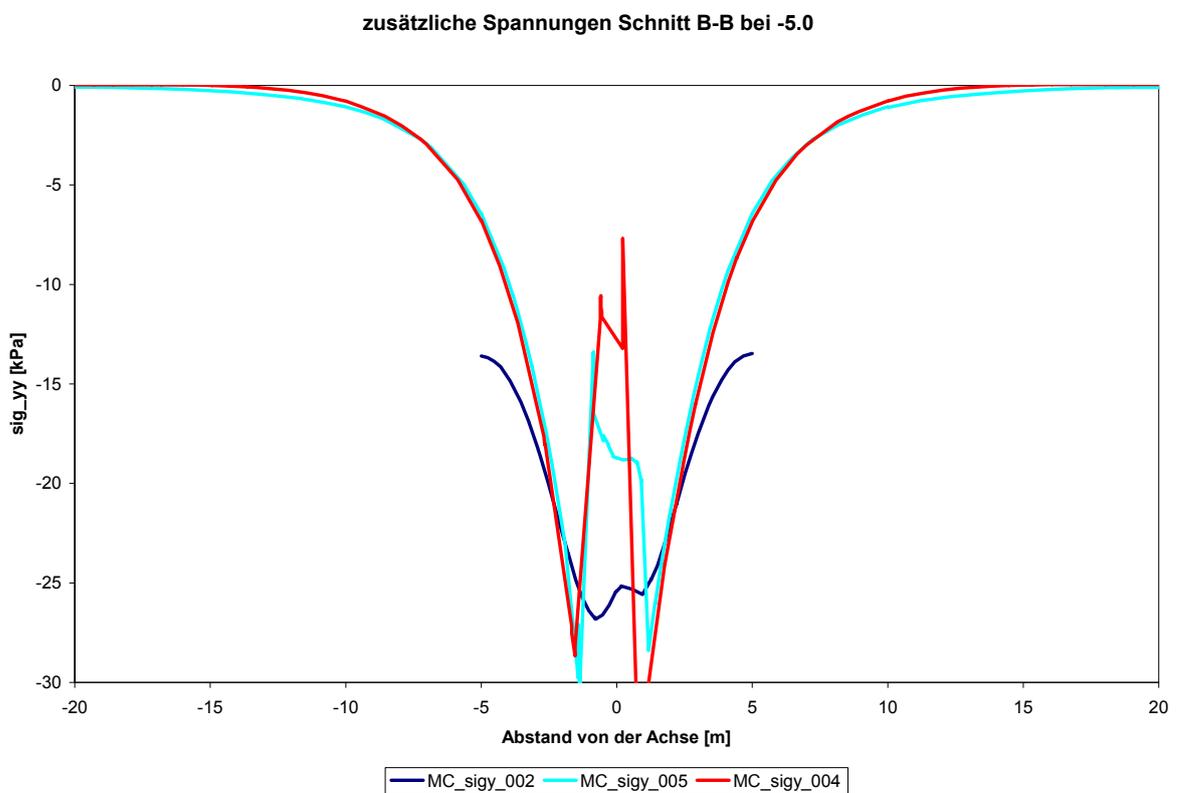
9.7.7.2 Zusätzliche Spannungen (horizontale Schnittführung)

Um die Ausbreitung der zusätzlichen Spannungen analysieren zu können, wurden in verschiedenen Tiefen horizontale Schnitte geführt. Die Schnitte wurden in drei verschiedenen Tiefen geführt (-2,00, -5,00, -18,00 [m.u.GOK]).

Die Schnittführung in 2 Metern Tiefe brachte keine Aussagen über die Verteilung der Spannungen. In der Abbildung 50 ist der horizontale Schnitt in 5 Metern Tiefe dargestellt.

In Blau ist die Berechnung 002 sichtbar, diese wurde mit 10 [m] Netztiefe und Breite erstellt. Hier kann man sehen, dass in 5 Metern Tiefe an den Netzrändern noch circa 14 [kPa] vorhanden sind. Das bedeutet, dass die zusätzlichen Spannungen im Boden durch die vertikalen Modellränder beeinflusst werden, dadurch werden die Spannungen weiter in die Tiefe geleitet und verursachen hierbei Setzungsanteile.

Die beiden weiteren Linien stellen die Berechnungen 004 (rot) und 005 (türkis) dar. Bei diesen beiden Berechnungen ist die Netzbreite mit 40 [m] gewählt. Dabei sind die Spannungen an den Modellrändern annähernd Null, dadurch wird der Spannungsabbau nicht beeinflusst.



Die Abbildung 51 stellt den Schnitt in 18 Metern Tiefe dar. Die Berechnungen wurden mit einer Netzbreite von 40 [m] und einer Netztiefe von 20 [m] bzw. 40 [m] durchgeführt. Die Berechnungen zeigen, dass sich bis in eine Tiefe von 18 [m] die Spannungen wieder bis zu den Modellgrenzen ausgeweitet haben, aber nur mehr mit circa 2,5 % der Belastungsspannung von 100 [kPa].

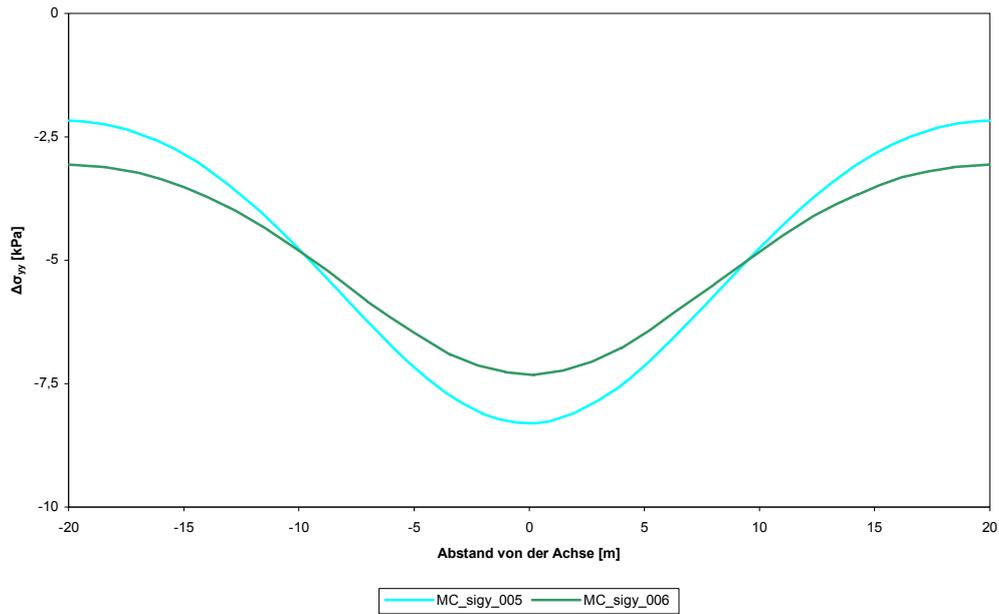


Abbildung 51: horizontaler Schnitt Tiefe -18.00 unter GOK (MC_sigy_005, MC_sigy_006)

In Abbildung 51 ist auch zu sehen, dass die unterschiedlichen Netztiefen (20 [m] bzw. 40 [m]) auf die Spannungen keinen großen Einfluss haben. Die Setzungswerte unterscheiden sich um circa 7 [mm]. Das ist eine circa 10 %-ige Steigerung bei doppelter Netztiefe.

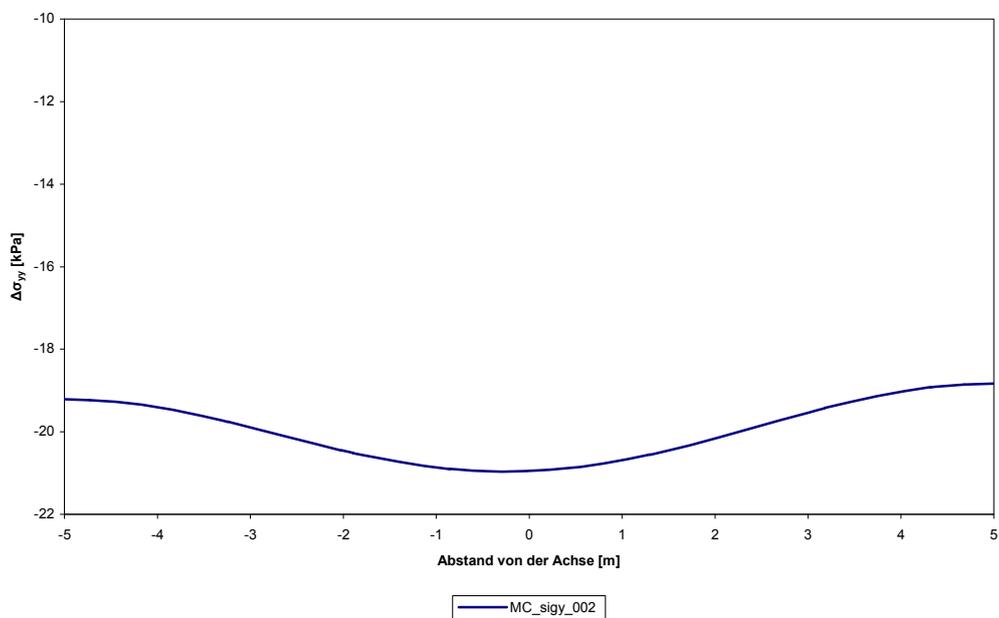


Abbildung 52: horizontaler Schnitt Tiefe -5.00 unter GOK (MC_sigy_002)

10 EINFLUSS DER MODELLTIEFE 3D

Ähnlich wie der Einfluss auf die Modelltiefe in 2D unter Punkt 9 wurde auch eine Serie von Berechnungen mit dem Programmsystem Plaxis 3D Foundation durchgeführt.

10.1 Grundlagen

Verwendet wurden dabei wieder die Materialmodelle Mohr-Coulomb, Hardening Soil und Hardening Soil mit small strain stiffness. Als Parametersatz wurde wieder der dicht gelagerte Hostun-Sand genutzt (siehe Kapitel 4). Für das MC-Modell wurde zur Bestimmung des Steifemoduls die gleiche Berechnung genutzt wie bei den 2D-Berechnungen (siehe Kapitel 4.2). Als Fundament wurde eine Betonplatte von 50 [cm] Stärke benutzt und einem E-Modul von 30.000 [MPa] angenommen. Die Abmessungen wurden mit einer Länge von 8 [m] und einer Breite von 2 [m] gewählt. Es wurde ein Viertel des Systems simuliert um die Rechenzeit zu verkürzen. Die Belastung wurde als Flächenlast auf die gesamte Platte aufgebracht. Die Abmessungen des Modells wurden nach den Erkenntnissen aus Kapitel 9.7 gewählt.

Die Phasen der Berechnung wurden wie in den 2D Berechnungen erstellt. In Plaxis 3D kann dabei zur Laststeigerung nicht auf einen *Multiplier* zurückgegriffen werden sondern muss als Gesamtlast eingegeben werden. Als Belastung wurde in diesem Fall eine Flächenlast in der Größe von rund 290 [kPa] gewählt. Bei dieser Belastung ergibt sich eine Grenztiefe von circa 8 [m].

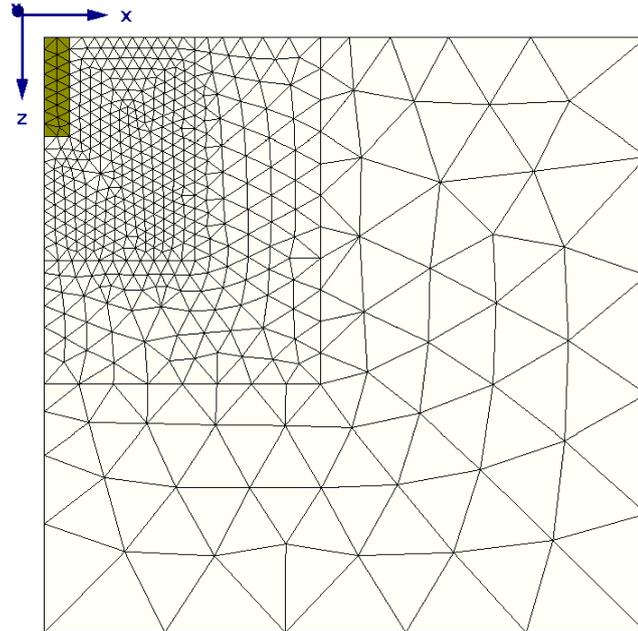


Abbildung 53: Diskretisierung X-Z-Ebene

Die Diskretisierung wird in Plaxis 3D zuerst in der X-Z Ebene (Geländeoberfläche) erstellt, die Elemente sind ähnlich den 6-knotigen aus den 2D-Berechnungen. Um das Fundament wurden zwei Bereiche mit verfeinertem Netz definiert.

In die Tiefe (Y-Achse) werden die dreieckigen Elemente zu einem Quader expandiert. Dadurch entsteht ein 15-knotiges Wedge-Element.

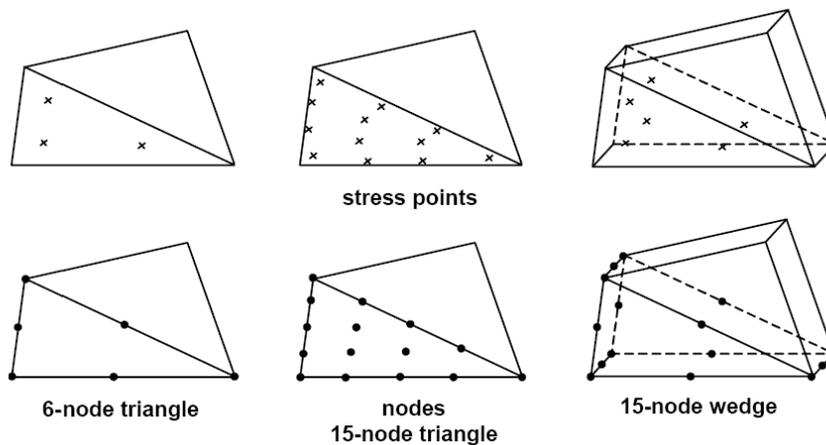


Abbildung 54: Elementform Plaxis 3D Foundation aus [8]

Da durch die automatische Netzteilung über die gesamte Tiefe des Modells gleich hohe Elemente erstellt werden, wurden im Bereich unter dem Fundament zusätzliche

Workplanes eingefügt. Wie schon oben erwähnt wurde in der X-Z-Ebene die Netzfeinheit in der direkten Umgebung des Fundaments verfeinert durch das Einfügen der *Workplanes* wird dies auch in der Tiefe erreicht. In Abbildung 55 ist die Diskretisierung zu sehen.

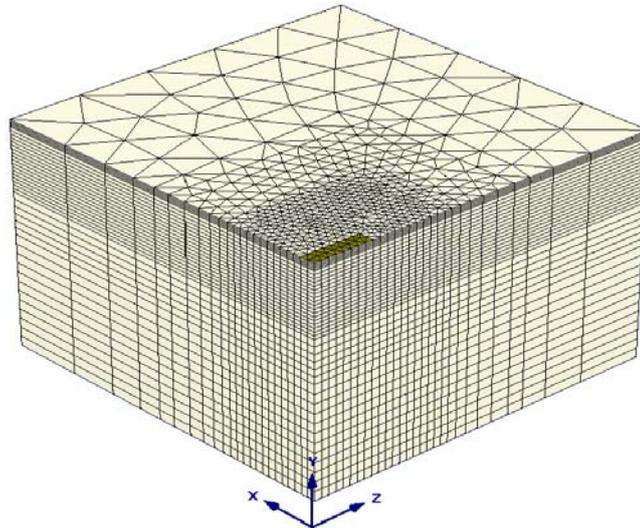


Abbildung 55: Diskretisierung 3D

Um einen Einfluss von geringfügigen Änderungen aus der Diskretisierung der verschiedenen tiefen Modelle zu verhindern wurde das Modell in allen Fällen mit der gleichen Tiefe angenommen. Die jeweiligen Cluster die unter der Berechnungstiefe liegen wurden als sehr starres Material definiert um Setzungen zu vermeiden (z.B MC_8m: 0 bis 8 [m] Sand_dicht und 8 bis 48 [m] starrer Block).

Zur Auswertung der Setzungen wurde in jedem Fall der Eckpunkt des Modells also der Mittelpunkt des Fundamentes herangezogen.

10.2 Ergebnis

10.2.1 Setzungsverlauf

In der Abbildung 56 ist das Ergebnis der Berechnungen zum Netztiefeneinfluss abgebildet. Die Verläufe der einzelnen Materialgesetze sind ähnlich denen aus der zweidimensionalen Berechnung. Die klassische Lösung wird in dieser Abbildung in hellem Blau dargestellt. Die leicht ansteigenden Verläufe der HSS- und HS-Modelle sind auf kleine Unterschiede in der Diskretisierung zurückzuführen. Wie schon in den

zweidimensionalen Berechnungen gezeigt, hat das Hardening Soil Modell mit small strain stiffness den Vorteil das die Abhängigkeit von der Netztiefe nicht mehr gegeben ist.

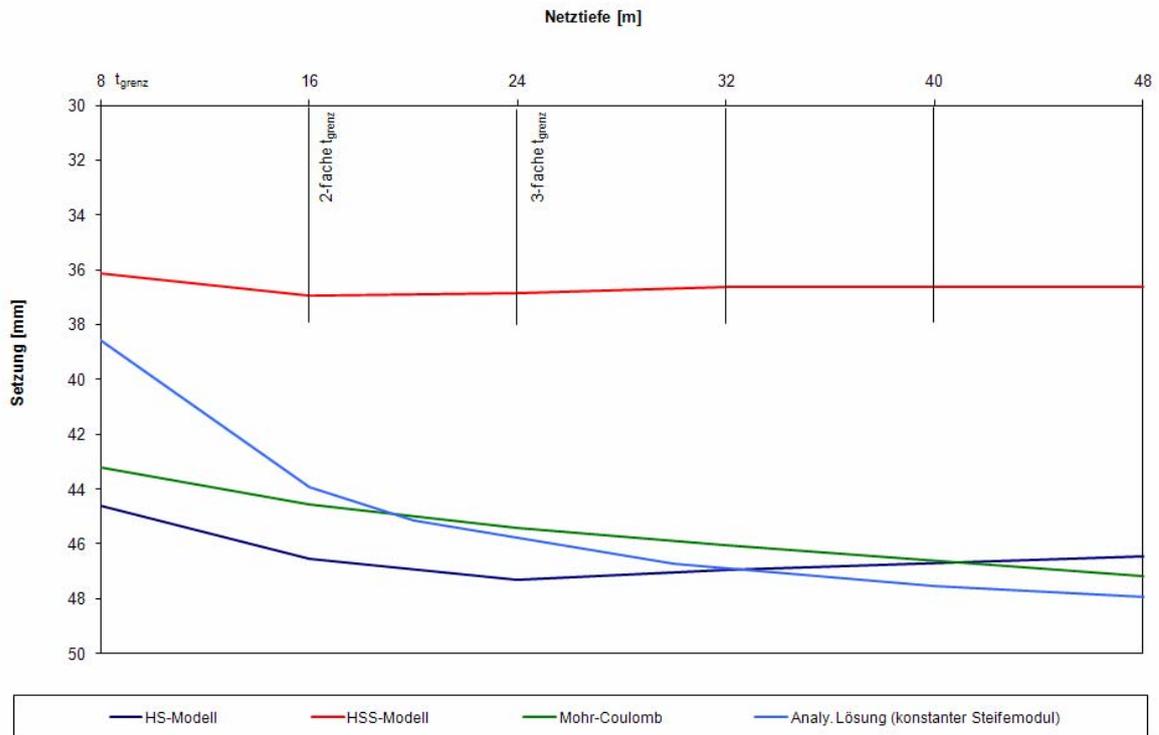


Abbildung 56: Ergebnis Netztiefeneinfluss 3D

Dass im Fall der 3D-Berechnungen die Ergebnisse des HS-Modells im Bereich der Setzungen des MC-Modells liegt kann damit erklärt werden, dass beim MC-Modell die Setzungsgröße maßgeblich vom gewählten Referenzsteifemodul abhängt.

Auf diese Problematik mit der Wahl des Referenzsteifemoduls wurde in den vorhergehenden Kapiteln schon hingewiesen.

10.2.2 Setzungsverteilung über die Tiefe

Für zwei Netztiefen (8 und 16 [m]) wurde die Setzungsverteilung über die Tiefe ausgewertet. Dabei wurde wieder der Mittelpunkt des Fundamentes (Eckpunkt des Modells) herangezogen. Die Setzungen auf der horizontalen Achse sind auf dem ersten Diagramm normiert (w/w_{max}) dargestellt, auf dem Zweiten sind die wahren Setzungen dargestellt (w_y). Die senkrechte Achse stellt die Netztiefe dar.

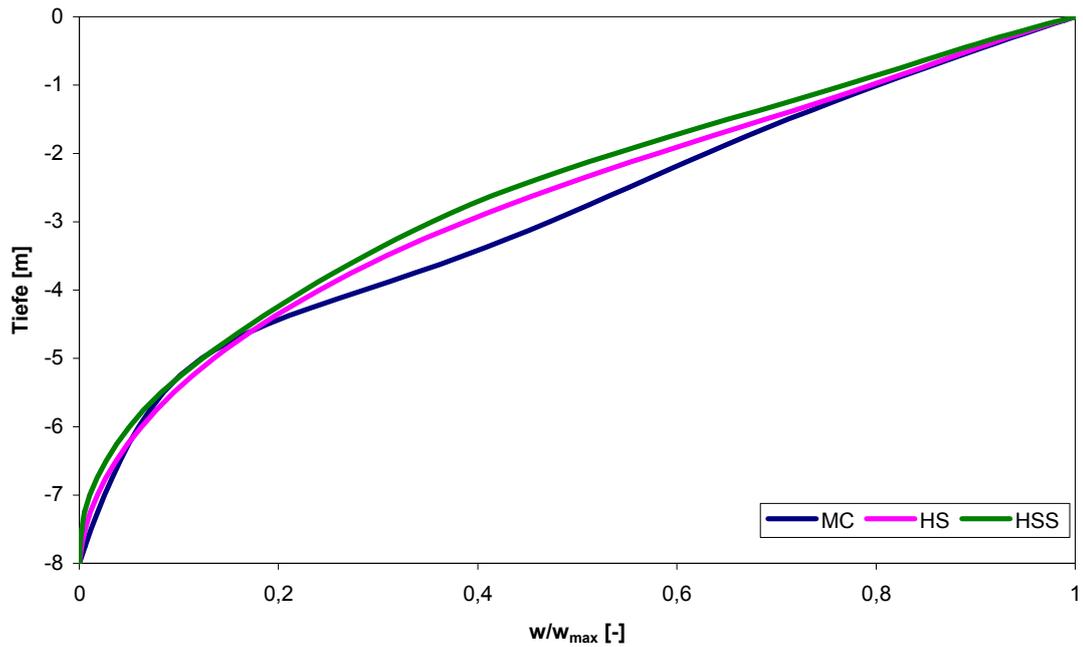


Abbildung 57: norm. Setzungsverlauf über die Tiefe (Netztiefe 8[m]) (MC_8m, HS_8m, HSS_8m)

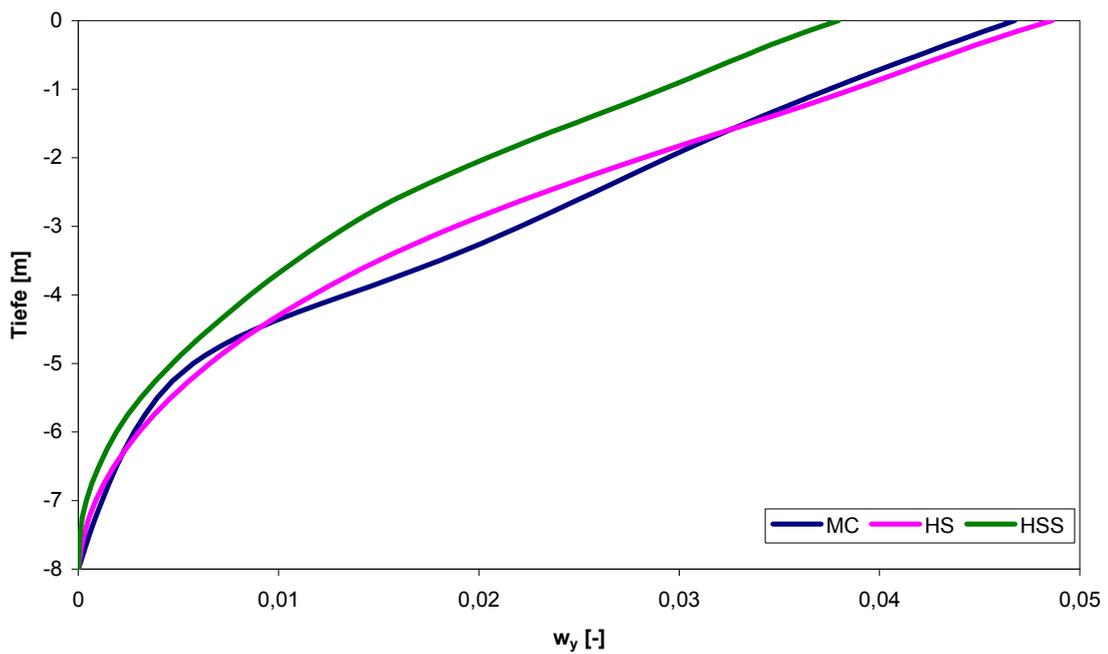


Abbildung 58: Setzungsverlauf über die Tiefe (Netztiefe 8[m]) (MC_8m, HS_8m, HSS_8m)

In Abbildung 57 und Abbildung 58 ist der Setzungsverlauf der Berechnungen mit den verschiedenen Materialgesetzen zu sehen. Dabei ist auffällig, dass alle drei Verläufe relativ ähnlich sind. Dies ist darauf zurückzuführen, dass hierbei die Netztiefe zu klein

gewählt wurde. Die Netztiefe entspricht hierbei der Grenztiefe bei einer Lösung nach der klassischen Methode.

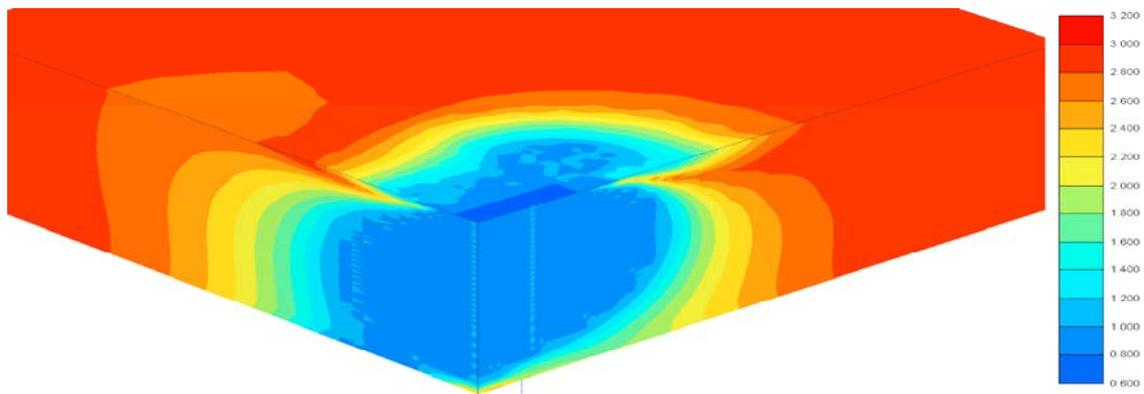


Abbildung 59: Verhältnis G/G_0 (HSS_8m)

In Abbildung 59 ist dieses Verhalten zu erkennen. G stellt den berechneten Schubmodul dar und G_0 den initialen Schubmodul. In diesem Fall liegt der Schubmodul bei 37500 [kPa]. In den roten und orangenen Bereichen liegt das Verhältnis bei 3,0, das heißt in diesen Bereichen ist noch der 3-fache Schubmodul der small strain stiffness wirksam. In den blauen Bereichen unter dem Fundament liegt das Verhältnis bei ca. 1,00.

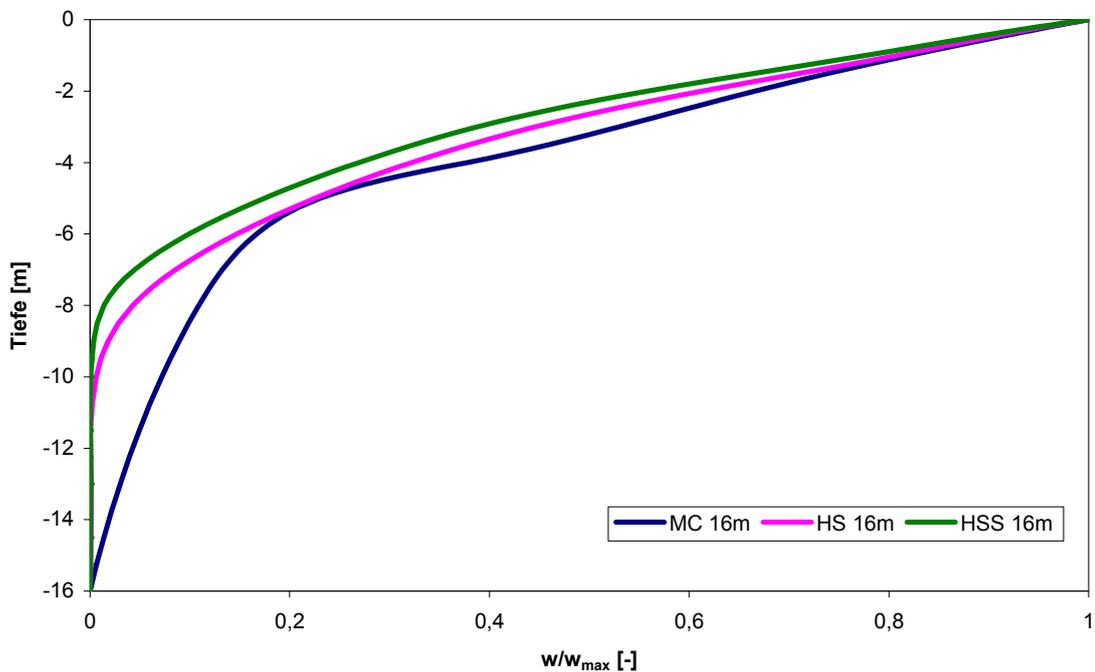


Abbildung 60: norm. Setzungsverlauf über die Tiefe (Netztiefe 16 [m]) (MC_16m, HS_16m, HSS_16m)

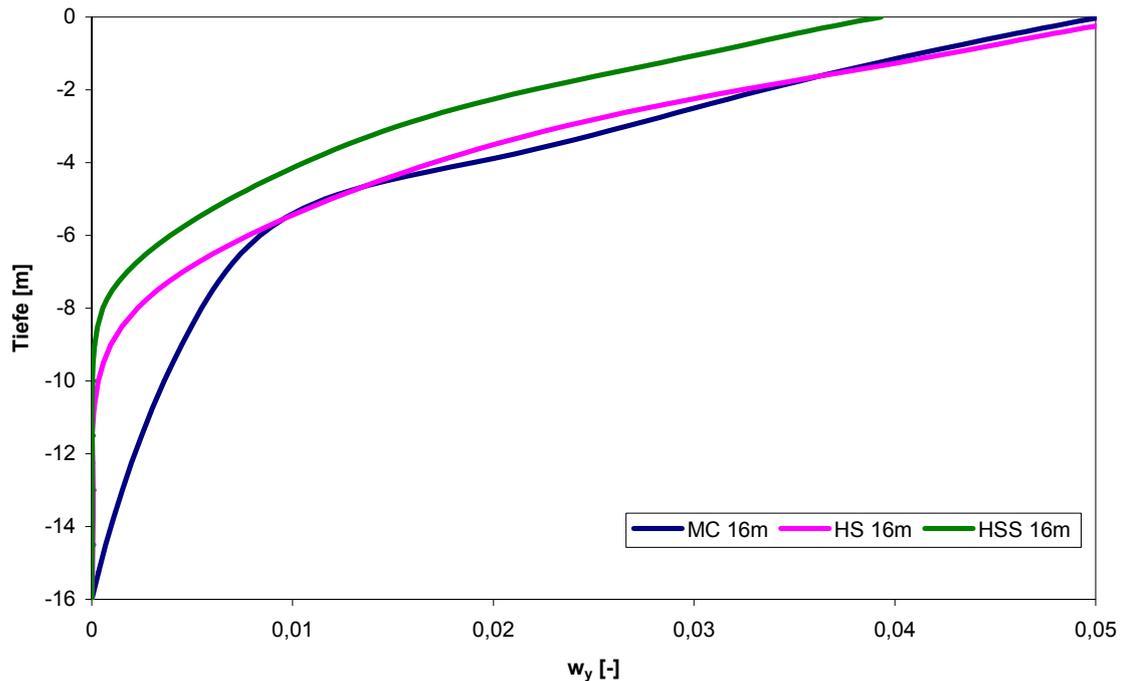


Abbildung 61: Setzungsverlauf über die Tiefe (Netztiefe 16 [m]) (MC_16m, HS_16m, HSS_16m)

In der Abbildung 60 ist der Setzungsverlauf über die Tiefe bei den Modellen mit 16 [m] Netztiefe aufgetragen. Hierbei ist die Differenz zwischen HS- und HSS-Modell schon gut ersichtlich. Der blaue Verlauf stellt den Verlauf im MC-Modell dar.

In Abbildung 62 a) ist das Verhältnis von G zu G_0 bei der Berechnung mit 16 [m] Netztiefe ersichtlich (doppelte Grenztiefe). Die Bereiche in den die small strain stiffness nicht mehr wirksam ist reichen in diesem Fall bis knapp über dem Modellboden. Das heißt in diesem Fall kann davon ausgegangen werden, dass die gewählte Modelltiefe groß genug ist, jedoch ist zu bemerken, dass dies die untere Grenze darstellt. In Abbildung 62 b) ist die Berechnung mit 24 [m] Grenztiefe (dreifache Grenztiefe) dargestellt, hierbei ist die Modelltiefe sicherlich ausreichend groß gewählt. Für beide Abbildungen gilt dieselbe Legende wie bei Abbildung 59 (rot bis orange: Schubmodul der small strain stiffness, blau: Schubmodul lt. HS-Parameter).

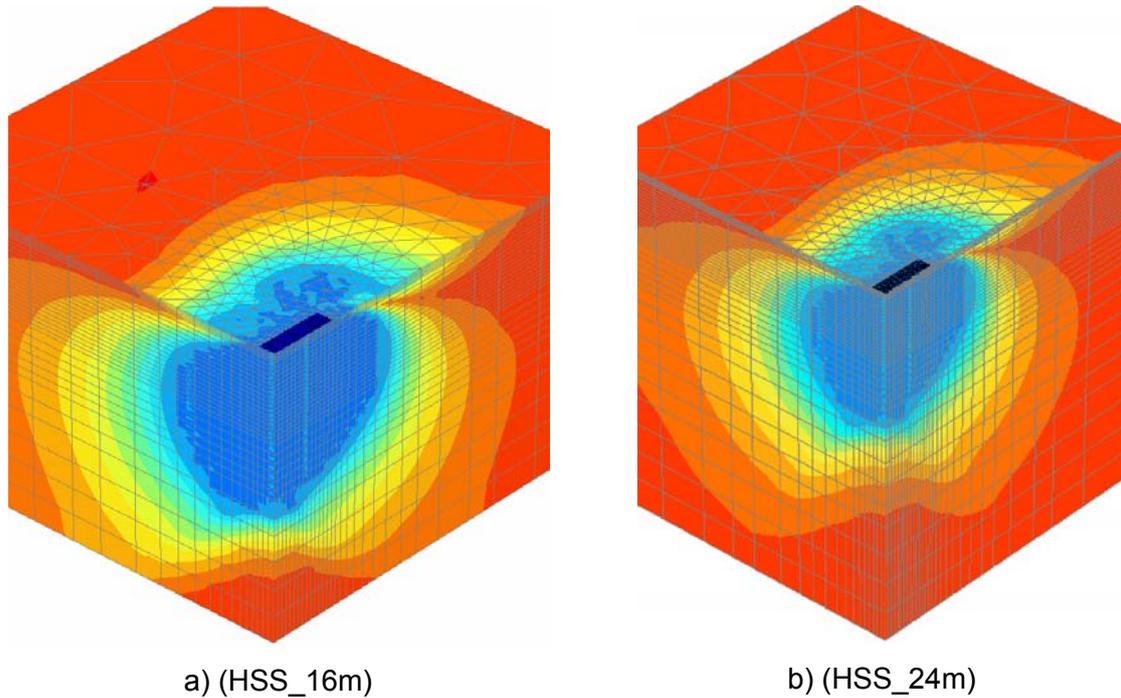


Abbildung 62: Verhältnis G/G_0

In Abbildung 63 sind auf der horizontalen Achse die unterschiedlichen Netztiefen aufgetragen. Auf der vertikalen Achse ist der prozentuale Anteil an der Gesamtsetzung aufgetragen der unter der Grenztiefe auftritt. Die Setzungswerte wurden dabei aber aus den FE-Berechnungen entnommen. Die Anteile bleiben beim HSS-Modell ab circa der 3-fachen Grenztiefe gleich, dies zeigt wieder den Vorteil bei den höherwertigen Materialmodellen in Hinblick auf die Setzungseinschätzung.

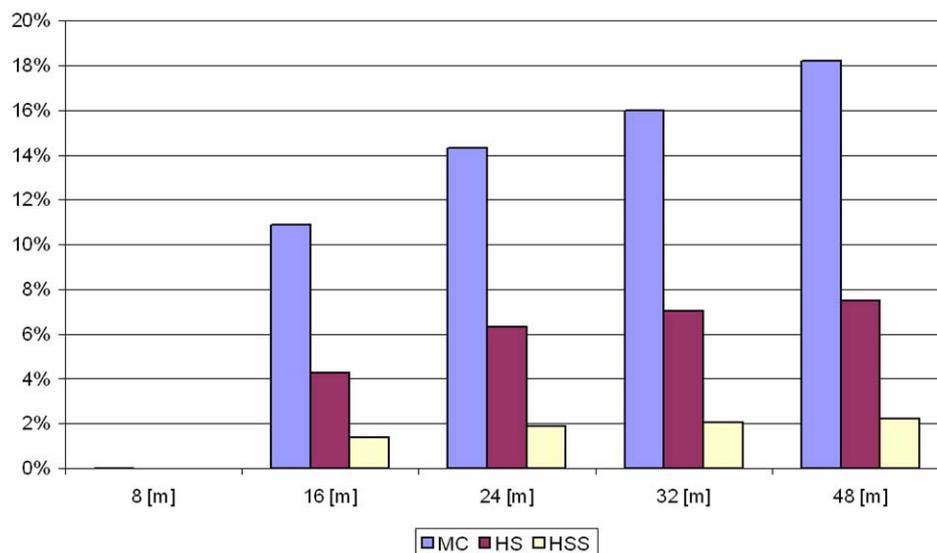


Abbildung 63: Setzungsanteile in der Grenztiefe

10.3 Zusammenfassung der Ergebnisse der Berechnungen zum Netztiefeneinfluss

Alle Berechnungsreihen in den Kapiteln 9 und 10 zeigen, dass der Einfluss der Modelltiefe beim MC-Modell groß ist. Die Wahl der Modelltiefe hat ähnliche Einflüsse wie die Wahl des Elastizitätsmoduls E . Durch die im Kapitel 4.2 gezeigte Methode um den Referenzsteifemodul für das MC-Modell zu bestimmen, entsprechen die Ergebnisse der Berechnung mit Mohr-Coulomb annähernd jenen der klassischen Methode (z.B. nach Steinbrenner [1]). Um genauere Setzungsanalysen durchführen zu können, sollte in jedem Fall mindestens das Hardening Soil Modell genutzt werden. Wenn möglich ist jedoch ein Modell mit small strain stiffness zu verwenden, wie zum Beispiel HSS in Plaxis. Diese Modelle schalten den Einfluss der Modelltiefe größtenteils aus. Hierbei ist jedoch eine Mindestnetztiefe einzuhalten, um auch bei den höherwertigen Modellen bei größerer Netztiefe keine signifikanten Änderung in der Setzung mehr zu erhalten.

Tabelle 14: Mindestmodelltiefen für HS- und HSS-Modell

Fundamentart	Mindestnetztiefe
Streifenfundament	3 – 4-fache Grenztiefe
Großflächige Fundamente (plane strain)	3 – 4-fache Grenztiefe
Einzelfundamente $B/L \sim 1/4$	2 – 3-fache Grenztiefe

Nachteilig wirkt sich bei diesen beiden Modellen die größere Anzahl der Eingabeparameter aus.

11 TIEFGRÜNDUNGEN

Bei der Abschätzung von Setzungen bei Pfahlgründungen und kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) stellt die Einschätzung der Grenztiefe ein Problem dar. Dabei wird entweder die standardmäßige Grenztiefe bei 20% der Initialen Spannung gewählt oder es wird die Referenzspannung von einem tieferen Niveau angenommen.

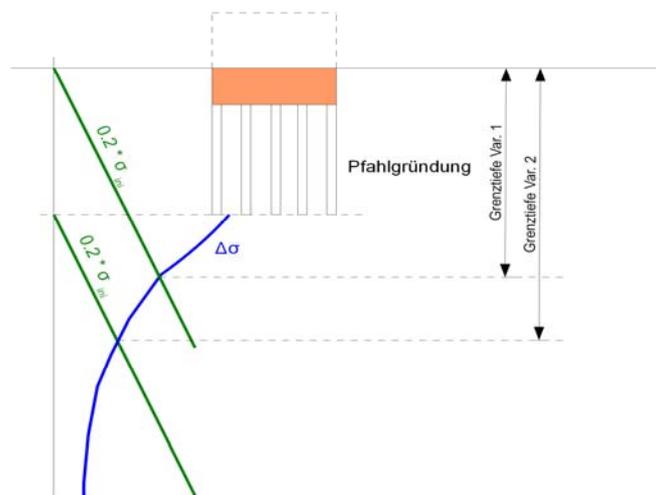


Abbildung 64: Grenztiefe bei Pfahlgründungen

11.1 Vergleichsbeispiel

Als Vergleichsbeispiel wurde aus dem Buch Kombinierte Pfahl-Plattengründungen [9] das Beispiel 2 in der Variante 2 gewählt. Die Variante 2 ist eine kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) mit 25 Pfählen und einer steifen Gründungsplatte (Bauhöhe 2 [m]). Die Pfähle wurden mit einem Durchmesser von 1,5 [m] und einem Achsabstand von 3 D (4,5 [m]) gewählt. Weiters wurden die Pfähle bis zu einer Tiefe von 30 [m] abgeteufelt. Die Abmessungen der Gründungsplatte betragen 27 x 27 [m]. Die Berechnungen wurden mit einem elastoplastischen Materialmodell für den Boden durchgeführt. Die Bauteile (Fundamentplatte, Pfähle) wurden mit linear-elastischem Materialgesetz modelliert.

11.2 Modellgeometrie

Es wurden drei verschiedene Systeme berechnet:

- Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP)
- Reine Pfahlgründung
- Flächengründung
- Gründungsblock

Die Berechnungen wurden mit dem Programmsystem Plaxis 3D Foundation durchgeführt. Der Boden wurde mit den drei Materialmodellen MC, HS und HSS simuliert, um Vergleichsergebnisse zu erzielen. Die Bodenparameter wurden anhand der Angaben in [9] geschätzt, da für das Programm Plaxis das benutzte Materialgesetz nicht verfügbar ist. Die Materialparameter sind in Tabelle 15 ersichtlich.

Tabelle 15: Parameter Frankfurter Ton

		Frankfurter Ton
		Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	19.0
γ_{sat}	[kN/m ³]	19.0
k_x	[m/day]	0.00001
k_y	[m/day]	0.00001
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	50000
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	50000
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	150000
power (m)	[-]	0
c_{ref}	[kN/m ²]	20.0
φ	[°]	20.0
ψ	[°]	0
$v_{\text{ur}}^{(\text{nu})}$	[-]	0.25
p^{ref}	[kN/m ²]	100
K_0	[-]	0.6
$\gamma_{0.7}$		0.0002
G_0	[kN/m ²]	187500

Da in der Vergleichsrechnung der Elastizitätsmodul über die Tiefe konstant angenommen wurde ist der Parameter p_{ower} (m) auf null gesetzt. Die Dichten sind beide mit demselben Wert angenommen, da in den Berechnungen der GW-Spiegel mit Fundamentoberkante angenommen wurde, daher hat dies keinen Einfluss. Der Wiederbelastungsmodul $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ wurde mit dem dreifachen Wert des E_{50}^{ref} angenommen. Dies ist eine Annahme die sich schon in anderen Berechnungen als richtig herausgestellt hat.

Bei den Berechnungen mit dem HSS-Modell kam es zu numerischen Problemen die vermutlich auf das verwendete Parameterset zurückzuführen waren, daher wurden diese Berechnungen aus der Arbeit ausgenommen.

11.2.1 KPP und Pfahlgründung

Die Bohrpfähle wurden durch Volumselemente definiert sind durch Interfacelemente mit dem angrenzenden Boden verbunden. Das Interface wurde mit dem Parameter $R_{\text{inter}} = 1,0$ starr definiert. Die Fundamentplatte wird durch ein Plate-Element simuliert. Der E-Modul für Platte und Pfahl wurde mit 30.000 [MPa] gewählt.

Für die Pfahlgründung wurde dasselbe System benutzt als bei der KPP. Daraus resultiert das bei der Pfahlgründung größere Setzungen berechnet werden als bei der KPP. In der Praxis würde die Pfahlgründung mit einem veränderten Pfahlsystem ausgeführt werden, zu Vergleichszwecken wurde dies aber unterlassen.

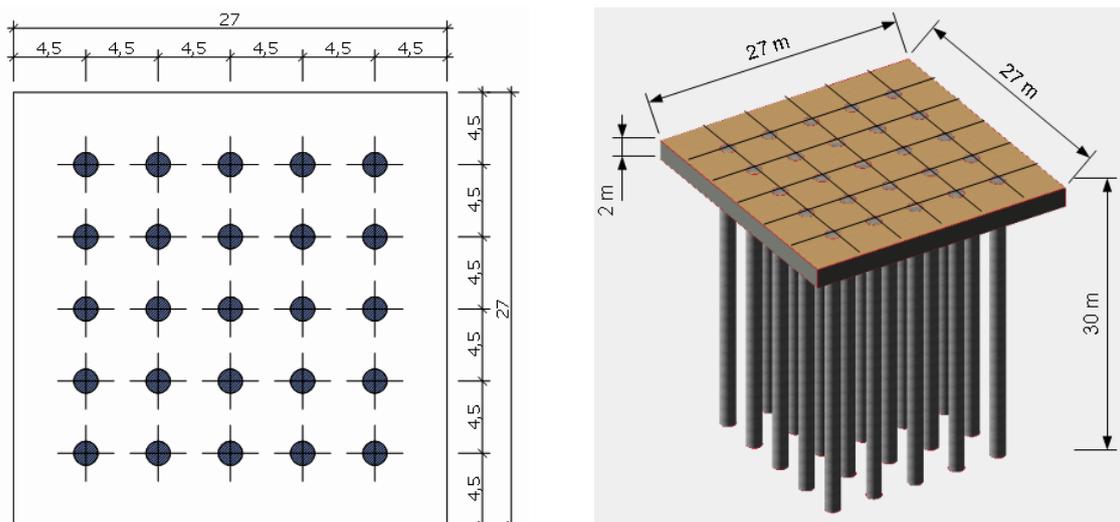


Abbildung 65: Systemskizze - Pfahlgründung und KPP mit 25 Pfählen

Die Pfahl- und Plattenabmessungen wurden wie beim Vergleichsbeispiel gewählt. Wie in Abbildung 65 zu sehen könnte durch zweifache Symmetrie nur ein Viertel berechnet werden. Da das Programm Plaxis keine Pfähle simulieren kann die einen Viertelkreis als Grundriss haben musste die Hälfte des Systems berechnet werden. Dadurch wurden die Abmessungen wie folgt gewählt: Länge in X-Richtung 160 [m], Länge in Z-Richtung 80 [m] und Tiefe 100 [m].

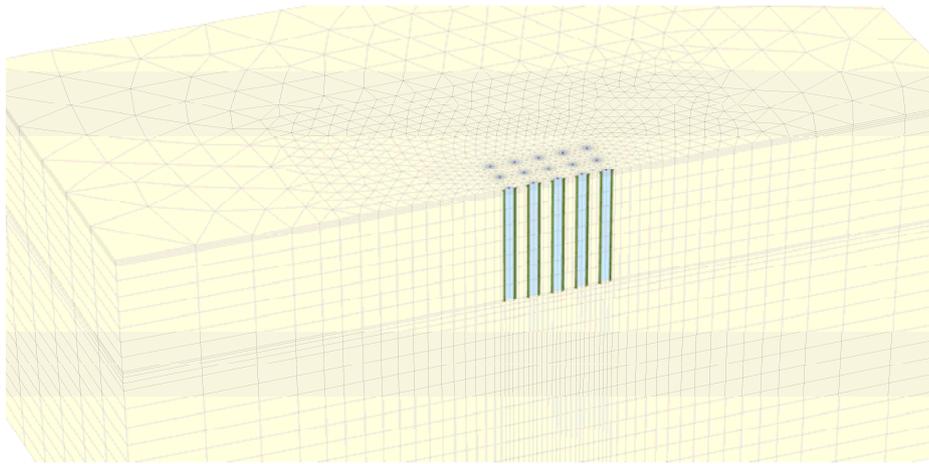


Abbildung 66: Ansicht 3D-Modell, ohne Fundamentplatte

Um an den Unterkanten der Pfähle Spannungsspitzen zu vermeiden wurden die Interface-Elemente noch 30 [cm] über den Pfahlfuß hinaus verlängert. Die Fundamentplatte wurde auf die Geländeoberfläche aufgelegt. Bei der reinen Pfahlgründung wurde zwischen GOK und Platte ein Zwischenraum eingebaut, sodass die Lasten nur über die Pfähle abgetragen werden. In beiden Fällen ist die Einbindelänge der Pfähle 30 [m].

11.2.2 Flachgründung

Die Flächengründung wurde in den gleichen Abmessungen (Plattengröße, Stärke) ausgeführt. Für die Variante Flachgründung wurde jedoch nur ein Viertel des Systems simuliert. Die Modellgrößen wurden gleich belassen.

11.2.3 Fundamentblock

Für die Berechnungen mit dem Fundamentblock wurde in den Abmessungen der Platte (27 x 27 [m]) und bis in 30 [m] Tiefe ein linear-elastischer Block eingebaut der die Boden-Pfahlkörper simuliert. Der Elastizitätsmodul diese Körpers wurde als gewichteter Modul aus Boden und Pfahl ermittelt.

$$E_{MIX} = \frac{E_{Boden} \cdot A_{Boden} + E_{Pfahl} \cdot A_{Pfahl}}{A_{Gesamt}} = 1866 \text{ [MPa]} \quad (11.1)$$

$$E_{Boden} = 50 \text{ [MPa]}$$

$$E_{Pfahl} = 30.000 \text{ [MPa]}$$

$$A_{Boden} = 684,8 \text{ [m}^2\text{]}$$

$$A_{Pfahl} = 44,2 \text{ [m}^2\text{]}$$

Für diese Berechnungsserie wurde das Modell der KPP genutzt, wobei die Pfähle nicht aktiviert wurden und im Bereich der Fundamentplatte bis in 30 [m] Tiefe der linear-elastische Block eingebaut wurde.

Als weitere Variante wurde für die Abmessungen des Fundamentblockes die Umhüllende der Bohrpfähle genutzt. Hierbei wurde mit einem E_{MIX} von 3518 [MPa] gerechnet.

11.2.4 Belastung

Wie im Vergleichsbeispiel wurde die Belastung als Flächenlast auf die Fundamentplatte aufgebracht. Das Eigengewicht der Fundamentplatte (50 [kPa]) wurde in den Eigenschaften des Plate-Elementes berücksichtigt. Die Flächenlast wurde in einen ersten Berechnungsschritt auf 275 [kPa] gesteigert und bei einzelnen Berechnungen bis auf 800 [kPa] erweitert.

11.2.5 Berechnungsschritte

1. Initial Phase
2. Einbau Bohrpfähle (nur bei KPP und Pfahlgründung)
3. Einbau Fundamentplatte
4. Aktivierung der Last (1 [kPa])
5. Laststeigerung (275 [kPa])
6. Laststeigerung (800 [kPa]) (nur bei ausgewählten Berechnungen)

Die Initialen Spannungen wurden mit der *K₀-Methode* im Programm Plaxis ermittelt.

11.2.6 Netzfeinheit

Bei den beiden Tiefgründungen wurde die Netzfeinheit so gewählt, dass mit der maximal möglichen Anzahl an Elemente gerechnet werden konnte. In diesen Fällen lag dies bei ca. 60.000 Elementen. Die Netzfeinheit ist im Bereich der Fundamentplatte am größten, die durchschnittliche Fläche eines Elements liegt bei ca. 0,8 [m²]. Weiters wurden für eine wirklichkeitsnähere Simulation der Pfähle hierfür auch die Funktion *curved elements* aktiviert. Um die Netzfeinheit in der Tiefenrichtung zu steuern, wurden an der Oberfläche und am Pfahlfuß einige *Work Planes* manuell eingebaut.

11.3 Auswertungen

11.3.1 Zusätzliche vertikale Spannungen

Wie schon im Punkt 6.1 erwähnt wurden hier nur Werte direkt in den Spannungspunkten genutzt, um Fehler aus der Extrapolation zwischen den Spannungspunkten und den Knoten zu verhindern. In einigen Fällen war es nicht möglich nur Spannungspunkte auszuwerten, hier wurde wieder auf eine Auswertung von geometrischen Schnitten im Output-Programm von Plaxis zurückgegriffen.

Für die Erstellung der Konturplots wurde das Programm Surfer 8.00 genutzt. Dabei wurde aus dem Output eine Liste mit allen Spannungspunkten ausgelesen. Danach wurden die gewünschten Spannungspunkte mittels Excel aussortiert, z.B. gleiche Y-Koordinate um einen horizontalen Schnitt zu erzeugen.

Um die zusätzlichen Spannungen zu ermitteln wurden von den berechneten Spannungen im Belastungsschritt die Spannungen der Initialen Phase abgezogen.

11.3.2 Verlauf der Setzung über die Tiefe

Die Auswertung der Setzung über die Tiefe wurde durch einen Linienschnitt im Output-Programm ermittelt. Dabei wurden immer Schnitte durch Knoten gewählt. Durch die Elementform im Plaxis 3D Foundation wird dies erleichtert da hier die Knoten der einzelnen Elemente immer übereinander liegen.

11.4 Ergebnis

11.4.1 Vertikale Zusätzliche Spannungen

11.4.1.1 Vertikaler Schnitt in der Gründungsachse

Dabei wurde eine Schnittebene durch die Symmetrieachse der Gründungen gelegt (Abbildung 67).

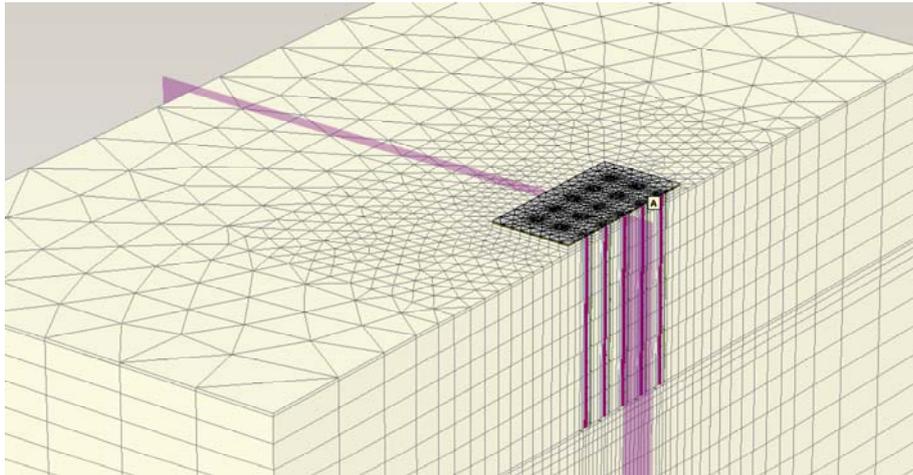


Abbildung 67: Skizze der vertikalen Schnittführung

In Abbildung 68 sind die Ergebnisse der HS-Modelle aufgetragen: Das Diagramm zeigt die vertikalen zusätzlichen Spannungen nahe dem Gründungszentrum aber außerhalb des Zentrumspfahl. Die graue Linie stellt 20% der Initialen Spannungen dar, zur Ermittlung der Grenztiefen. Die Pfahlunterkante liegt in beiden Fällen bei -30 [m] unter GOK.

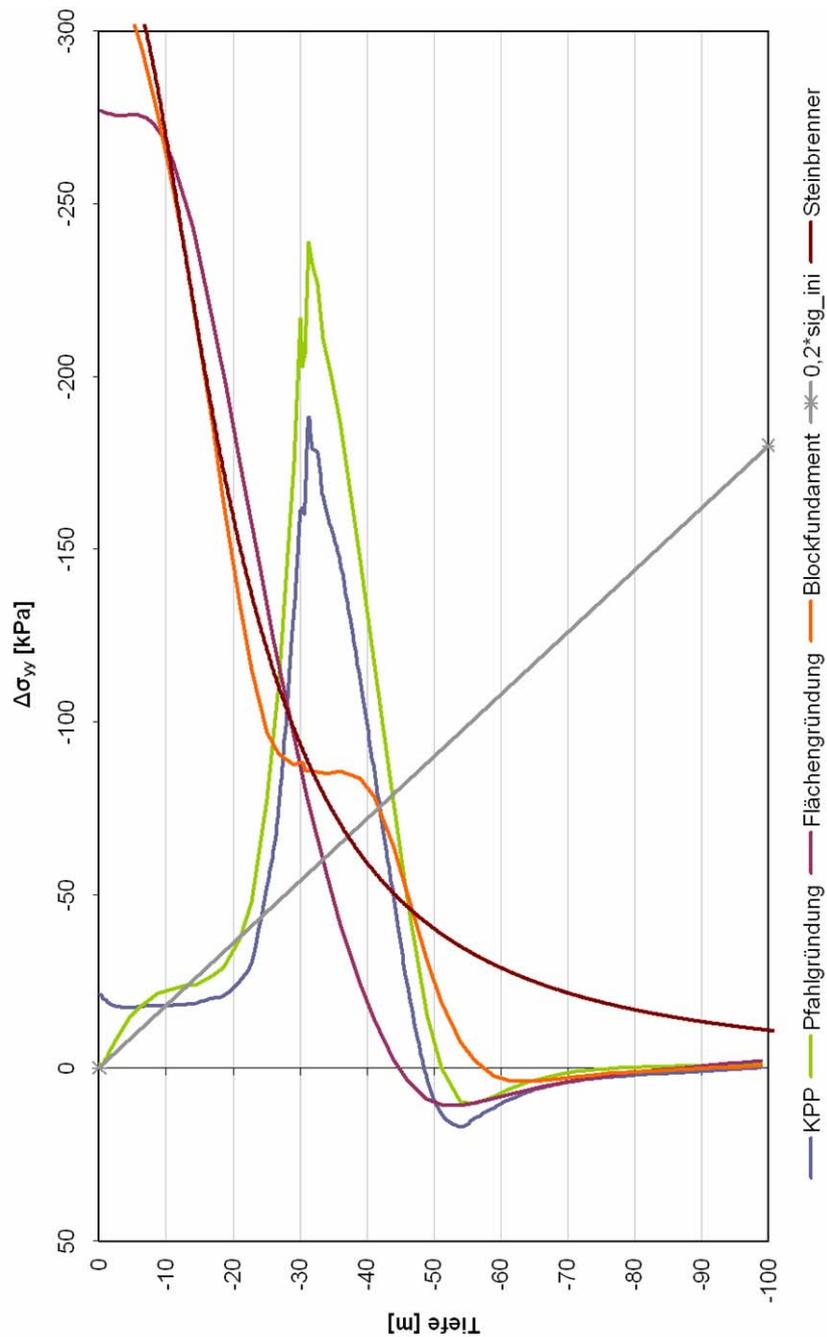


Abbildung 68: vertikale zusätzliche Spannung, Fundamentzentrumsnahe

Wie schon aus den vorhergegangenen Berechnungen ergeben auch diese einen Bereich in dem eine Entlastung unter der Gründung entsteht. Die rote Linie stellt den Verlauf bei einer Flächengründung dar und wurde mittels der Methode nach Steinbrenner ermittelt. Die violette Linie zeigt den Verlauf der Flächengründung der mittels FE berechnet wurde. Die blaue und grüne Linie stellen die beiden Tiefgründungsvarianten dar.

Bei klassischer Berechnung und Näherung der Gründung durch eine Flächengründung würde sich eine Grenztiefe von ~ 37 [m] einstellen. Hierbei ist aber bei den Tiefgründungen ungefähr der maximale Spannungswert. Das heißt man würde die Schichten in denen bei der Tiefgründung die Spannungseinleitung maßgeblich passiert wegschneiden.

Die numerische Näherung ergibt eine etwas geringere Grenztiefe von circa 33 [m].

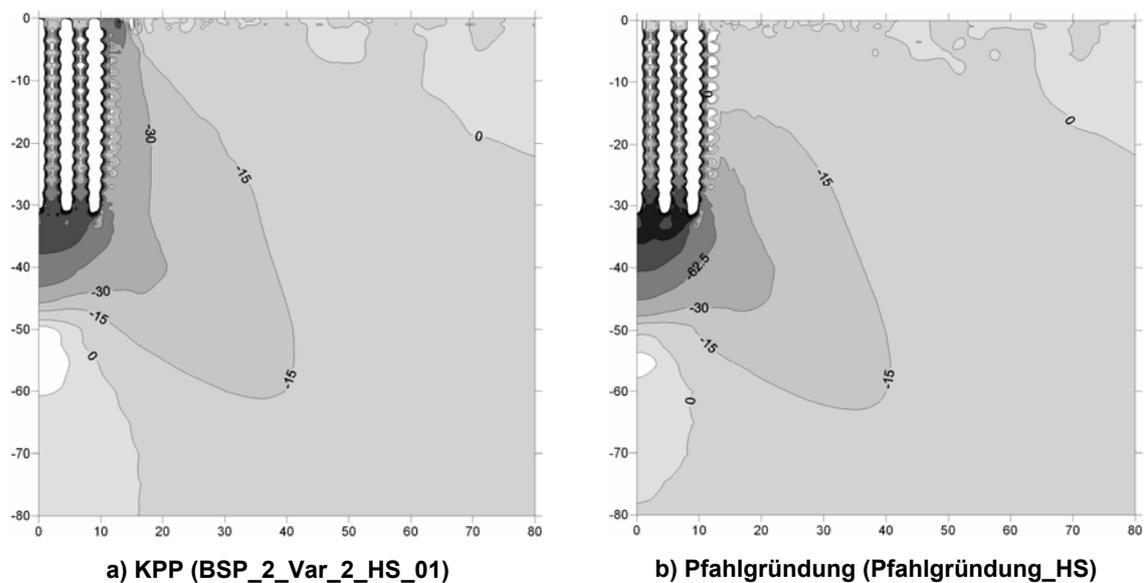


Abbildung 69: vertikale zusätzliche Spannungen bei Tiefgründungen

In Abbildung 69 sind die Konturlinien der vertikalen zusätzlichen Spannungen bei einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung und einer reinen Pfahlgründung aufgetragen. Die Spannungsausbreitung erfolgt auch bei den Tiefgründungen zur Seite, wie auch schon die Auswertungen der Flachgründungen gezeigt haben. Der Vergleich der beiden Abbildungen zeigt die Tragwirkung der Fundamentplatte bei der KPP (linkes Bild). Die Besonderheit der Entlastung im Zentrum unter der Gründung kann auch bei diesen Berechnungen festgestellt werden.

11.4.2 Vertikale Setzungen

In Abbildung 70 sind die Setzungslinien der verschiedenen Berechnungen im MC-Modell aufgetragen. In diesem Fall wurden die Setzungswerte im Zentrum der Gründung abgebildet. Bei der KPP und der Pfahlgründung sind in den ersten 30 [m] die

Stauchungen im Zentrumpfahl ersichtlich, dies äußert sich im linearen Verlauf der Setzung durch das linear-elastische Materialverhalten des Betons. Die grüne Linie stellt den Verlauf der Setzungen über die Tiefe bei der Flachgründung dar, dies ergibt den größten Setzungswert von ca. 20 [cm]. Bei der klassischen Berechnung der Flachgründung mit konstantem Steifemodul und mit Spannungen nach Steinbrenner ergibt sich eine Setzung von circa 17 [cm]. Die Setzungen der Tiefgründungen liegen wie erwartet niedriger und ergeben rund 14 [cm] bei der Pfahlgründung und rund 9 [cm] bei der KPP.

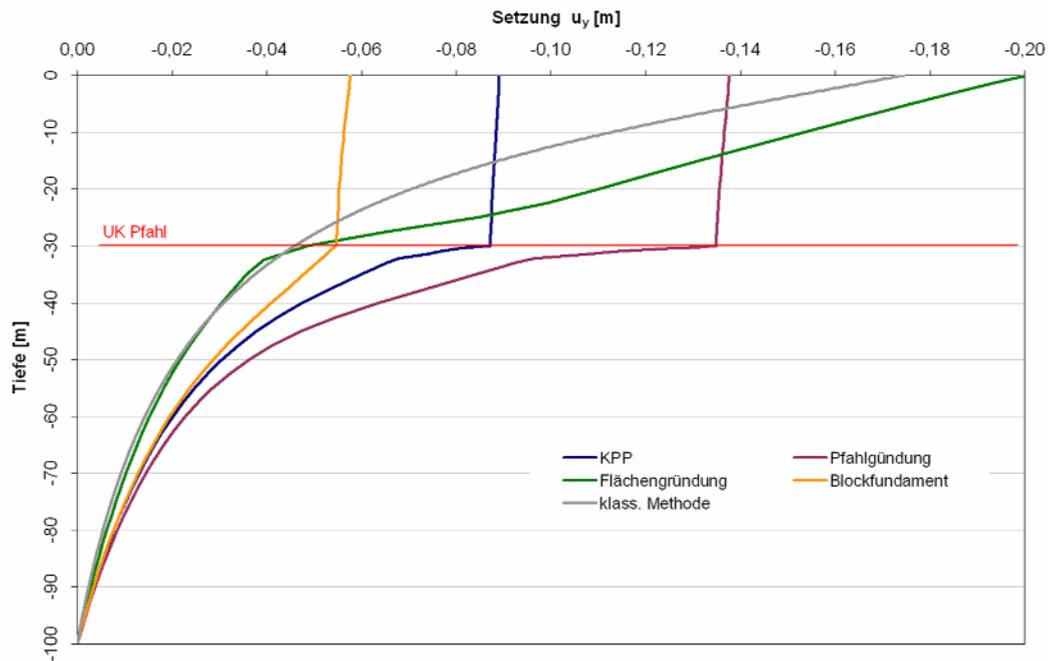


Abbildung 70: Tiefen-Setzungsdiagramm MC

Im Vergleich dazu zeigt Abbildung 71 die Setzungslinien im HS-Modell. Wie schon bei den Vergleichsrechnungen bei den Flachgründungen kann hier beobachtet werden, dass die Setzungen weniger weit in die Tiefe dringen als beim MC-Modell.

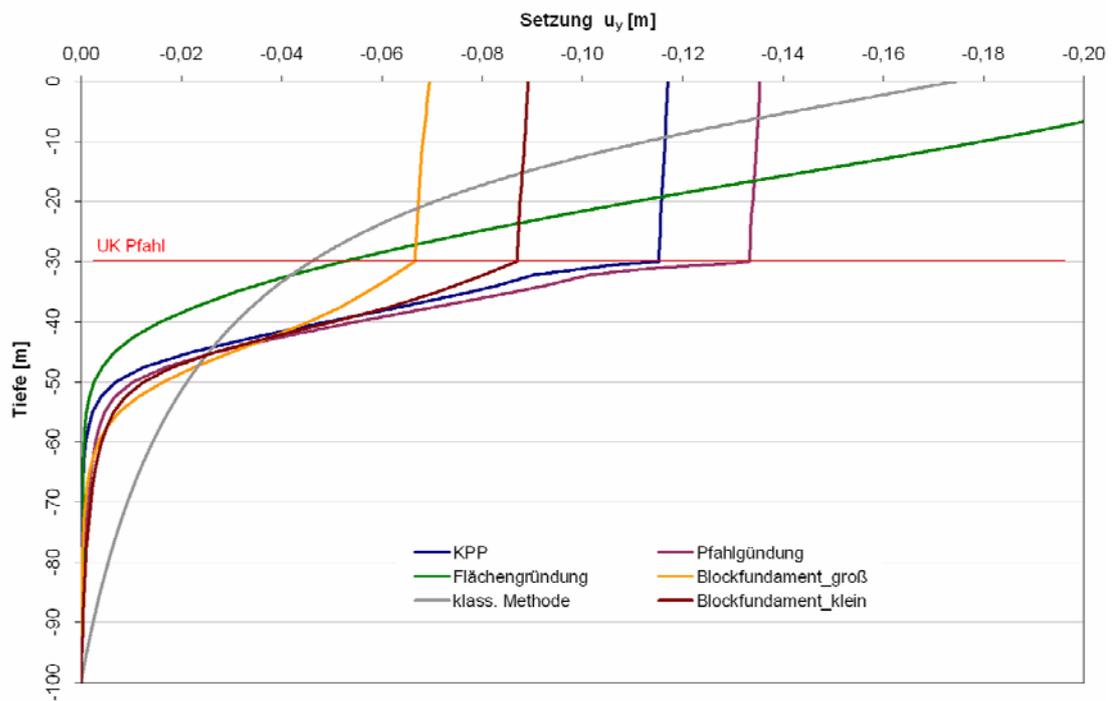


Abbildung 71: Tiefen-Setzungsdiagramm HS

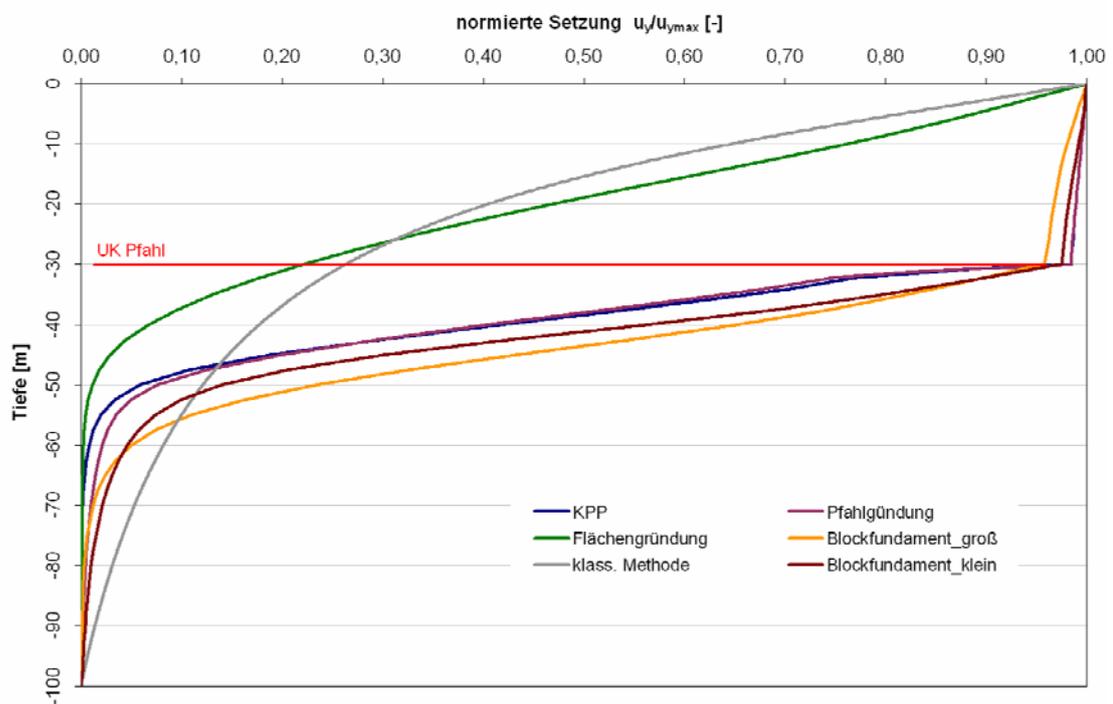


Abbildung 72: Tiefen-Setzungsdiagramm HS: Setzung normiert

In Abbildung 72 sind die Setzungen normiert aufgetragen ($u_y/u_{y,max}$). Dabei ist erkennbar, dass im Fall des HS-Modells bei den Tiefgründungen (KPP und Pfahlgr.) in einer Tiefe von 50 [m] schon 90% der Setzung abgetragen sind. Die Annäherung der Tiefgründung

durch die Fundamentblöcke trifft in der Form der Linie gut zu, wobei aber die Größe der Setzung bei der Näherung stark unterschätzt wird (vgl. Abbildung 71). Dies ist auf die geänderte Lastabtragung durch den angenäherten Block mit einem verschmierten E-Modul zurückzuführen.

11.4.3 Ermittlung der Grenztiefen

Wenn das oben beschriebene Beispiel als Flachgründung mit klassischen Mitteln (Spannungen nach Steinbrenner und Setzungen berechnet mit einem konstanten Steifemodul) berechnet wird, ergibt sich eine Grenztiefe von ~37 [m]. Bei der Setzungsberechnung wird ab dieser Tiefe im Prinzip keine weitere Setzung mehr ermittelt. In diesem Fall ergibt das eine Setzung in der Fundamentmitte von ca. 14 [cm]. Würde man die Berechnung nicht bei t_{grenz} abbrechen sondern bis in eine Tiefe von 100 [m] weiterführen ergibt sich ein Setzungswert von ca. 17,5 [cm].

Das bedeutet man verliert rund 20% der Setzungsgröße durch die Annahme der Grenztiefe bei $\sigma_{\text{zus}} \leq \sigma_{\text{ini}} * 0,2$ (Abbildung 73).

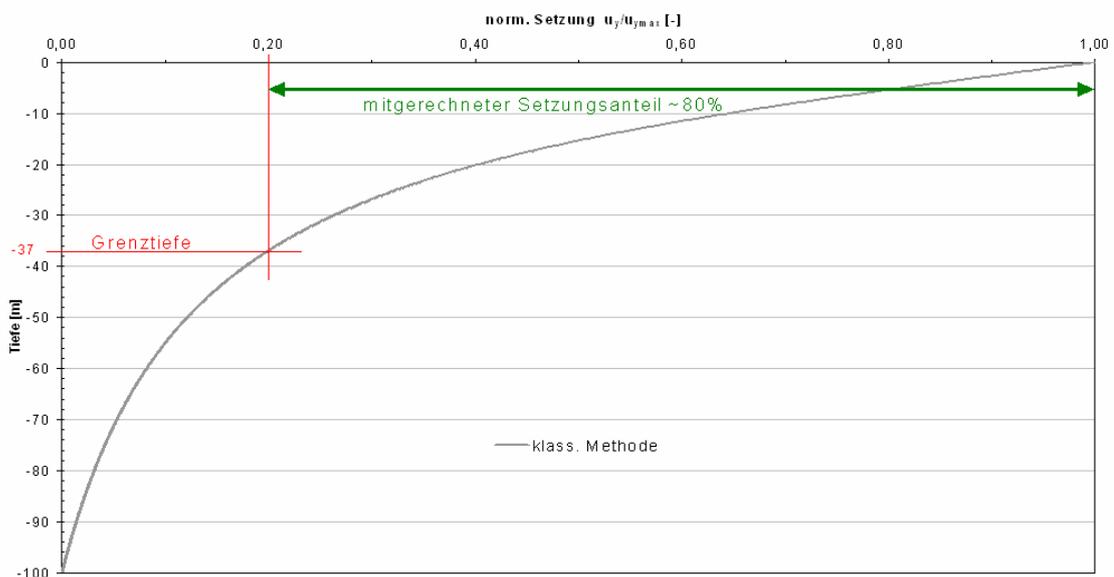


Abbildung 73: Setzung klassische Methode - Verlust durch Grenztiefe

Bei derselben Analyse der Ergebnisse der Berechnung mittels FE-Programm und der Nutzung des MC-Modells ergibt sich eine Setzung von 20 [cm] und eine Grenztiefe von circa 34 [m]. Wenn man auch hier die Setzungen bei der Grenztiefe abschneidet ergibt sich ein Verlust von rund 18% (Abbildung 74).

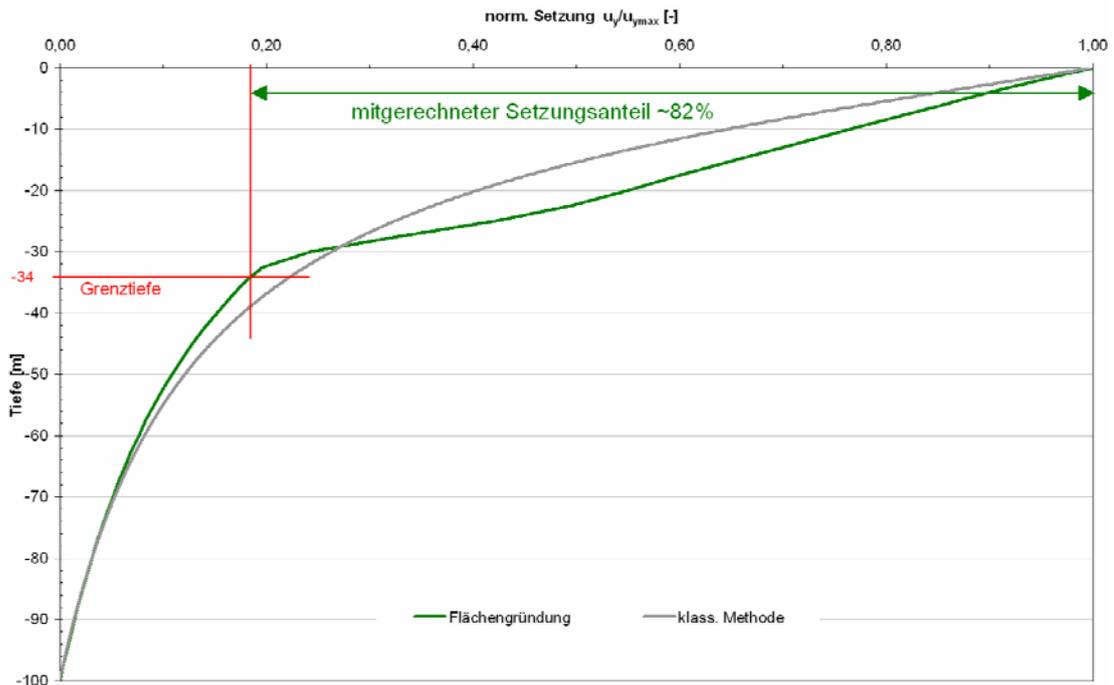


Abbildung 74: FE-Berechnung MC - Verlust durch Grenztiefe

Wenn man die oben beschriebene Vorgehensweise auf die Ergebnisse der KPP anwendet, ergibt sich eine Grenztiefe von rund 46 [m] unter GOK (16 [m] unter UK Pfähle). Bei dieser Grenztiefe wurden aber erst 60% der Setzungen erzeugt. Das heißt es gingen 40% der Setzungen verloren. Bei der reinen Pfahlgründung würden circa 27% der Setzung nicht mitgerechnet (Abbildung 75).

Bei die Näherung durch einen Fundamentblock treten circa 67% der Setzungen erst unter der Grenztiefe (Grenztiefe ~41 [m]) auf. (Setzung 7 [cm])

Eine weitere Annahme zur Setzungsberechnung wäre die gesamte Last des Bauwerks an der Unterkante der Pfähle abzuleiten. Diese Annahme, wenn die Setzungsberechnung nach der Grenztiefe beendet wird, ergibt eine wesentlich kleiner Setzung als mit der Flachgründung (~12 [cm]).

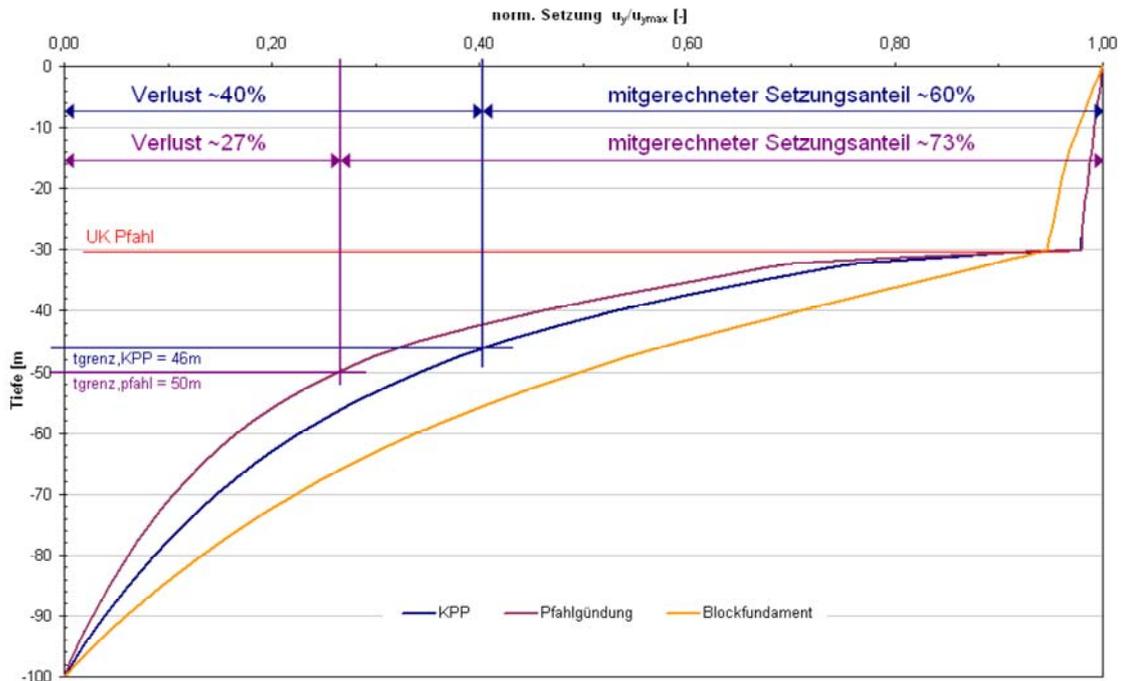


Abbildung 75: Verlust durch Grenztiefe – KPP und Pfahlgründung (KPP_MC_01, Pfahlgründung_MC)

Zwei weit verbreitete Berechnungsannahmen sind im folgenden Bild zu sehen

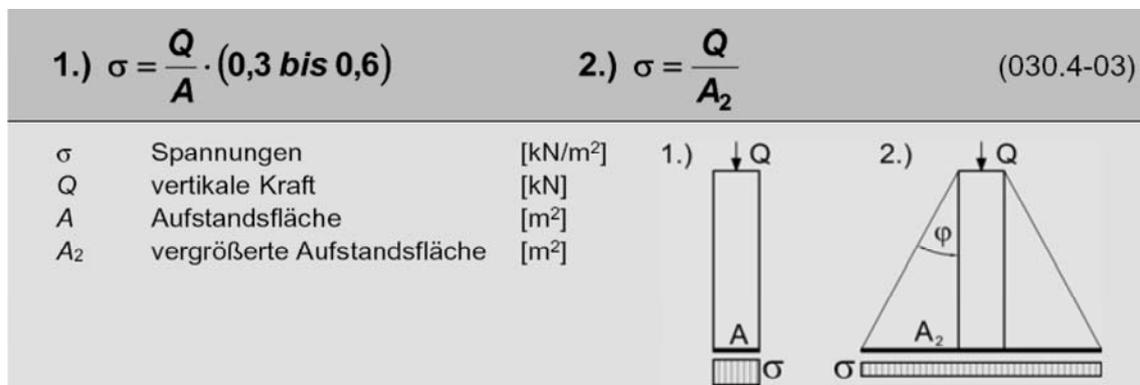


Abbildung 76: Varianten der Spannungsminderung [10]

Aus den FE-Berechnungen der KPP und der Pfahlgründungen können durch horizontale Schnitte in der Ebene der Pfahlköpfe die Spannungsverhältnisse in diesen Bereichen ermittelt werden. In Abbildung 77 ist der Pfahlfußbereich der Berechnung KPP_MC_01 zu sehen. Hierbei ist zu erkennen, dass im Kernbereich der Gründung noch ca. 140 bis 150 [kPa] wirken. Über die Fläche gemittelt sind dies circa 130 [kPa]. Dies sind circa 40% der aufgetragenen Spannung. Aus der klassischen Berechnung mit 130 [kPa] in 30 [m] angreifend ergibt sich eine Setzung von 65 [mm]. Aus der FE-Berechnung kommen im

gleichen Fall ~ 90 [mm] Setzung. Dadurch würde sich hierbei ein Wert für die Gleichung 1. in Abbildung 58 von 0,4 ergeben.

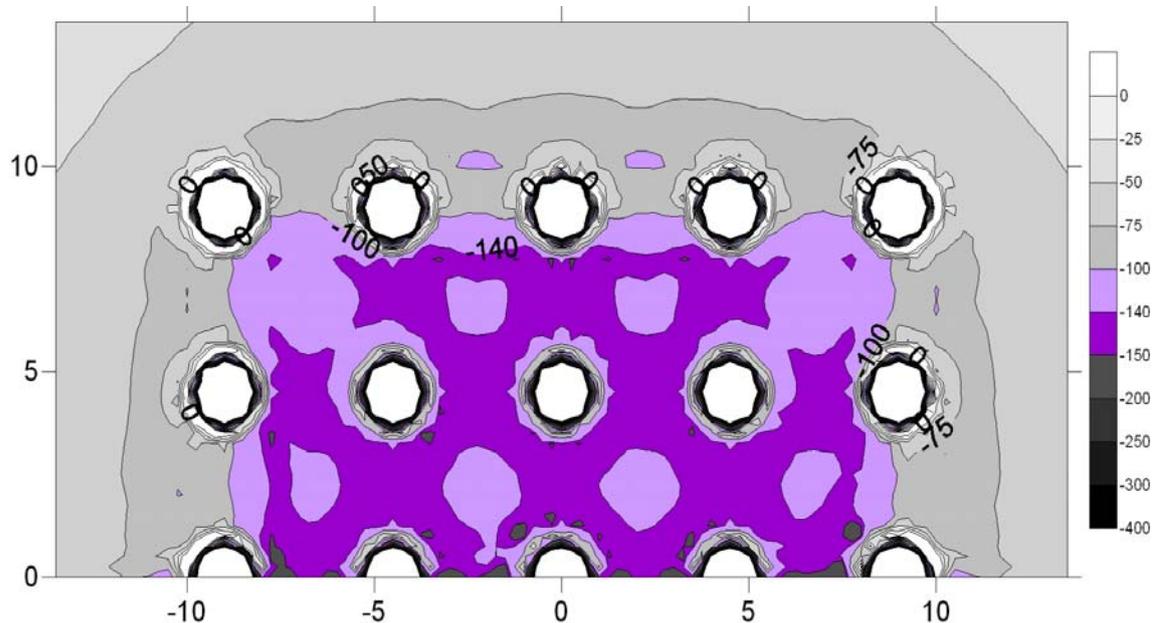


Abbildung 77: horizontaler Schnitt bei -30,10; $\Delta\sigma_{yy}$ (KPP_MC_01)

Ermittelt man für die Pfahlgründung die mittlere zusätzliche Spannung in circa 30 [m] Tiefe erhält man ~ 166 [kPa] und damit eine Setzung von 80 [mm]. Bei der FE-Berechnung erhält man ~ 135 [mm] Setzung. Daraus kann man erkennen, dass mit der Abminderung der Spannung in der Tiefe des Pfahlfußes die Setzungen der gesamten Tiefgründung unterschätzt werden. Dadurch würde sich hierbei ein Wert für die Gleichung 1 in Abbildung 76 von 0,5 ergeben.

In beiden Berechnungen entsprechen die Abminderungswerte in den angebenen Wertebereich von 0,3 bis 0,6 [-].

11.4.4 Zusammenfassung

Durch die durchgeführten Simulationen konnte festgestellt werden, dass eine Setzungsvorhersage bei Tiefgründungen durch einfache Methoden (Reduktion auf Flachgründung, ...) sehr eingeschränkt möglich ist.

Problematisch ist dabei die Einschätzung der in die Setzungsberechnung einbezogene Modelltiefe (Wahl der Grenztiefe). Durch die Berechnung mit linear-elastischem Material stellt sich weiters die Schwierigkeit der Schätzung der repräsentativen Steifigkeit. Werden Modelle angewandt wie in

Abbildung 76 zeigt, stellt sich das Problem um welchen Wert die Spannung abgemindert werden sollte oder welche Fläche eingerechnet werden sollte. Bei Tiefgründungen ist eine Berechnung mit einem dreidimensionalen FE-Programm unumgänglich um eine richtige Abschätzung des Verhaltens der Gründung zu bekommen. Eine Näherung mittels zweidimensionaler FE-Programme kann auch nur schwierig durchgeführt werden. Das Spannungsverhalten eines Einzelfahles kann durch eine axialsymmetrische Berechnung zweidimensional durchgeführt werden, aber bei komplexeren ist eine dreidimensionale Berechnung nötig. Durch eine plane strain Berechnung kann keine hinreichend genaue Berechnung durchgeführt werden, da die Spannungsausbreitung zwischen plane strain und 3D bzw. axialsymmetrisch unterschiedlich ist. Dies zeigt der Vergleich der zusätzlichen vertikalen Spannungen zwischen plane strain und axialsymmetrischen Berechnungen bei Kapitel 6.1 Abbildung 14.

12 ZUSAMMENFASSUNG

Aufgrund der durchgeführten Berechnungen zum Einfluss der Modelltiefe auf die Setzungsermittlung konnte gezeigt werden, dass beim MC-Modell die angenommene Netztiefe einen maßgeblichen Einfluss auf die Ergebnisse hat. Durch die höherwertigen Materialgesetze (HS und HSS) kann dieser Einfluss ausgeschaltet werden. Weiters konnte im Zuge dieser Berechnung bewiesen werden, dass sich eine zu kleine Modellbreite auf die Setzungsergebnisse signifikant auswirken kann. Durch die Modellgrenzen wird die Ausbreitung der Spannungen zur Seite verhindert und führt zu einem konstanten Wert der zusätzlichen vertikalen Spannungen. Dadurch erhöhen sich auch die Setzungen, da auch noch aus großer Tiefe Setzungsanteile produziert werden. In den Materialgesetzen HS und HSS wird dies durch die spannungsabhängige Steifigkeit weitestgehend verhindert.

Durch die Auswertung der vertikalen zusätzlichen Spannungen konnte ermittelt werden, dass sich bei den Materialgesetzen Mohr-Coulomb, Hardeing Soil und Hardening Soil mit small strain stiffness die Spannungsausbreitung im Boden anders verhält als beim linear elastischem Materialgesetz. Die Spannungsausbreitung erfolgt schräg nach unten und folgt nicht den aus der Literatur bekannten Spannungszwiebeln. Durch diesen Verlauf der Spannungen tritt bei höheren Lastverhältnissen eine Änderung der Setzungsmulde auf. Das Fundament erreicht an der Außenkante eine geringfügig größere vertikale Verformung als im Zentrum.

Die Analyse der Berechnungen der Tiefgründungen zeigte, dass eine Abschätzung der Setzungen mittels klassischer Methoden nur sehr eingeschränkt möglich ist. Für eine realistische Einschätzung des Setzungsverhaltes von Tiefgründungen ist es unumgänglich dreidimensionale FE-Berechnungen zu erstellen. Für die Verwendung der höherwertigen Materialgesetze sprechen dieselben Vorteile wie bei den zweidimensionalen Berechnungen.

Literaturverzeichnis

- [1] Österreichisches Normungsinstitut Wien / Fachnormenausschuß Grundbau, 1983, "ÖNORM B 4431-1 Erd- und Grundbau; Zulässige Belastungen des Baugrundes; Setzungsberechnungen für Flächengründungen".
- [2] Hintner, J., 2008, "Analyse der Fundamentverschiebungen infolge vertikaler und geneigter Belastung", Institut für Geotechnik, Univ. Stuttgart, Stuttgart.
- [3] Brinkgreve, R., and Broere, W., "Plaxis 2D Material Models Manual Version 9.0".
- [4] Benz, T., 2007, "Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences", Institut für Geotechnik, Univ. Stuttgart, Stuttgart.
- [5] Österreichisches Normungsinstitut Wien / Fachnormenausschuß Grundbau, 1999, "ÖNORM B 4435-2 EUROCODE-nahe Berechnung der Tragfähigkeit".
- [6] Vermeer, P.A., 2001, "Skriptum Geotechnik I.2 Grundbau", Institut für Geotechnik, Univ. Stuttgart, Stuttgart.
- [7] Schmidt, H., 2001, "Grundlagen der Geotechnik", Teubner, Stuttgart.
- [8] Brinkgreve, R.B.J., Swolfs, W.M., and et al., 2007, "Plaxis 3D Foundation Manual".
- [9] Hanisch, J., 2002, "Kombinierte Pfahl-Plattengründungen", Ernst & Sohn, Berlin.
- [10] Pech, A., 2005, "Gründungen", Springer, Wien [u.a.].
- [11] Lang, H., 2007, "Bodenmechanik und Grundbau", Springer, Berlin [u.a.].