

Diplomarbeit

Numerische Modellierung eines tiefen Schlitzwandschachtes im überkonsolidierten Boden des Wiener Raums

ausgeführt zum Zwecke der Erlangung des akademischen Grads
Diplom-Ingenieur
eingereicht an der TU Wien, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwesen

Diploma Thesis

Numerical modelling of a deep excavation in the overconsolidated soil of Vienna

Submitted in satisfaction of the requirements for the degree of
Diplom-Ingenieur
of the TU Wien, Faculty of Civil and Environmental Engineering

von

Aleksandar Kostadinovic, BSc

Matr.Nr.: 01525776

Betreuung: Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. **Dietmar Adam**
Univ. Ass. Dipl.-Ing. **Julian Sigmund, BSc**
Institut für Geotechnik
Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik
Technische Universität Wien,
Karlsplatz 13/220-2, 1040 Wien, Österreich

Wien, im November 2023



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Kurzfassung

Die vorliegende Diplomarbeit befasst sich mit der numerischen Modellierung eines rund 33 m tiefen Schlitzwandschachtes im überkonsolidierten Boden des Wiener Raums, der im Zuge des U-Bahn Ausbaues als verbleibende Baugrubensicherung in das neuerrichtete Schachtbauwerk der U2-Station Matzleinsdorfer Platz integriert wird. Aufgrund der unmittelbaren Nähe zu verformungssensiblen Bestandsobjekten wurde eine umfangreiche messtechnische Verformungsüberwachung vorgesehen.

Es werden auf der Finiten-Elemente-Methode basierende, numerische zweidimensionale und dreidimensionale Berechnungsmodelle mithilfe der Software *Plaxis* erstellt. Dabei werden höherwertige, elasto-plastische Materialmodelle mit isotroper Verfestigung (Hardening Soil Modell mit bzw. ohne *small strain stiffness*) verwendet. Die in der Finite-Elemente-Berechnung angewendeten Bodensteifigkeitsparameter des Hardening Soil Modells (HS-Modell) wurden dabei aus Labor- und Feldversuchen abgeleitet. Darüber hinaus werden zusätzliche Stoffparameter für das Hardening Soil Modell mit *small strain stiffness* (HSS-Modell) auf Basis der Literatur ermittelt. Aufgrund der geringen hydraulischen Durchlässigkeit der miozänen Bodenschichten wird der Einfluss verschiedener Drainagebedingungen (drainiert, undrainiert, Konsolidation) auf das Verformungsverhalten der Schlitzwände und der Aushubsole des Schachtes untersucht. Daraus ergeben sich insgesamt 24 unterschiedliche Berechnungsmodelle.

Zur Validierung der Modelle werden die Ergebnisse der Verformungsberechnung den in-situ Messergebnissen des ausgeführten Schachtes gegenübergestellt.

Weiters wird eine Bodenparameter- sowie Sensitivitätsstudie durchgeführt, um die Einflüsse der Bodenparameter und Bauteilsteifigkeiten auf das Verformungsverhalten des Schachtes zu analysieren. Dabei wird der Einfluss der geologischen Vorbelastung der überkonsolidierten, miozänen Bodenschichten anhand der Variation des *Pre-Overburden-Pressure (POP)* sowie eine Variation der Scher- und Steifigkeitsparameter auf Basis einer statistischen Normalverteilung und deren Standardabweichung untersucht. Zusätzlich wird der Einfluss der Bauteilsteifigkeiten des Schachtes auf das Verformungsverhalten der Schlitzwände und der Aushubsole untersucht, indem die Schlitzwanddicke der Baugrubenumschließung und die Breite der Betonaussteifungsträger variiert werden.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Abstract

This diploma thesis deals with the numerical modelling of a 33 m deep excavation in the overconsolidated soil of Vienna. The retaining walls of the pit were realized by diaphragm walls which will be integrated into the newly erected shaft of the new metro station Matzleinsdorfer Platz. Due to deformation-sensitive adjacent buildings, extensive deformation monitoring was planned.

Numerical 2D- and 3D-models based on the finite element method are created using the *Plaxis* software. Higher quality, elastoplastic material models with isotropic hardening are used. The soil stiffness parameters of the Hardening Soil Model (HS model) used in the finite element calculation were derived from laboratory and field tests. Also, additional material parameters for the Hardening Soil model with small strain stiffness (HSS model) are determined based on an extensive literature study. Due to the low hydraulic permeability of the miocene soil layers, the influence of different drainage conditions (drained, undrained, consolidation) on the deformation behaviour of the diaphragm walls and the excavation base is also investigated. This results in a total of 24 calculation models.

The results of the deformation calculation are compared with the in-situ measurement results of the actual shaft to validate the soil stiffness parameters and the material models used in the calculations. After a detailed discussion of the calculation results, a suitable calculation model is selected for the further soil parameter and sensitivity study.

In the soil parameter study, the influence of the pre-consolidation pressure of the overconsolidated, miocene soil layers on the deformation behaviour of the diaphragm walls and the excavation base is investigated by means of the variation of the pre-overburden pressure (*POP*) in the calculation model. Furthermore, assuming that all applied soil parameters are statistically describable by a normal distribution, both the shear parameters and the stiffness parameters are varied in the calculation model, depending on the standard deviations estimated from literature. The thickness of the diaphragm wall and the width of the concrete beam props are varied in the course of the sensitivity study to investigate the influence of the structural elements of the shaft on the deformation behaviour of the diaphragm walls and the basal heave.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich mich bei all denjenigen bedanken, die mich während meines Studiums unterstützt und mich bei der Erstellung dieser Diplomarbeit motiviert haben.

Allen voran geht mein Dank an meinen betreuenden Professor, Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. Dietmar Adam, der während meines Bachelorstudiums mein Interesse an der Geotechnik erweckt hat. Die von ihm eingebrachte fachliche Expertise war von unschätzbarem Wert für meine Arbeit. Ein ebenso großer Dank gebührt meinem betreuenden Assistenten, Herrn Univ. Ass. Dipl.-Ing. Julian Sigmund, der mich bei der Erstellung der Diplomarbeit tatkräftig unterstützt hat. Sein Fachwissen, seine Geduld und seine nützlichen Ratschläge waren unerlässlich für den Erfolg meiner Arbeit.

Ein besonders großer Dank geht an Herrn Dipl.-Ing. Franz Krepper von der Magistratsabteilung 29 für Brückenbau und Grundbau in Wien, ohne dem es die hier vorliegende Diplomarbeit gar nicht geben würde. Er hat gemeinsam mit Herrn Ing. Martin Kronberger von der Wiener Linien GmbH & Co KG im Zuge der 13. Österreichischen Geotechniktagung Anregungen zur Nachrechnung des Schachtes Triester Straße gegeben und die Erstellung der Diplomarbeit damit initiiert. In diesem Zusammenhang möchte ich mich bei allen Beteiligten des Bauprojektes für die zur Verfügung gestellten Projektunterlagen bedanken. Insbesondere bei Herrn Dipl.-Ing. Nikolaus Hödlmoser von der Magistratsabteilung 29 und Herrn Dipl.-Ing. Reinhard Demberger von der Terrestris Vermessungs GmbH möchte ich mich für den anregenden fachlichen Austausch bedanken.

Außerdem möchte ich mich bei dem Arbeitsausschuss für Tunnelbau im urbanen Raum der Österreichischen Forschungsgesellschaft Straße-Schiene-Verkehr bedanken, bei dem ich die Möglichkeit hatte im Zuge einer Arbeitssitzung meine Diplomarbeit vorzustellen und Erfahrungen des Ausschusses in meine Arbeit einfließen zu lassen.

Auch außerhalb des universitären Bereichs verdanke ich zahlreichen Menschen meinen Werdegang, wie so auch Herrn Dipl.-Ing. Alois Zorn, der als Ziviltechniker selbstständig tätig ist und mir tagtäglich aufzeigt, was es bedeutet den Ingenieursberuf mit Passion und Leidenschaft auszuüben. Ebenso möchte ich mich bei meinen Kommilitonen und Freunden bedanken, die mich während des Studiums angespornt haben und mit denen ich zahlreiche fachliche Debatten führen und Meilensteine feiern durfte. Besonders meiner Partnerin Milica möchte ich danken, da sie mich während der Verfassung dieser Arbeit unentwegt unterstützt hat und mir während schwieriger Zeiten stets mit einem offenem Ohr zur Seite stand. Mein größter Dank gebührt jedoch meiner Familie und insbesondere meinen Eltern, Milena und Novica, die mir durch ihre Anstrengungen mein Studium ermöglicht haben. Auch bei meiner Schwester Dragana möchte ich mich für die Unterstützung bedanken. Bez vaše muke nikada ne bih imao tu mogućnost. Hvala vam za sve!



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Inhaltsverzeichnis

1	Einleitung	11
1.1	Motivation und Zielsetzung der Arbeit.....	11
1.2	Aufbau und Inhalt der Arbeit.....	12
2	Beschreibung des Bauprojekts Schacht Triester Straße	13
2.1	Lage und Untergrundverhältnisse	14
2.2	Bauausführung.....	19
2.3	Projektdaten	24
2.4	Messtechnische Überwachung des Bauprojekts	24
2.4.1	Inklinometermessdaten für die Erfassung von Schlitzwandverformungen	25
2.4.2	Schlauchwaagensystem für die Erfassung von Schlitzwandhebungen	27
2.4.3	Extensometermessdaten für die Erfassung der Hebungen der Aushubsohle	29
2.4.4	Hebungskompensation durch hydraulische Pressen	31
2.4.5	Geodätische Messungen	34
2.4.6	Lastüberwachung des hydraulischen Aussteifungshorizonts.....	36
2.4.7	Grundwasserentspannung und erhobene Grundwassermessdaten	37
3	Numerische Modellierung in der Geotechnik	39
3.1	Grundlagen der Finite-Elemente-Methode in der Geotechnik	39
3.1.1	Definition der Anfangs- und Randbedingungen	39
3.1.2	Diskretisierung des Berechnungsmodells.....	41
3.1.3	Generieren des Anfangs- bzw. Primärzustandes.....	42
3.1.4	Modellierung und Berücksichtigung des Grundwassers	45
3.1.5	Drainierte und undrainierte Analyse	47
3.2	Stoffmodelle für Böden	48
3.2.1	Lineare Elastizität.....	48
3.2.2	Linear elastische - ideal plastische Materialmodelle.....	51
3.2.2.1	Das Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell)	54
3.2.3	Elastisch – plastische Materialmodelle mit isotroper Verfestigung.....	56
3.2.3.1	Das Hardening Soil Modell (HS-Modell).....	57
3.2.3.2	Das Hardening Soil Modell mit small strain stiffness (HSS-Modell).....	67
3.3	Probabilistische Betrachtungen in der Geotechnik	72
3.4	Aktuelle Literatur	75

4	Ebene Finite-Elemente-Berechnung mit Plaxis 2D	77
4.1	Modellierung und Ausgangskonfiguration	77
4.2	Definition der Untergrundverhältnisse.....	81
4.3	Bodenmechanische Eingangsparameter für das ebene Rechenmodell	85
4.3.1	Hardening Soil Paramater.....	85
4.3.2	Ermittlung der Bodenparameter des HSS-Modells	87
4.3.3	Zusammenfassung der ermittelten Bodenparameter.....	90
4.4	Modellierung der Konstruktionselemente	92
4.4.1	Mittelschlitzwände	92
4.4.2	Außenschlitzwände, Bodenplatte und Spundwände	97
4.4.3	Betonaussteifungsträger und hydraulische Aussteifung.....	99
4.4.4	Lagerung der Aussteifungsträger auf der Mittelschlitzwand	100
4.5	Netzgenerierung	103
4.6	Aufbau des 2D-Modells.....	104
5	Räumliche Finite-Elemente-Berechnung mit Plaxis 3D	109
5.1	Modellierung und Ausgangskonfiguration	109
5.2	Definition der Untergrundverhältnisse.....	112
5.3	Bodenmechanische Eingangsparameter für das räumliche Rechenmodell	113
5.4	Modellierung der Konstruktionselemente	115
5.4.1	Mittelschlitzwände	115
5.4.2	Außenschlitzwände, Bodenplatte und Spundwände	116
5.4.3	Betonaussteifungsträger und hydraulische Aussteifung.....	117
5.5	Netzgenerierung	119
5.6	Aufbau des 3D-Modells.....	121
6	Analyse und Interpretation der Ergebnisse	125
6.1	Horizontalverformung der Baugrubenumschließung.....	126
6.1.1	Horizontalverformungen der drainierten Berechnung	127
6.1.2	Horizontalverformungen der undrainierten Berechnung	130
6.1.3	Horizontalverformungen der Konsolidationsberechnung.....	133
6.1.4	Vergleich der Berechnungsmethoden und Interpretation der Ergebnisse	137
6.2	Hebung der Baugrubensohle	142
6.2.1	Berechnungsergebnisse aus der drainierten Analyse	142
6.2.2	Berechnungsergebnisse aus der undrainierten Analyse	146
6.2.3	Berechnungsergebnisse aus der Konsolidationsanalyse	150
6.2.4	Vergleich der Berechnungsmethoden und Interpretation der Ergebnisse	154
6.3	Hebung der mittleren Schlitzwandpfeiler.....	159
6.3.1	Analyse der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand	160

6.3.2	Analyse der absoluten Hebungen der Mittelschlitzwand	166
6.4	Normalkraft der temporären Stahlaussteifungen	169
7	Parameter- und Sensitivitätsstudie	175
7.1	Auswirkung der Steifigkeit der Baugrubenumschließung	176
7.2	Auswirkung der Steifigkeit der Betonaussteifungsträger	178
7.3	Auswirkung der geologischen Vorbelastung	181
7.4	Auswirkung der probabilistisch ermittelten Bodenparameter.....	184
8	Zusammenfassung und Ausblick	189
	Literaturverzeichnis	193
	Abbildungsverzeichnis	201
	Tabellenverzeichnis	209
	Anhang	213



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

1 Einleitung

1.1 Motivation und Zielsetzung der Arbeit

Da Berechnungsparameter üblicherweise anhand von Laboruntersuchungen an gestörten Bodenproben abgeleitet werden [2], resultieren aus Verformungsberechnungen häufig konservative, die tatsächlichen Verformungen überschätzende Ergebnisse [14]. Es gilt somit zu untersuchen, wie aus Labor- und Feldversuchen abgeleitete Modellparameter anhand von ausgeführten Bauwerken mit realen Messergebnissen zu bewerten sind. Hierfür können aus Selbstbohrpressiometern (Feldversuchen) abgeleitete Hardening Soil Parameter, die realitätsnahe Steifigkeitsparameter wiedergeben, herangezogen werden. Dabei werden Vergleichsrechnungen zwischen Parametern die aus Feldversuchen und Parametern die aus Laborversuchen ermittelt wurden, angestellt.

Der Themenbereich der Diplomarbeit umfasst die numerische Modellierung eines tiefen Schlitzwandschachtes im überkonsolidierten Boden des Wiener Raumes. Für die numerische Modellierung und nachfolgende Analyse des Schachtes wird die Finite-Elemente-Software *Plaxis 2D* und *3D* verwendet. Zur Abbildung realitätsnaher Verformungsbilder unter Berücksichtigung des aktuellen Forschungsstandes (*state of the art*) wird für die Analyse das höherwertige Hardening Soil Stoffmodell (HS-Modell) verwendet. Die Ergebnisse der Verformungsberechnung werden anschließend den in-situ Messergebnissen des ausgeführten Schachtes gegenübergestellt. Die Validierung der errechneten Schlitzwandverformungen erfolgt anhand von Inklinometermessungen. Die errechneten Schachtsohlhebungen, die im Zuge des Aushubes auftreten, werden anhand von Setzungs- bzw. Hebungsmessungen mittels Schlauchwaagen und Nivellements validiert.

In der anschließenden Bodenparameterstudie wird der Einfluss der geologischen Vorbelastung der überkonsolidierten Bodenschichten auf das Verformungsverhalten der Schlitzwände und der Aushubsohle untersucht. Unter der Annahme, dass alle angewendeten Bodenkenngrößen durch eine Normalverteilung statistisch beschreibbar sind, werden sowohl die Scherparameter als auch die Steifigkeitsparameter, in Abhängigkeit von aus Literaturwerten abgeschätzten Standardabweichungen, im Berechnungsmodell variiert. Zusätzlich wird der Einfluss der Bauteilsteifigkeiten des Schachtes auf das Verformungsverhalten der Schlitzwände und der Aushubsohle untersucht, indem die Schlitzwanddicke der Baugrubenumschließung und die Breite der Betonaussteifungsträger variiert werden.

Durch den Vergleich zwischen den FEM-Berechnungsergebnissen und den tatsächlichen Messergebnissen sollen Stoffparameter (Bodensteifigkeiten) und Modellierungsansätze (Modellbildung Schlitzwand) auf Plausibilität und konkrete Anwendungsmöglichkeiten

überprüft und bewertet werden. In weiterer Folge könnten Erkenntnisse dieser Diplomarbeit bei zukünftigen, vergleichbaren Projekten im Bereich des Wiener Raumes Anwendung finden, um realitätsnähere Verformungsberechnungen durchzuführen und somit wirtschaftlichere Konstruktionen herstellen zu können.

1.2 Aufbau und Inhalt der Arbeit

Zunächst wird in Abschnitt 2 das Bauprojekt „Schacht Triester Straße“ vorgestellt. Neben den Konstruktionselementen des Schachtes und den Bodenverhältnissen wird die messtechnische Überwachung des Schachtes beschrieben. In Abschnitt 3 wird die generelle Entwicklung eines Finite-Elemente-Modells zur Lösung geotechnischer Problemstellungen beschrieben. Es werden Stoffmodelle für Böden präsentiert, wobei das den numerischen Berechnungen zu Grunde gelegte Hardening-Soil-Modell (HS) und das Hardening-Soil-Modell mit *small strain stiffness* (HSS) näher erläutert werden. Weiters werden Korrelation zur Abschätzung von HS- und HSS-Steifigkeitsparametern vorgestellt. In Abschnitt 4 wird auf die Entwicklung des ebenen Modells eingegangen. Die Modellierung der Konstruktionselemente des Schachtes wird beschrieben und es werden zusätzliche HSS-Parameter ermittelt. In Abschnitt 5 wird die Vorgehensweise bei der Modellierung des räumlichen Modells näher erläutert. In Abschnitt 6 werden die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnung den in-situ Messergebnissen des ausgeführten Schachtes gegenübergestellt. Dabei werden die errechneten Schlitzwandverformungen anhand von Inklinometermessungen validiert und die errechneten Hebungen der Aushubsohle werden anhand von Hebungsmessungen mittels Schlauchwaagen und Nivellements validiert. Anschließend erfolgt eine Interpretation der ausgewerteten Berechnungsergebnisse. Es wird ein die Messergebnisse hinreichend gut wiedergebendes Ausgangsmodell für die in Abschnitt 7 durchgeführte Bodenparameter- und Sensitivitätsstudie ausgewählt. Dabei werden neben den Steifigkeits- und Scherparametern des Bodens auch die Schlitzwanddicke und die Aussteifungsträgerbreite des Schachtes variiert. Abschließend wird in Abschnitt 8 alles zusammengefasst und ein Ausblick gegeben.

2 Beschreibung des Bauprojekts Schacht Triester Straße

Bei dem U-Bahn Ausbau handelt es sich um das zum Zeitpunkt der Diplomarbeitserstellung größte Infrastrukturprojekt Wiens. Neben der Modernisierung des bestehenden U-Bahn Netzes soll mit dem „Linienkreuz U2xU5“ eine Entlastung des öffentlichen Verkehrsnetzes erzielt werden [57]. Dabei entsteht neben der Verlängerung der bestehenden U-Bahn Linie U2 die neue Linie U5. Die U2 wird vom Rathaus bis zum Wienerberg verlängert, wobei sie im Zuge der ersten Baustufe bis zum Matzleinsdorfer Platz geführt wird [57]. Die Streckenführung der neugeplanten U5 erfolgt vom Karlsplatz bis zum 17. Wiener Gemeindebezirk Hernals. Dabei entstehen die U-Bahn-Knotenstationen Rathaus (U2/U5), Matzleinsdorfer Platz (U2/S-Bahn/USTRAB), Neubaugasse (U2/U3), Pilgramgasse (U2/U4) und die Einzelstation Reinprechtsdorfer Straße (U2) [57]. Zusätzlich werden weitere Nebenschächte errichtet (Kaunitzgasse, Augustinplatz und Reinprechtsdorfer Straße), die neben ihrer Funktion als Notausstieg in Verbindung mit den unterirdisch anschließenden Tunnelkavernen einen Gleiswechselbetrieb über Weichenanlagen ermöglichen [57]. Durch die Errichtung der U-Bahn Station Matzleinsdorfer Platz wird die Anbindung mit der Schnellbahn-Stammstrecke ermöglicht, sodass die südliche Stadtregion über die neue U2-Verbindung mit dem zentralen Bereich Wiens besser vernetzt wird [57]. Aus baulich-operativer Sicht dient der Südschacht (Schacht „Triester Straße“) als Startschacht für den kontinuierlichen Tunnelvortrieb der Streckenröhren. Außerdem dient er als Materialhauptumschlagplatz während der Tunnelherstellung, da neben dem Auf- und Abbau der Tunnelbohrmaschine (TBM) auch der gesamte Materialtransport (Aushub, Baumaterialien, etc.) unterirdisch zum Schacht gefördert wird [57]. In Abbildung 2.1 ist die Situierung der beiden Schachtbauwerke der U-Bahn-Station Matzleinsdorfer Platz ersichtlich.

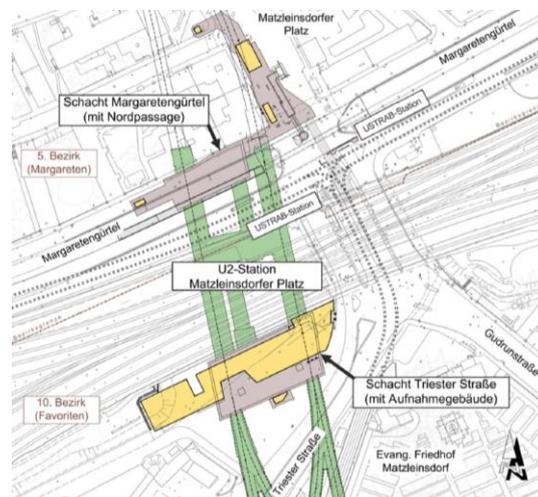


Abb. 2.1: Übersicht der U-Bahn-Station Matzleinsdorfer Platz [57]

2.1 Lage und Untergrundverhältnisse

Bei dem Schachtbauwerk handelt es sich um den südlichen Einstiegsschacht der U-Bahn-Station Matzleinsdorfer Platz in Wien. Der Südschacht „Triester Straße“ ist vom Matzleinsdorfer Platz aus am Ende der Triester Straße im 10. Wiener Gemeindebezirk situiert und befindet sich somit an der Grenze zum 5. Bezirk, in welchem der nördliche Schacht bzw. die Stationspassage „Matzleinsdorfer Platz“ errichtet wird. Die beiden Schächte werden unterirdisch durch Stationsröhren miteinander verbunden, die mittels Neuer Österreichischer Tunnelbauweise (NÖT) aufgeföhren werden [59]. Neben den Stationsröhren werden auch Fahrtreppentunnel, Querschläge und die sich im Südbereich befindlichen Vortriebe für die Abstell- und Wendeanlage mittels NÖT hergestellt. Über den Stationsröhren queren die ÖBB-Süd- und Schnellbahn, die Unterflurstraßenbahn (USTRAB) und die Wiener Gürtelstraße B221 (Gürtel), die als eine der größten Verkehrsadern Wiens gilt (siehe Abbildung 2.2). Südlich vom Schacht Triester Straße liegt die namensgebende und hochfrequentierte Triester Straße, östlich ist der Schacht durch niedrige Bebauung begrenzt und im Westen von der Straßenkreuzung Triester Straße - Gudrunstraße, die unter dem Brückentragwerk der ÖBB in den Gürtel mündet (siehe Abbildung 2.1) [59].

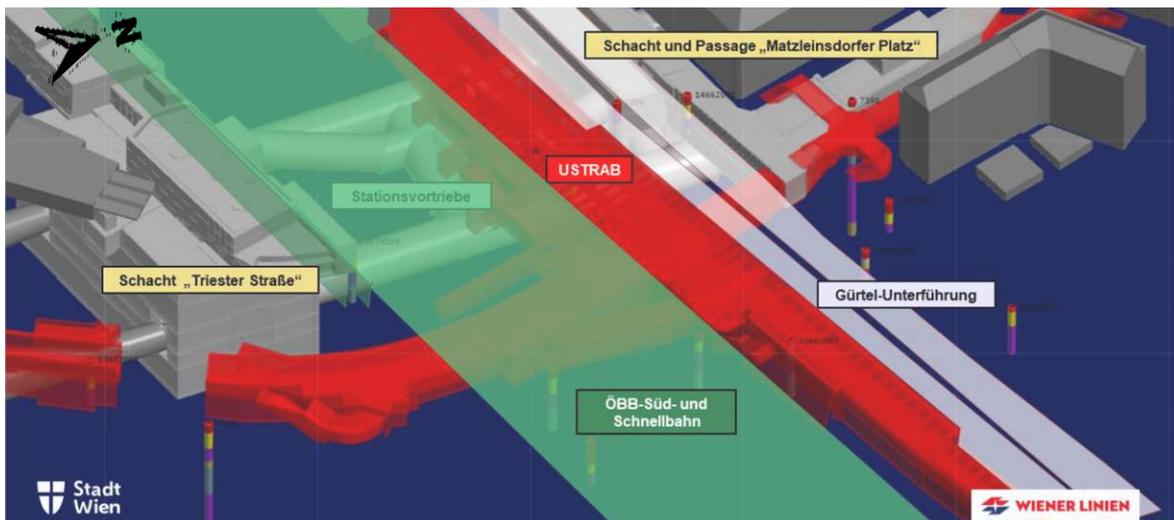


Abb. 2.2: Umgebende Bebauung der U-Bahn-Station Matzleinsdorfer Platz [58]

Aus topographischer Sicht ist der Schacht Triester Straße am nördlichen Abhang des Wienerbergs in Richtung des Wientals gelegen und grenzt nördlich direkt an die Bahnanlage des Matzleinsdorfer Platzes. Das Urgelände ist nahezu eben und liegt ungefähr auf einer Höhe von 47 bis 48 mWN [59].

Zur Auswertung und Beurteilung des Bodens werden Aufschlussbohrungen im unmittelbaren Nahbereich des Schachtes herangezogen. Bei diesen Aufschlüssen handelt es sich um vier Rammkernbohrungen mit Tiefen von 35 bis 50 Metern und Aufschlussbohrungen, die dem Baugrunderkataster Wien entnommen wurden. Die Lage der Baugrunderaufschlüsse kann Abbildung 2.3 entnommen werden [59].

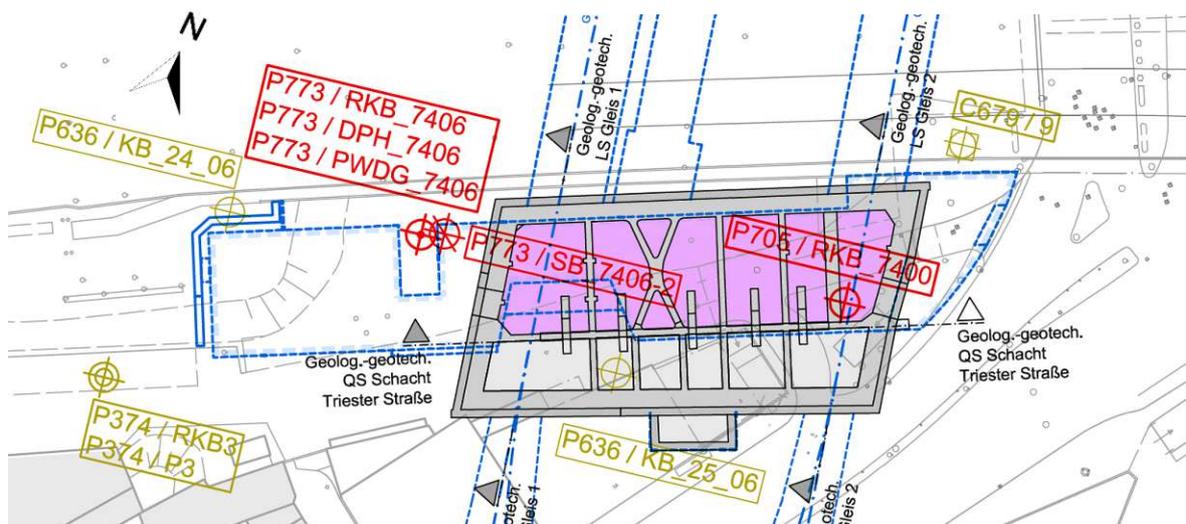


Abb. 2.3: Lage der Baugrundaufschlüsse [66]

Die Untergrundverhältnisse zeichnen sich durch miozäne Ablagerungen des Wiener Beckens („Wiener Tegel“) aus, die von pleistozänen Terrassenschottern überlagert werden. Oberflächennahe sind anthropogene Anschüttungen unterschiedlicher Zusammensetzung vorhanden. Der Schacht ist im Wiener Becken im Bereich der quartären Arsenalterrasse situiert [59]. In Tabelle 2.1 sind der Schichtaufbau des Untergrundes sowie die projektbezogenen Bezeichnungen der Schichten zusammengefasst.

Die anthropogenen Aufschüttungen treten in variierenden Mächtigkeiten von 0,80 bis 3,80 m auf und setzen sich im Allgemeinen aus natürlichen (Steine, Kiese, Sand, Wurzeln, Humus, usw.) und künstlichen Bestandteilen (Beton, Asphalt, Ziegel, Bauschutt, Holz, etc.) zusammen. Sie können in ihrer räumlichen Ausdehnung nicht eindeutig abgegrenzt werden. Im Nahbereich der Bahnanlage ist mit größeren Anschüttungsmächtigkeiten zu rechnen [59].

Tab. 2.1: Schichtaufbau des Untergrundes sowie projektbezogene Bezeichnungen der Bodenschichten gemäß [59]

Kurzbezeichnung	Beschreibung der Bodenschicht
A	Anthropogene Anschüttungen
GA QG 3 - Quartär	Ablagerungen der pleistozänen Terrassen (Quarzschotter der Arsenalterrasse)
GA MZ - Miozän	Ablagerungen des Wiener Beckens (Schluff/Tone, untergeordnet Sande und Kiese des Pannoniums) (GA MZ, untergliedert in MZa, MZb, MZc, MZd)

Der Quarzschotter besteht aus gering bis sehr sandigen, gut gerundeten Fein- bis Grobkiesen von mitteldichter bis dichter Lagerung. Stellenweise kann es zu eingelagerten Sandschichten bzw. Steinen und Blöcken kommen. Im Allgemeinen ist von einem weitgehend homogenen Schichtpaket auszugehen [59]. Im Bereich der Baugrube schwankt die Mächtigkeit des Quarzschotters in Abhängigkeit von der Miozänoberkante und der Anschüttungsunterkante

zwischen 6,00 und 7,00 m, sinkt jedoch tendenziell von Süden nach Norden ab. Bei der Erkundung wurden freie Grundwasserspiegel nahe der Schichtunterkante angetroffen [59]. Die hydraulische Leitfähigkeit ist mit einem Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,h}$ von 1×10^{-4} m/s als mittel durchlässig einzustufen [59].

Die miozänen Ablagerungen des Wiener Beckens lassen sich aufgrund der großen Mächtigkeit als vorherrschende und für die Schachtberechnung maßgebliche Bodenschicht identifizieren. Beim Miozän handelt es sich generell um einen überkonsolidierten, feinkörnigen Boden mit vereinzelt Einschlüssen von Sanden und Kiesen. Diese feinkörnigen Sedimente lassen sich der Formation des Pannoniums zuordnen [59]. Der Großteil dieses Schichtpakets besteht aus tonigen bis stark tonigen Schluffen, jedoch können räumliche Bereiche mit unterscheidbaren Bodenarten abgegrenzt werden. Im *Geotechnischen Bericht* [59] erfolgt eine Untergliederung des Miozäns in die Schichten MZa, MZb, MZc und MZd, wobei die Schichten ähnliche mechanische Eigenschaften und idente Gewichts-, Scher- und Steifigkeitsparameter besitzen.

Bei Schicht MZa handelt es sich um Fein- bis Mittelschluffe mit 20-40% Tonanteil von steifer bis fester Konsistenz. Schicht MZb lässt sich im Gegensatz zu Schicht MZa als Grobschluff mit geringem Tonanteil (<20%) beschreiben [59]. Sie können als wassergesättigt angenommen werden und sind mit einem Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,h}$ von 1×10^{-9} m/s als gering hydraulisch leitfähig einzustufen [59]. Feinsandige Schluffe bis schluffig-tonige Feinsande, die wiederholt als sandige Zwischenlagen oder in Linsenform auftreten, sind in Schicht MZc zusammengefasst. Schicht MZd weist im Vergleich zu den anderen miozänen Schichten einen um den Faktor 10^2 bis 10^3 höheren Durchlässigkeitsbeiwert $k_{f,h}$ auf und unterscheidet sich aus hydraulischer Sicht signifikant von den anderen Schichten des Pannoniums. Diese Schicht kommt in etwa 8 m unter der tiefsten Aushubsole des Schachtes zu liegen und kann als grobkörnige, sandig-kiesige Zwischenlage im Miozän beschrieben werden, die einen voll wassergesättigten Aquifer darstellt. Diese wasserführende Schicht (MZd) wird deshalb zusätzlich zu Brunnen von Obertage durch Vakuum-Drainagelanzen entwässert [59].

In Tabelle 2.2 sind die Bodenschichten gemäß dem *Geotechnischen Gutachten* [59] tabellarisch zusammengefasst. Abbildung 2.4, Abbildung 2.5 und Abbildung 2.6 zeigen geologische Schnitte im Schachtbereich.

Tab. 2.2: Beschreibung der in Tabelle 2.1 angeführten Bodenschichten [59]

Gebirgsart/Schicht	Bezeichnung	Bodenarten (nach Kornverteilung)	geologische Beschreibung
A ¹⁾	Anschüttung, Bauwerke	künstliche Anschüttungen aller Art, Mutterboden, Bauwerke; inkl. allfällige Reste von Lösslehen	Anthropogen, bzw. Mutterboden; inkl. allfällige Reste von Lösslehen
GA QG 3	Quarzschotter Arsenalterrasse	Kies (Quarzkies), sandig, tlw. gering schluffig, rund, mitteldicht-dicht, grau, braun, tlw. verwittert und rötlich	Pleistozäne Quarzschotter der Arsenalterrasse (Donauterrassenschotter), sandige Kiese, vorw. Quarz- und Kristallinkomponenten)
GA MZ	Die Gebirgsart Miozän lässt sich folgendermaßen weiter untergliedern:		
MZa	Miozän Schluff, mit höherem Tonanteil	tonige Schluffe und schluffige Tone steif-(halb)fest, grau, tlw. mit geringmächtigen (Fein-)Sandschichten	Feinkörnige Sedimente des Wiener Beckens (Miozän), Schluffe/Tone, mit wenigen geringmächtigen Sandschichten
MZb	Miozän Schluff, mit geringerem Tonanteil	tonig/sandige Schluffe bzw. Grobschluffe, steif-(halb)fest, grau, tlw. mit geringmächtigen (Fein-)Sandschichten	Feinkörnige Sedimente des Wiener Beckens (Miozän), Schluffe bis Grobschluffe, tonig/sandig, mit Sandschichten
MZc	Miozän, sandig	Fein-Mittelsande, tlw. schluffig, tlw. wasserführend, meist grau, meist mitteldicht-dicht	Feinkörnige Sedimente des Wiener Beckens (Miozän), (schluffige) Fein-Mittelsande
MZd ²⁾	Miozän grobkörnig (sandig/kiesig)	Sande mit Grobsand-Anteil und/oder Kiesanteil, sandige Kiese, tlw. gering schluffig, meist wasserführend, grau, mitteldicht-dicht	Grobkörnige Sedimente des Wiener Beckens (Miozän), Sande mit Grobsand-Anteil und/oder mit Kiesanteil, sandige Kiese, tlw. gering schluffig und/oder steinig

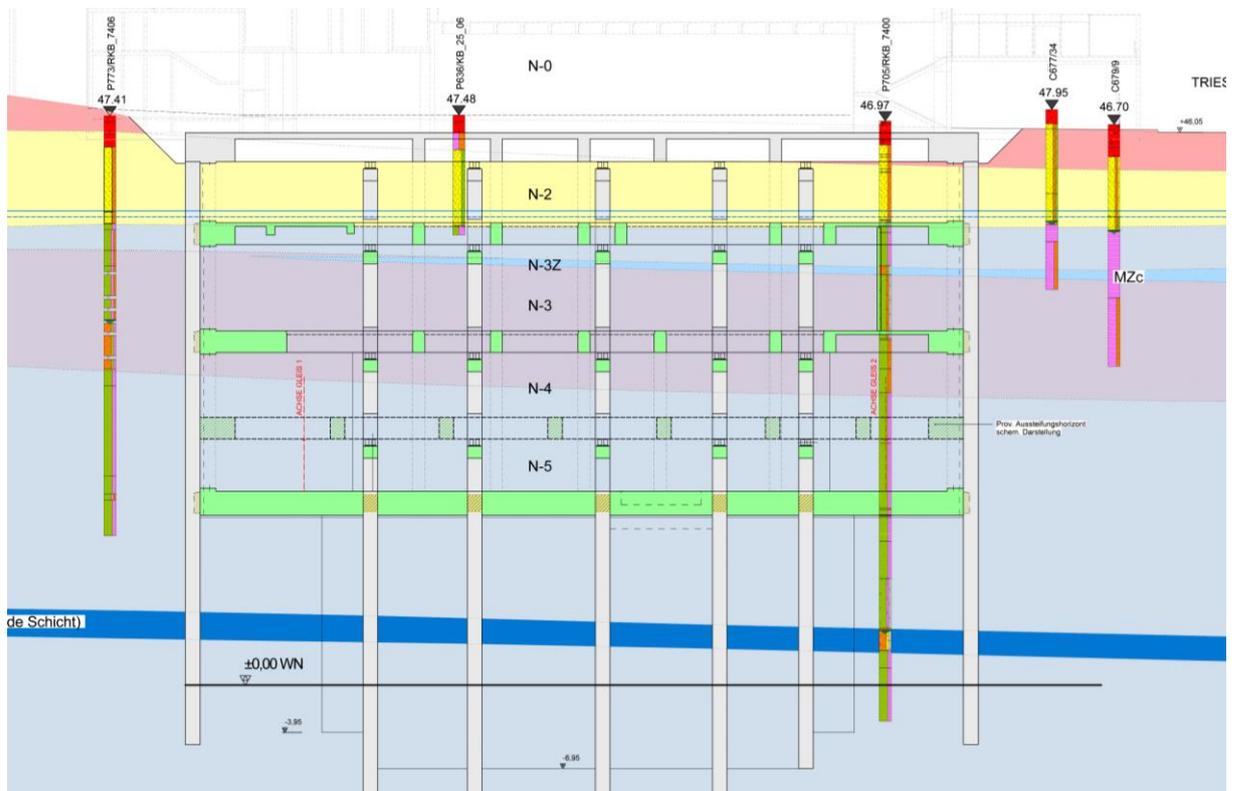


Abb. 2.4: Geologischer Schnitt quer zur Gleisachse in Längsrichtung des Schachtes [75]

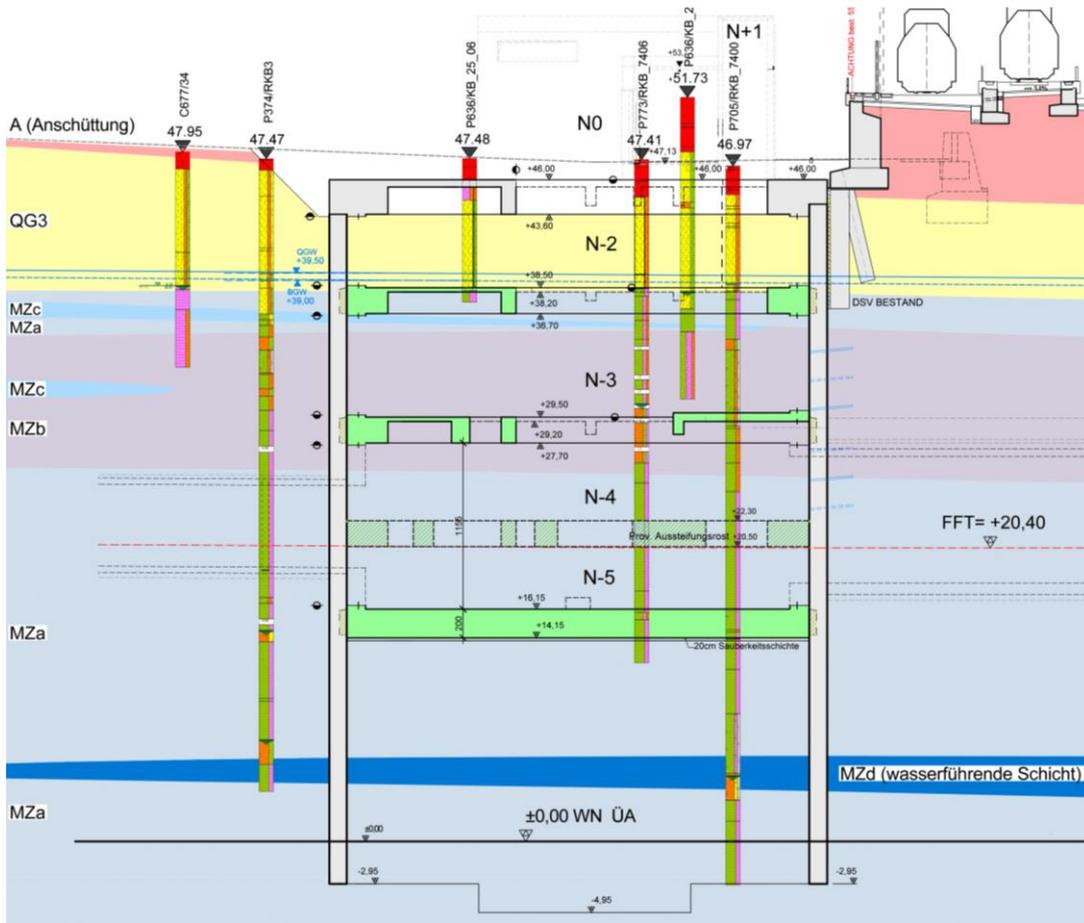


Abb. 2.5: Geologischer Längsschnitt durch das Gleis 1 in Querrichtung des Schachtes [73]

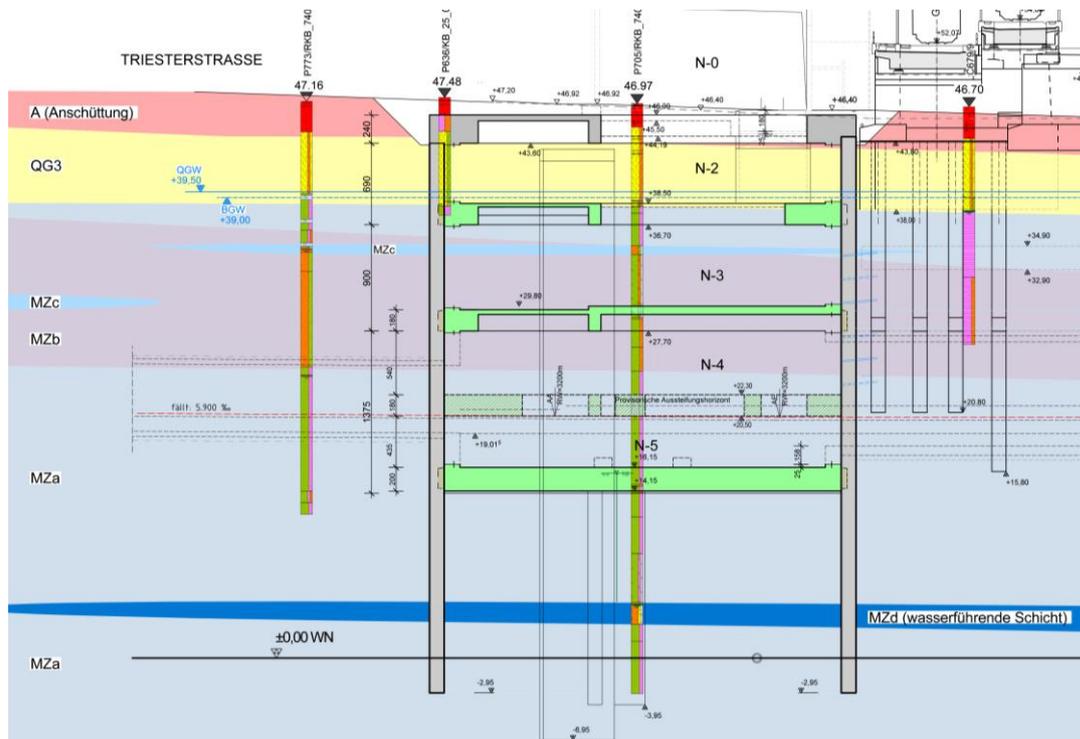


Abb. 2.6: Geologischer Längsschnitt durch das Gleis 2 in Querrichtung des Schachtes [74]

2.2 Bauausführung

Die Baugrubenumschließung des Schachtes Triester Straße wurde mittels einer Schlitzwand mit einer Dicke von 1,20 m ausgeführt. Die Außenschlitzwände dienen während des Bauzustands als Baugrubenwand und werden im Endzustand als tragendes Element in das Bauwerk integriert. Die Schachtherstellung erfolgt in offener Bauweise als Deckelbauweise (Top-Down Methode) [79].

Der Schacht besitzt einen nahezu parallelogramm-förmigen Grundriss mit Außenabmessungen von rund 65 m x 35 m und einer Aushubtiefe von ungefähr 33 m (siehe Abbildung 2.9). Es wurden drei Aussteifungshorizonte hergestellt (Ebenen N-0, N-2 und N-3), die als Halbdeckel mit Aussteifungsträgern aus Stahlbeton ausgeführt wurden. Im Bereich der Ebene N-4 wurde eine temporäre Stahlaussteifung (System Groundforce [64]) errichtet, die nach Herstellung der 2 m dicken Bodenplatte wieder rückgebaut wurde (siehe Abbildung 2.7 und Abbildung 2.12). Neben dem Hauptschacht wurde an der südlichen Seite ein kleiner Einstiegsschacht hergestellt, der den Zugang zur Ebene N-2 ermöglicht. An den südlichen Schachtecken sind ca. 9 m lange Spundwände zur Sicherung oberflächennaher Bereiche eingebracht worden (siehe Abbildung 2.9). Die in Abbildung 2.10 und Abbildung 2.11 dargestellten Aussteifungsträger in den Ebenen N-2 und N-3 unterscheiden sich aufgrund der geringeren Bauteilhöhe von den Trägern in der Ebene N-0 (siehe Abbildung 2.7).

Zusätzlich zu den rund 49 m langen Außenschlitzwänden sind in Schachtmitte weitere freistehende Schlitzwandlamellen (provisorische Mittelpfeiler) errichtet worden, die als Zwischenaufleger für die rund 27 m langen Aussteifungsträger fungieren. Die rund 54 m langen Querlamellen binden ca. 25 m unter der tiefsten Baugrubensohle in den Boden ein und reichen bis zur Unterkante der Aussteifungsträger im Bereich der Ebene N-0 (siehe Abbildung 2.7). Unter der Bodenplatte verläuft orthogonal zu den Querlamellen, parallel zu den Außenschlitzwänden, eine Längsschlitzwand mit einer Einbindelänge von ca. 21 m. Weiters wurden unter der Bodenplatte, unmittelbar neben den Querlamellen, schachtseitig weitere Schlitzwandelemente im Boden hergestellt (siehe Abbildung 2.7 und Abbildung 2.13).

In Schachtlängsrichtung verbindet ein Stahlbetonlängsträger alle Aussteifungsträger miteinander. Der Längsträger erstreckt sich von der westlichen bis zur östlichen Schachtwand und lagert dabei auf den Querschlitzwänden auf. Um auftretende Hebungen der Querlamellen zufolge des Bodenaushubes zu kompensieren, werden die Betonlängsträger auf ein hydraulisches, höhenverstellbares Pressensystem aufgelagert. Beim Erreichen einer vertikalen Grenzverformung der Querschlitzwände von 5 mm werden die Pressen synchron nachgelassen, um den Zwang in den Aussteifungsträgern zu minimieren [65]. Die Durchführung der Längsträger durch die Querlamelle und der Einbau der Pressenaufleger erfolgt in rechteckigen Wanddurchbrüchen („Schlitzwandfenster“ siehe Abbildung 2.8). Eine detaillierte Beschreibung der Auflegersituation im Bereich der Pressen erfolgt im Abschnitt 2.4.4. Die freistehenden Querlamellen sind temporäre Konstruktionselemente und werden nach Fertigstellung aller notwendigen Schachtkonstruktionselemente für den Endzustand rückgebaut.

Die Schlitzwandaarbeiten fanden im Zuge diverser Vorarbeiten gemeinsam mit der Herstellung des ersten Aussteifungshorizontes (Decke N-0) im Zeitraum von September 2018 bis Oktober 2019 statt. Ab November 2019 erfolgte das Abteufen des Schachtes beginnend mit dem Aushub der Ebene N-2 [63]. Im Zuge der Vorarbeiten wurde die Stützmauer im Bereich der Bahnanlage durch Herstellung von Düsenstrahlkörpern (DS-Körpern) unterfangen.

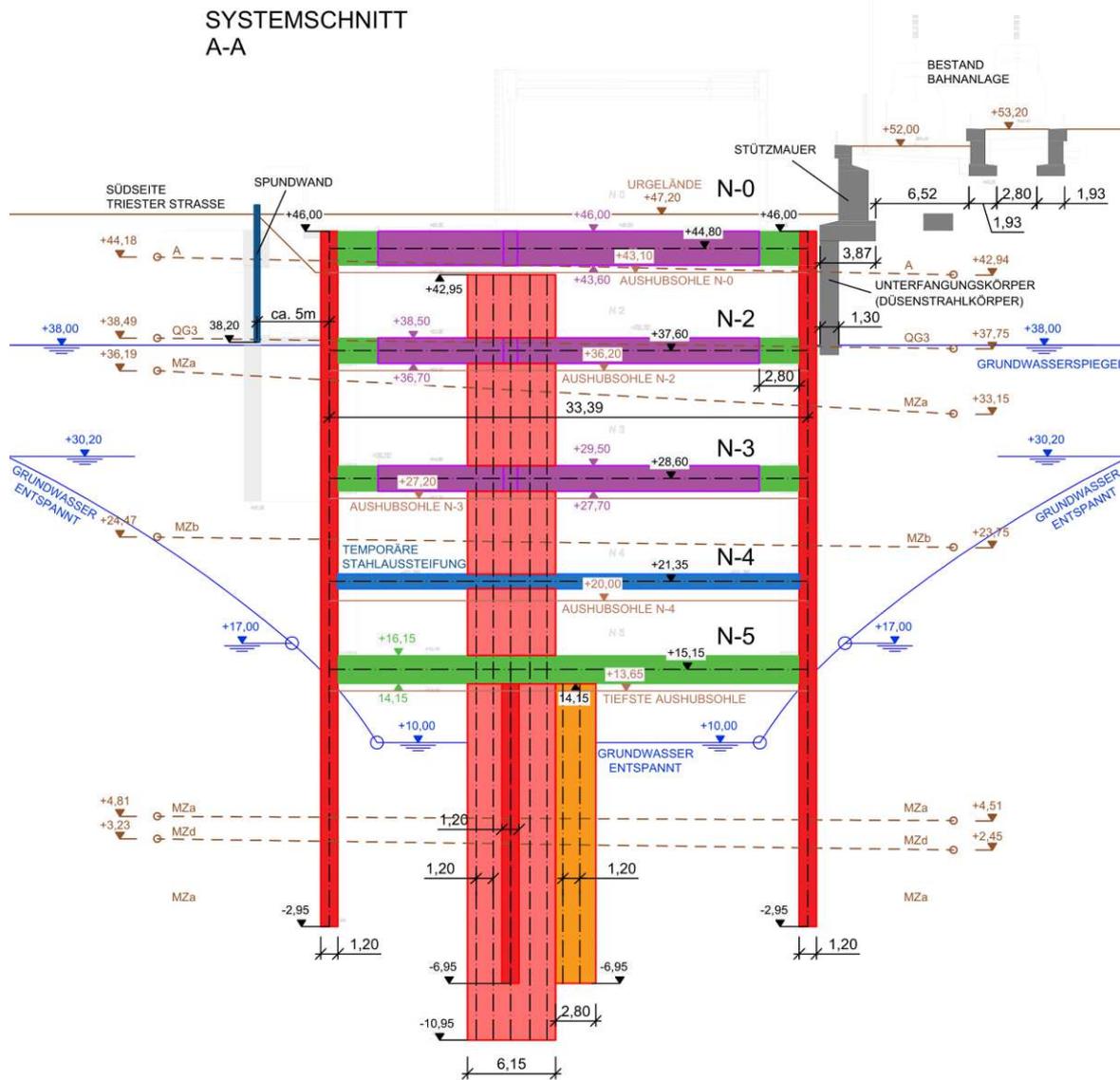


Abb. 2.7: Querschnitt A-A (adaptiert nach [72])

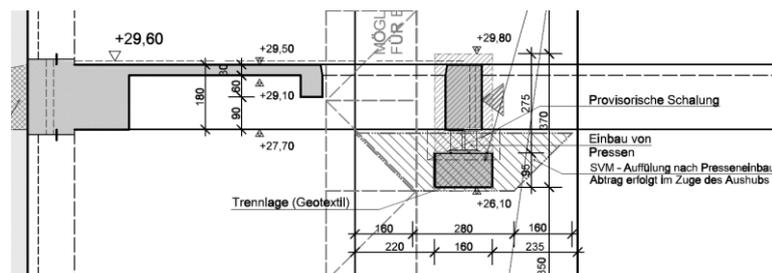


Abb. 2.8: Trägerlagerung auf Pressen im Bereich der Mittelpfeiler [72]

Sowohl innerhalb als auch außerhalb des Schachtes wurden während der Bauzeit vertikale Brunnen zur Grundwasserentspannung abgeteufelt [65]. Zusätzlich wurden durch die ÖBB-seitige Außenschlitzwand Schrägbrunnen geführt, um die tiefliegende, wasserführende Schicht MZd zu entspannen. Die anfallenden Wässer wurden im Sinne einer offenen Wasserhaltung mittels Sammelleitungen und Pumpensümpfen gesammelt und in die Vorflut geleitet. Zusätzlich wurden Drainagelanzen mit Vakuumbeaufschlagung im Bereich der nördlichen Außenschlitzwand (Bereich Stützmauer ÖBB) eingesetzt, um lokalen Schichtwässern und Wasseransammlungen unmittelbar hinter der Schlitzwand vorzubeugen [65]. Aufgrund betriebsbedingter, erhöhter Feinanteilaustragung wurde nach einmonatigem Einsatz der Vakuumdrainage, aufgrund des Risikos möglicher Setzungen, das System auf ein gravitatives Entwässerungssystem umgerüstet [53].

Abbildung 2.9 bis Abbildung 2.13 zeigt die Ebenen N-0 bis N-5 im Grundriss. Die Hauptkonstruktionselemente des Schachtes sind farblich hervorgehoben, während untergeordnete Bauteile, wie beispielsweise dünne Zwischendecken und Durchbrüche, grau hinterlegt sind.

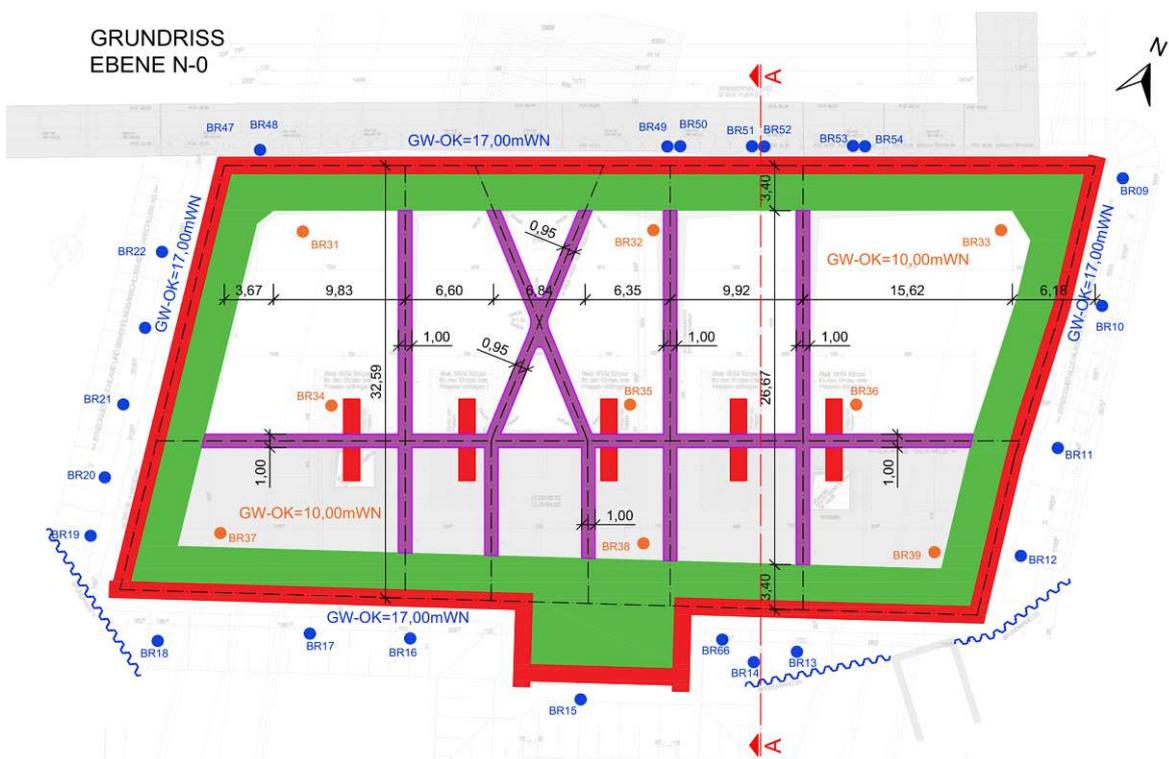


Abb. 2.9: Grundriss der Ebene N-0 (adaptiert nach [67])

GRUNDRISS
EBENE N-2



Abb. 2.10: Grundriss der Ebene N-2 (adaptiert nach [68])

GRUNDRISS
EBENE N-3

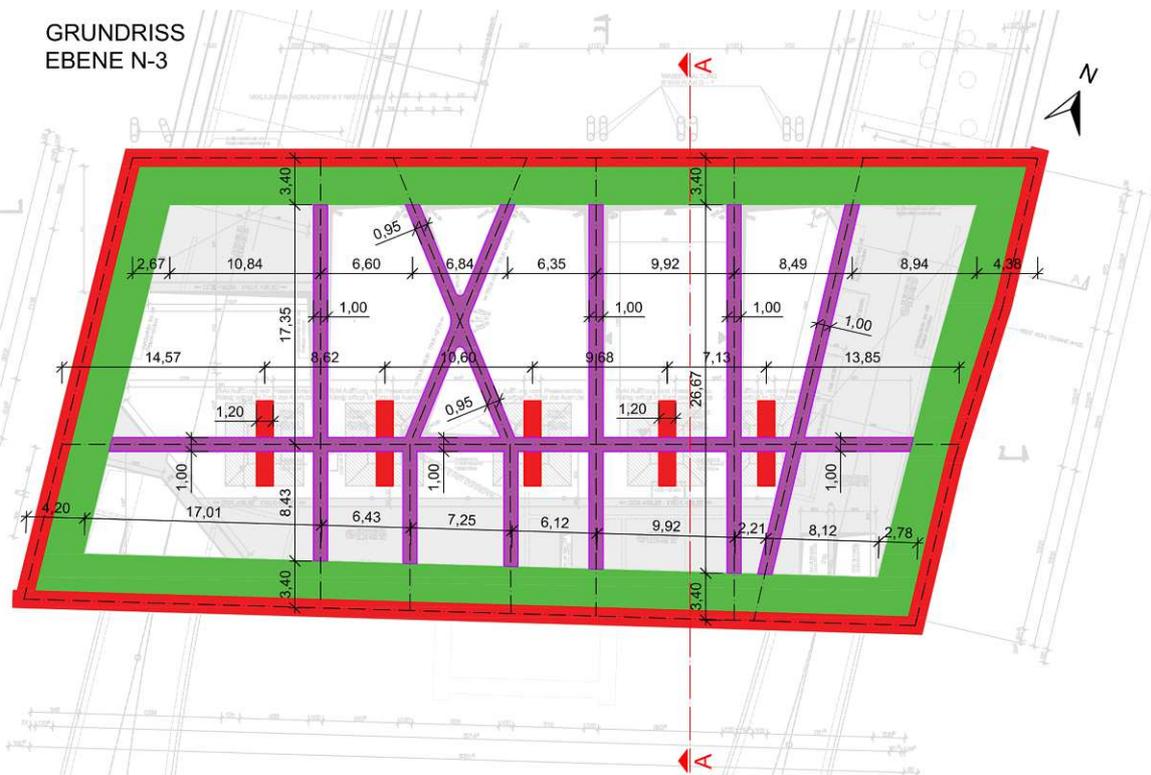


Abb. 2.11: Grundriss der Ebene N-3 (adaptiert nach [69])

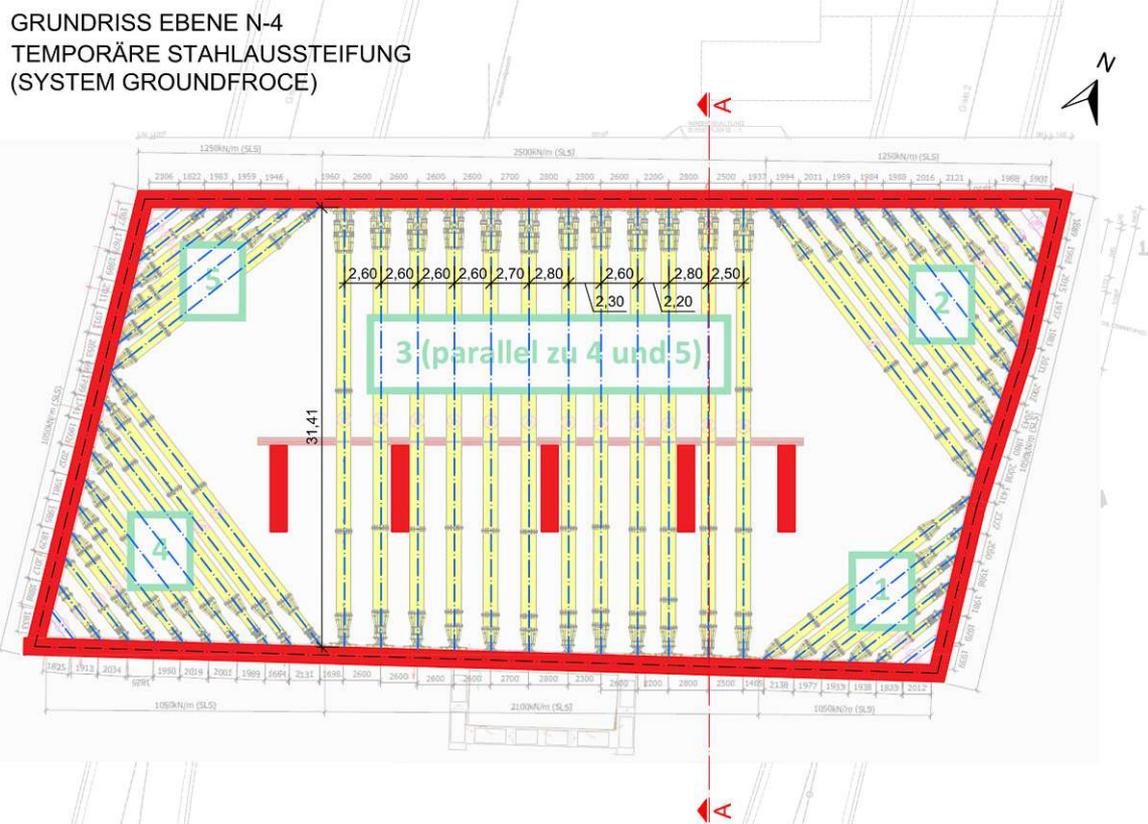


Abb. 2.12: Grundriss der Ebene N-4 (adaptiert nach [64] und [76])

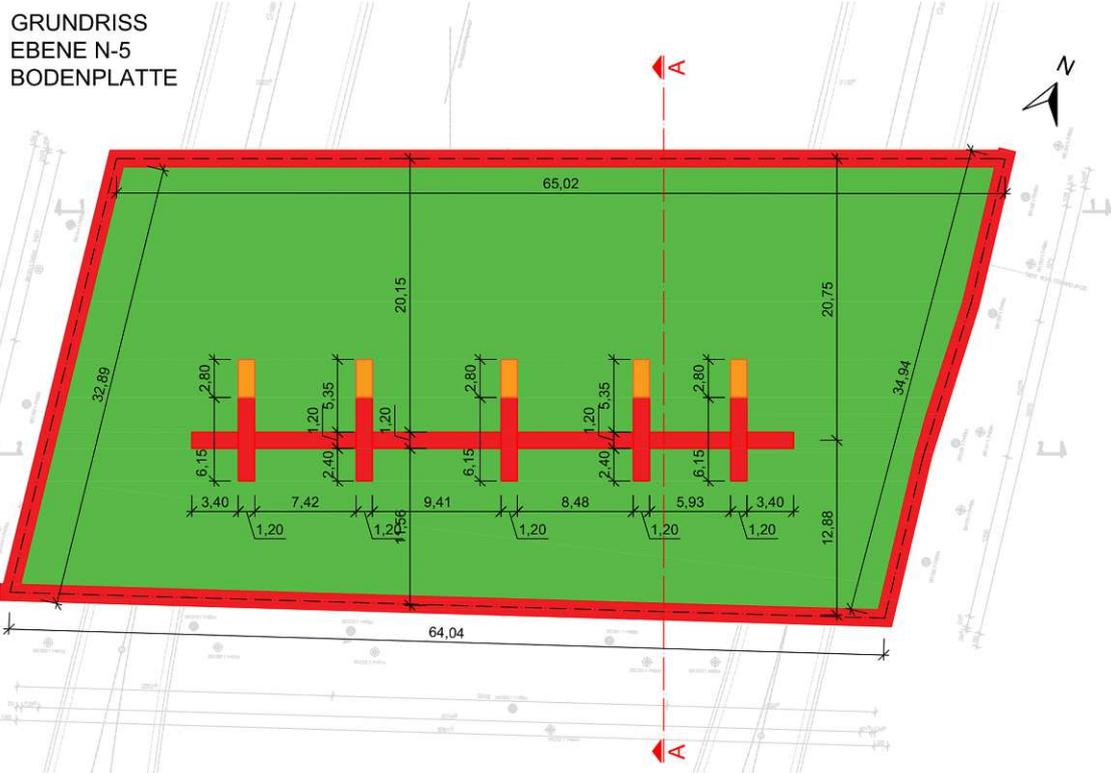


Abb. 2.13: Grundriss der Ebene N-5 (adaptiert nach [70])

2.3 Projektdaten

Die Datenbasis für die Erstellung der Diplomarbeit bilden die seitens der MA 29 zur Verfügung gestellten Projektunterlagen des Schachtes Triester Straße (Bauabschnitt U2/18 – Ausbau der Wiener U-Bahn). Die Baugrubenumschließung samt aller Aussteifungshorizonte wurde im Jahr 2021 fertiggestellt. Zum Erstellungszeitpunkt dieser Arbeit finden im Schacht Tunnelvortriebe für die Streckenröhren der neuen U-Bahn statt. Die zur Verfügung gestellten Unterlagen umfassen folgende Daten:

- Schachtabmessungen aus Ausschreibungs- und Ausführungsplänen (Schnitte [71] und [72]; Grundrisse [64], [67], [68], [69] und [76]; Bauphasenbeschreibung [65] und [79])
- Grundwassermessdaten (Pegelmessungen zu ausgewiesenen Zeitpunkten [53])
- Inklinometermessdaten (Horizontalverformung der Schlitzwände [54] und [55])
- Schlauchwaagen und Kettenextensometer zur Bewegungsüberwachung der Mittelschlitzwände bzw. der Bodenreaktion (Sohlhebungen zufolge Aushub [54])
- Geotechnisches Gutachten für Bodenparameter [59]
- Geodätische Setzungsmessungen an der Oberfläche [60]
- Protokolle und Auswertung zu den Selbstbohrpressiometer-Versuchen [56]
- Bauzeitplan in Wochenauflösung [63]
- Geotechnische Aufschlüsse und Längsschnitte zur Modellierung der Bodenschichten [66], [73], [74] und [75]
- Kraftmessdaten zu Aussteifungskräften des temporären Aussteifungshorizontes (hydraulische Aussteifung System „Groundforce“) [64]

Die Daten stehen in ausgewerteter und von den projektbeteiligten Unternehmen entsprechend aufbereiteter Form (Diagramme, Tabellen, Pläne, etc.) zur Verfügung. Die Messdaten stellen die fundamentale Grundlage zur Evaluierung der Berechnungsparameter und der FE-Berechnung dar. Anhand der Messergebnisse können Aussagen zur Performance der Modellierung und Qualität der Eingangsparameter getroffen werden.

2.4 Messtechnische Überwachung des Bauprojekts

Aufgrund der unmittelbaren Nähe zu verformungssensiblen Bestandsobjekten (siehe Abschnitt 2.1) wurde eine umfangreiche messtechnische Überwachung vorgesehen. Aufgrund der Entlastung des überkonsolidierten Miozäns zufolge des Bodenaushubs ist mit Sohlhebungen im Aushubbereich (*basal heave*) zu rechnen. Es ist davon auszugehen, dass die temporären Mittelschlitzwände, die den Aussteifungsträgern als Zwischenaufleger dienen (siehe Abschnitt 2.2) und rund 25 m in den Baugrund einbinden, ebenfalls Hebungen ausgesetzt sind [62]. Aus diesem Grund kam in diesem Bereich ein hydraulisches Pressensystem zur Hebungskompensation zum Einsatz. Um den Hebungsausgleich gezielt ausführen zu können, bedarf es einer genauen messtechnischen Erfassung der Hebungen.

2.4.1 Inklinometermessdaten für die Erfassung von Schlitzwandverformungen

Das horizontale Verformungsverhalten der Schlitzwände wurde während des Abteufens des Schachtes Triester Straße mittels Vertikalinklinometern überwacht. Hierzu wurden 8 Inklinometerrohre im Zuge der Herstellung der Baugrubenumschließung in die Außenschlitzwände eingebaut (siehe Abbildung 2.14). Die Ausgangsmessung (Nullmessung) erfolgte gemäß [62] vor dem Aushub des Niveaus N-2. Die Messungen wurden nach jeder relevanten Bauphase durchgeführt (Erreichen von Aushubniveaus, Einbau bzw. Ausbau von Aussteifungen, Herstellung der Bodenplatte) [54].



Abb. 2.14: Anordnung der Inklinometer im Grundriss und Messpunktbezeichnungen [54]

Mithilfe der Vertikalmeßsonden werden Neigungsmessungen durchgeführt, auf deren Basis die Horizontalverformungen der Schlitzwände errechnet werden können. Die Neigungsmessungen erfolgen in zwei Messachsen und ermöglichen durch Vektoraddition der Einzelsegmentverformungen die Ermittlung der resultierenden Verformung senkrecht zur Schlitzwand [62]. Die Messgenauigkeit liegt bei 0,1 ‰ (1mm/10m). Die Messapparatur besteht aus einer Meßsonde, einem Aufsatz für das Inklinometerrohr, einer Kabelrolle mit 50 m Kabel mit Tiefenmarkierungen und einem elektronischen Ablesegerät [62].

Die farbigen Linien in Abbildung 2.15 stellen die resultierende Horizontalverformung der Schlitzwand aus den Inklinometermessungen dar [55]. Als repräsentativer Referenzwert wurden die Messungen vom 30.03.2021 nach dem Ausbau der temporären Stahlaussteifungen gewählt, da hier die betragsmäßig größten Horizontalverformungen erfasst wurden. Dabei wurden resultierende Horizontalverschiebungen von bis zu 33 mm gemessen, wobei die Verformungen der ÖBB-seitigen Schlitzwände aufgrund des Geländesprungs größer sind als die Verformungen der straßenseitigen Schlitzwand [55]. Bei Betrachtung der Abbildung 2.15 kann festgestellt werden, dass die Inklinometerrohre nicht bis zur Schlitzwandunterkante hergestellt wurden aufgrund der Annahme, dass sich in den tieferen Schlitzwandabschnitten keine nennenswerten Verformungen einstellen würden.

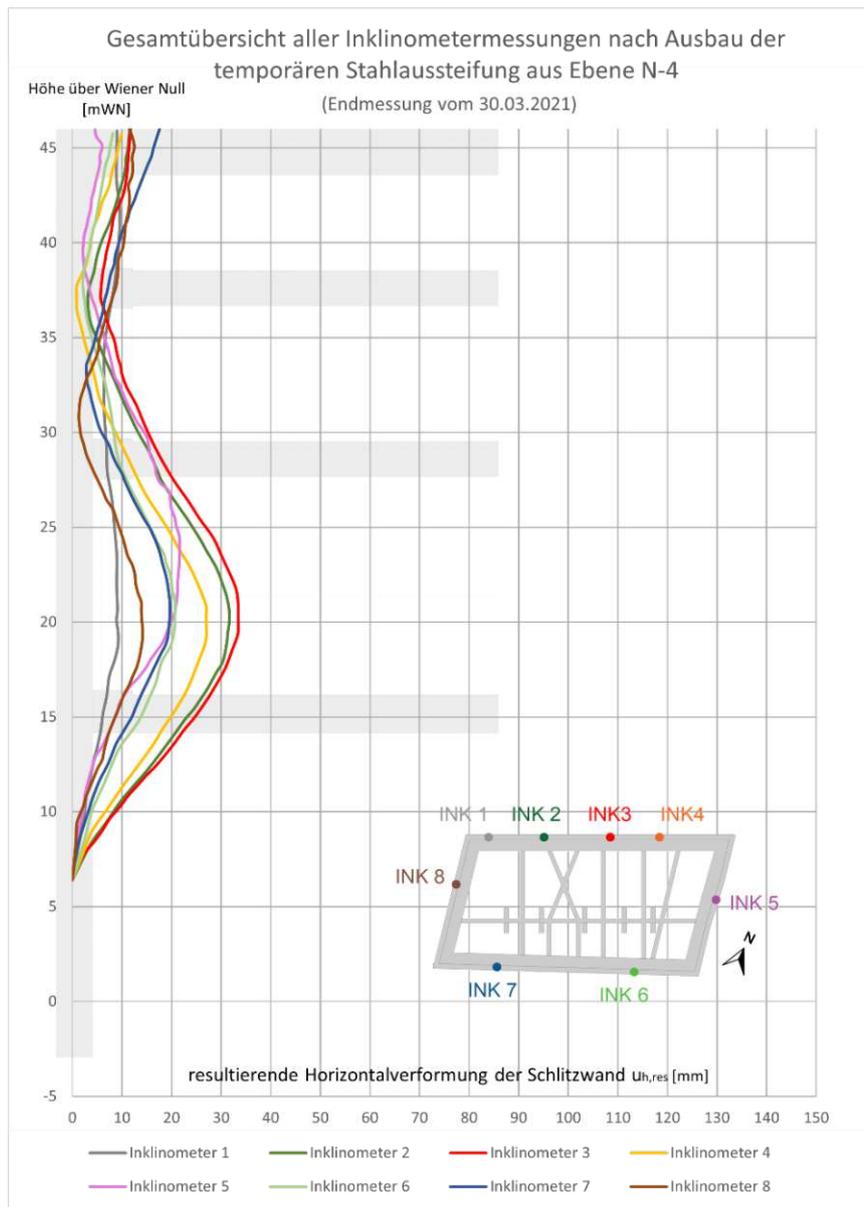


Abb. 2.15: Übersicht der resultierenden Horizontalverformungen der Inklinometermessungen vom 30.03.2021 nach dem Ausbau der temporären Stahlaussteifung (adaptiert nach [55])

2.4.2 Schlauchwaagensystem für die Erfassung von Schlitzwandhebungen

Zur kontinuierlichen Überwachung der Mittelschlitzwandbewegungen wurden in Ebene N-2 auf der Höhe der Aussteifungsträger (ca. +38,50 mWN) Schlauchwaagen installiert. Durch die Positionierung eines Referenzsensors an der westlichen Außenschlitzwand (Messpunkt T1 siehe Abbildung 2.14) können Relativverschiebungen zu den Mittelschlitzwänden bestimmt werden [54]. Neben den hydraulischen Pressen (siehe Abschnitt 2.4.4) wurden Abstandssensoren installiert, um die Verschiebungen während des Absenkens der Pressen zu überwachen, sollte es zu Hebungen der Mittelschlitzwände kommen [54].

Die maximale erfasste Hebung der Mittelschlitzwände betrug rund 25 mm relativ zur westlichen Außenschlitzwand bzw. 36 mm absolut (siehe Abbildung 2.18 und Abbildung 2.19) [54].

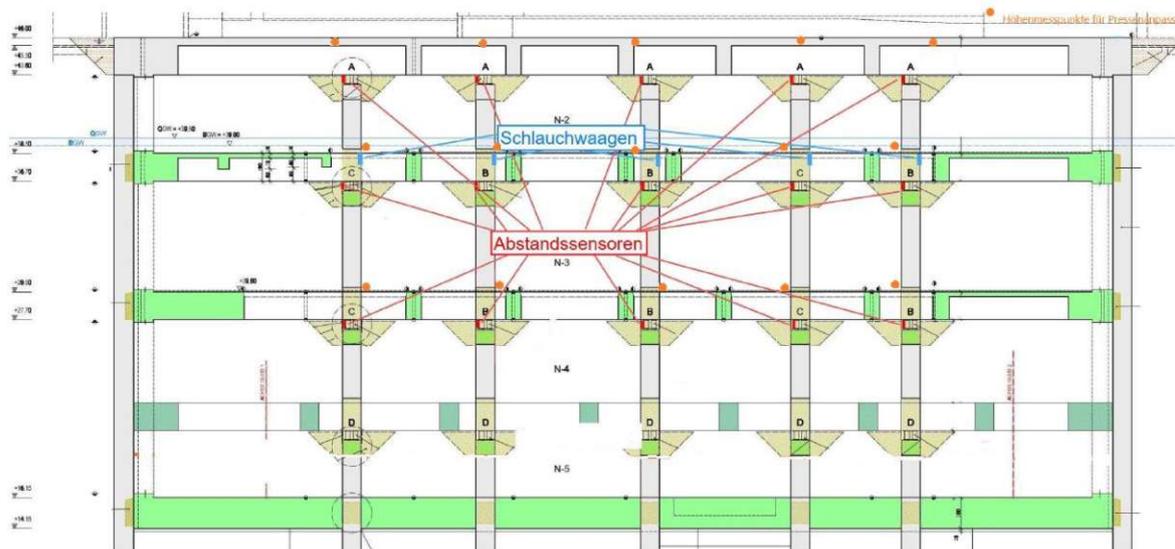


Abb. 2.16: Anordnung der Schlauchwaagen und Abstandssensoren im Längsschnitt [54]

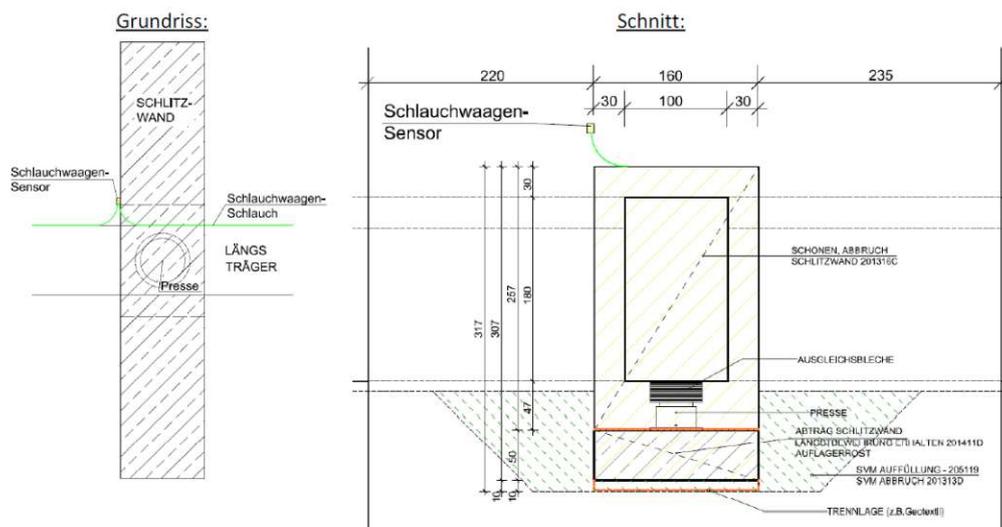


Abb. 2.17: Anordnung der Schlauchwaagensensoren im Durchbruch der Mittelschlitzwände [62]

In Abbildung 2.18 sind die Ergebnisse der Schlauchwaagenmessungen in einem Diagramm dargestellt. Auf der Ordinate sind die relativen Hebungen der Mittelschlitzwände aufgetragen, wobei es sich bei den Relativhebungen um Vertikalverschiebungsdifferenzen zwischen dem am westlichen Randträgerrost montierten Referenzmesspunkt T1 und den Mittelschlitzwandhebungen handelt. Bei den in Abbildung 2.18 aufgetragenen Ordinatenwerten handelt es sich um absolute Vertikalverschiebungen, die mit einem Höhennivellement aufgenommen wurden.

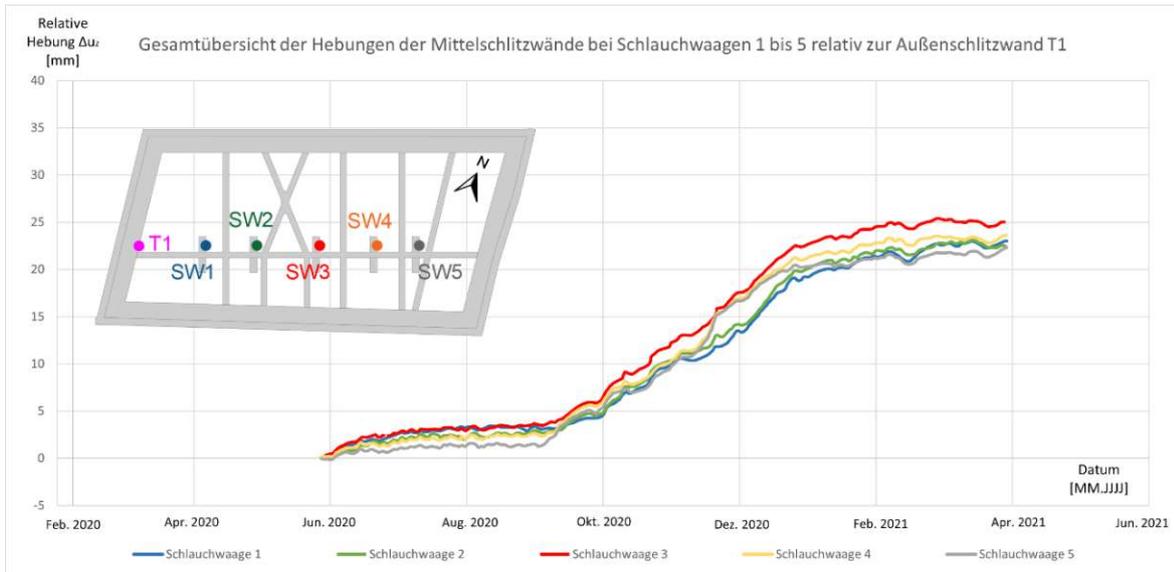


Abb. 2.18: Vertikale Verschiebungen der Mittelschlitzwände relativ zur westlichen Außenschlitzwand (Referenzmesspunkt T1) in der Ebene N-2 (adaptiert nach [54])

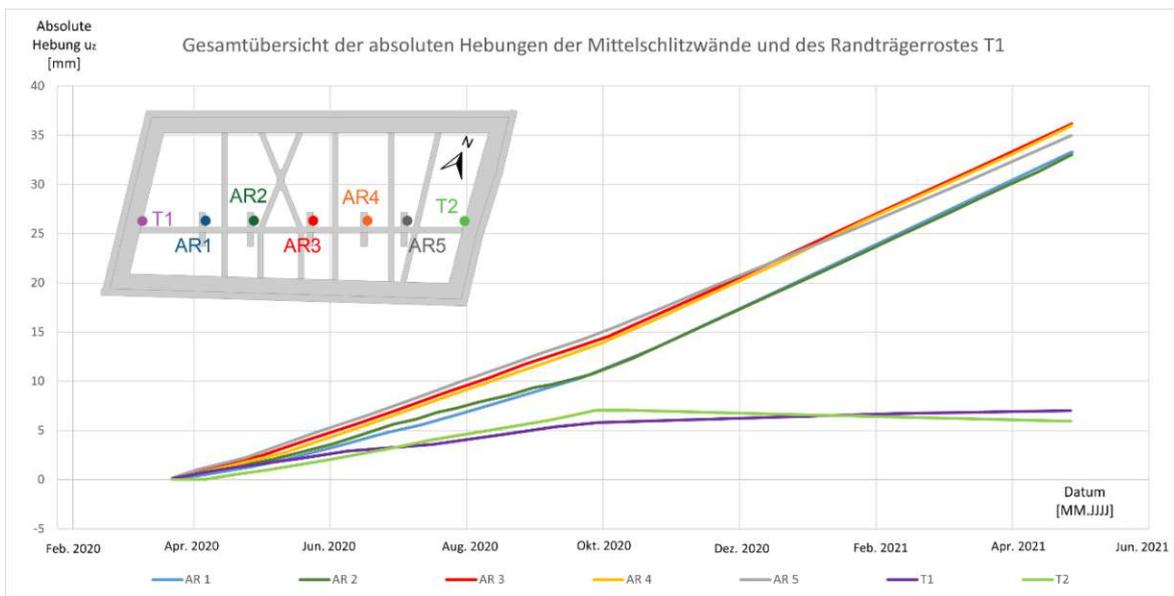


Abb. 2.19: Vertikale Absolutverschiebungen der Mittelschlitzwände und der Randträgerroste (Messpunkte T1 und T2) in der Ebene N-2 (adaptiert nach [54])

2.4.3 Extensometermessdaten für die Erfassung der Hebungen der Aushubsohle

Zur Überwachung der Aushubsohlhebungen kamen zwei Kettenextensometer zum Einsatz. Ein Kettenextensometer wurde unmittelbar neben einer Mittelschlitzwand (Messstelle RH 1 siehe Abbildung 2.14) und der andere zwischen der nördlichen Außenschlitzwand und den Mittelschlitzwänden (Messstelle RH 2 siehe Abbildung 2.14) installiert [62]. Die Kettenextensometer wurden in verrohrte Spülbohrungen mit einem Durchmesser von 88,9 mm eingebaut. Nach dem Erreichen der Endtiefe wurde das Kettenextensometersystem in die Leerverrohrung eingelegt und anschließend wurde der Ringraum mit einer Bentonit-Zement-Suspension verpresst. Nach Aushärtung der Suspension wurde somit eine kraftschlüssige Verbindung zwischen dem Extensometer und dem Boden hergestellt, sodass Baugrundverformungen in Längsrichtung des Extensometers erfasst werden konnten. Es wurden gemäß [62] 5 Ankerpunkte zur kontinuierlichen Hebungsüberwachung wie folgt festgelegt:

- +13,5 mWN (ca. 0,5 m unter Bodenplatte, pinker Graph)
- +8,5 mWN (grauer Graph)
- +3,5 mWN (orangener Graph)
- -1,5 mWN (blauer Graph)
- -6,5 mWN (Endverankerung, als unverschieblich angenommener Referenzpunkt)

Analog zu den restlichen Überwachungssystemen wird auch bei der Extensometermessung eine Nullmessung vor dem Aushub der Aussteifungsebene N-2 durchgeführt [62]. Es wurden parallel zu den anderen Messsystemen nach dem Erreichen jeder Zwischenaushubebene bis zum Endaushub und Bodenplattenherstellung Messungen durchgeführt [62].

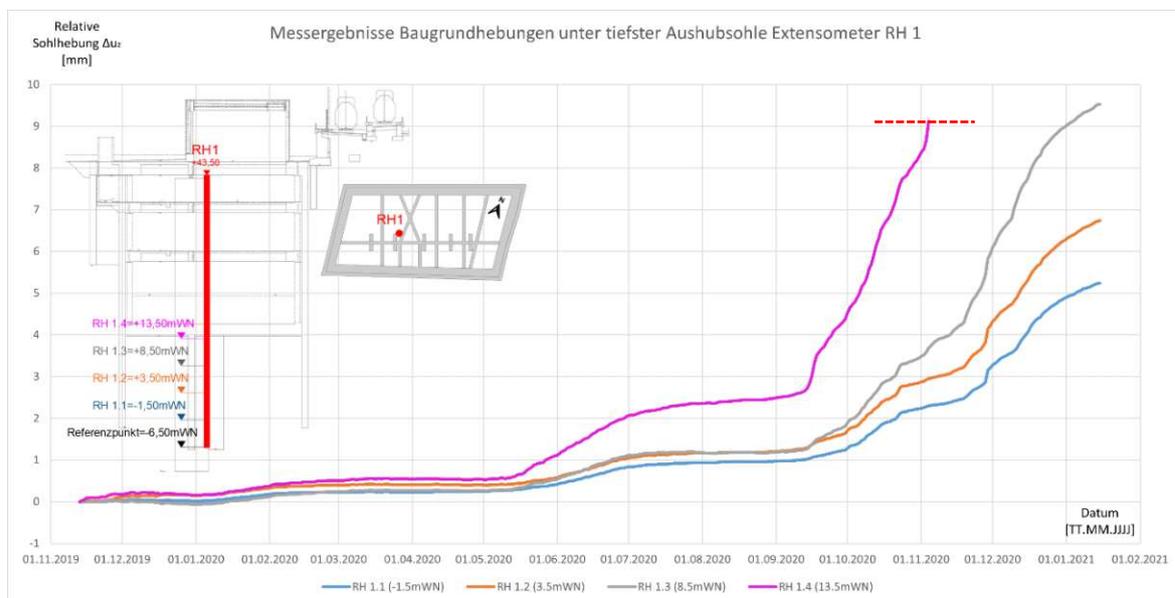


Abb. 2.20: Hebungen unter der Baugrubensohle bei Extensometer RH 1 (adaptiert nach [54])

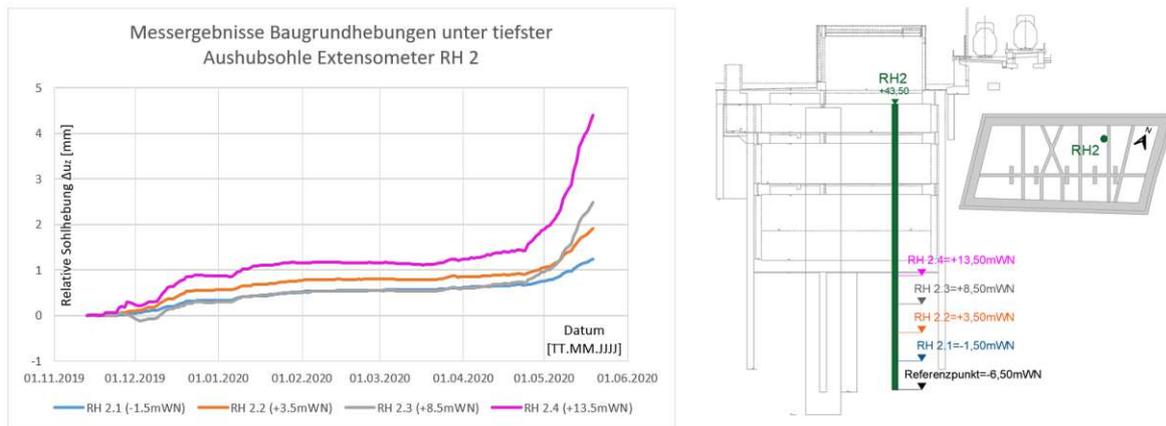


Abb. 2.21: Hebungen unter der Baugrubensohle bei Extensometer RH 2 (adaptiert nach [54])

Die Auswertung der Reverse-Head-Extensometer erfolgte gemäß [54] über eine kumulierte Verformungsberechnung der Einzelsegmente. Das bedeutet, dass ausgehend von dem untersten Ankerpunkt, der als unverschieblicher Referenzpunkt angenommen wird, sich die Verschiebung der jeweiligen Höhenmesspunkte aus der Summe der Eigenverformung und der kumulierten Segmentverschiebungen der darunterliegenden Punkte zusammensetzen ($u_{ges,+13,50} = u_{+13,50} + u_{+8,50} + u_{+3,50} + u_{-1,50}$).

Beide Reverse-Head-Extensometer wurden gemäß [54] am 12.11.2019 in Betrieb genommen. Wie in Abbildung 2.21 ersichtlich, konnten bei dem Extensometer RH 2 aufgrund eines unbekanntes Problems nach dem Mai 2020 keine Daten mehr ausgelesen werden, sodass der Sensor mit der Bodenplatte versiegelt wurde und damit für weitere Messungen nicht mehr herangezogen werden konnte [54]. In Abbildung 2.20 sind die Messergebnisse des Extensometers RH 1 dargestellt. Aufgrund unbekannter Ursache konnten die Messungen des Extensometermesspunkt RH 1.4 in Höhe +13,50 mWN nur bis zum 01.11.2020 erfasst werden, danach stehen keine Messergebnisse zur Verfügung (Messende durch rote Strichlinie in Abbildung 2.20 gekennzeichnet) [54].

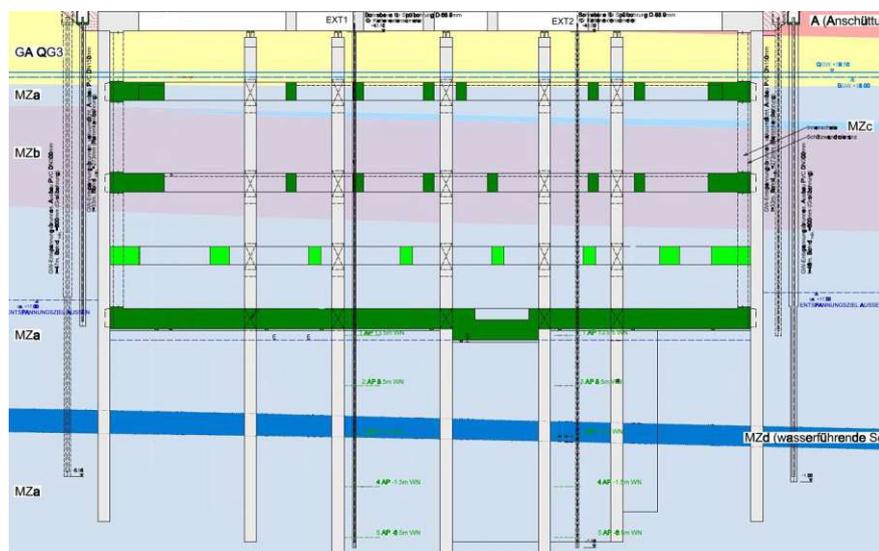


Abb. 2.22: Positionierung der Reverse-Head-Extensometer im Längsschnitt [54]

2.4.4 Hebungskompensation durch hydraulische Pressen

Gemäß des *Technischen Ausführungskonzeptes der Hebungsausgleichung* [62] wurde das Pressensystem auf Hebungen von bis zu 250 mm ausgelegt. Die Hebungen wurden durch insgesamt 20 hydraulische Pressen ausgeglichen, die in den vier Aussteifungshorizonten (N-0, N-2, N-3 und N-4) an je fünf Pressenstandorten fortlaufend mit dem Aushub eingebaut [62] wurden. Die für den Einsatz vorgesehenen Pressen besitzen einen maximalen Hubweg von 50 mm, weshalb zusätzlich 20 Ausgleichsbleche mit Einzeldicken von 10 mm auf die Pressen gelegt wurden, die je nach Erfordernis entfernt werden konnten. Somit konnte ein ausreichender Kompensationsraum für die prognostizierten Hebungen geschaffen werden [62]. Die Pressen wurden ab einer Vertikalverschiebung von 5 mm abgesenkt, um den Zwang, der sich in den Aussteifungsträgern einstellen würde, abzubauen. Um ein synchrones Absenken der Pressen bewerkstelligen zu können, wurden alle Pressen eines Aussteifungshorizontes an ein gemeinsames hydraulisches Verteilsystem angeschlossen (siehe Abbildung 2.23). Bei Bedarf konnten auf diese Weise alle Pressen eines Horizontes bei gleichem Druck mit Hilfe eines Handaggregates synchron abgesenkt werden [62].

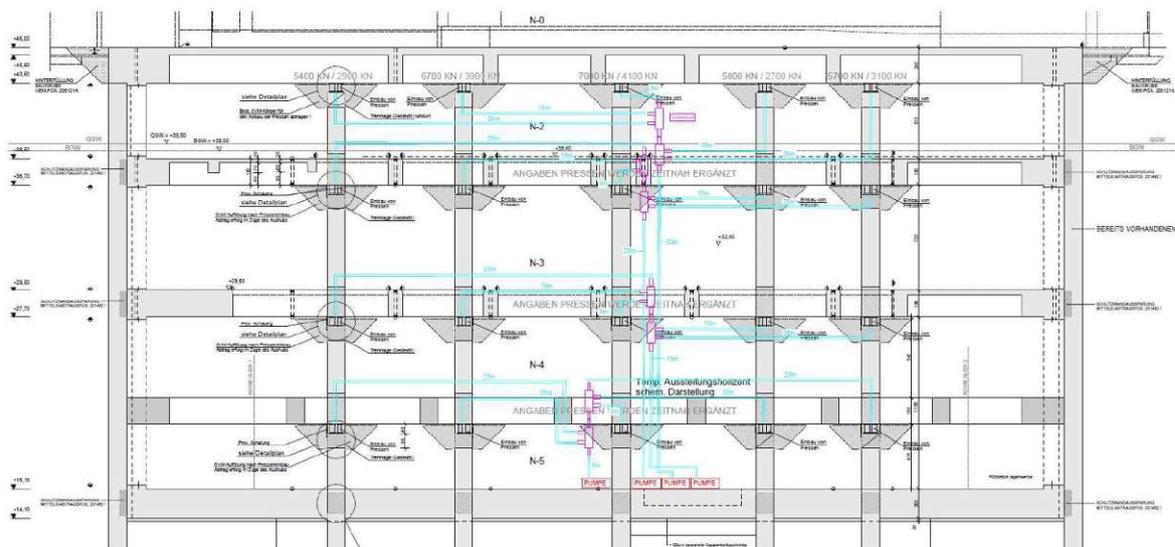


Abb. 2.23: Hydraulisches Verteilsystem der Pressen [62]

Für den Presseneinbau erfolgte ein lokaler Voraushub im Bereich der Querschlitzwände mit anschließendem Abbruch eines „Schlitzwand-Fensters“. Nach der Herstellung des Auflagerrostes aus Stahlbeton wurden die Pressen eingebaut und die Ausgleichsplatten eingelegt [62]. In Abbildung 2.24 und Abbildung 2.25 ist die Pressenauflagerung im Schlitzwandfenster der Mittelschlitzwände dargestellt. In Abbildung 2.26 ist die westlichste Mittelschlitzwand vom Niveau N-3 mit Blickrichtung nach Osten abgebildet, wobei die Durchführung der Stahlbetonlängsträger durch die Durchbrüche der Mittelschlitzwand ersichtlich sind. Weiters sind in Abbildung 2.26 neben der Längsträgerlagerung auf den Mittelschlitzwänden die hydraulischen Leitungen für das Schlauchwaagenmesssystem gut erkennbar.

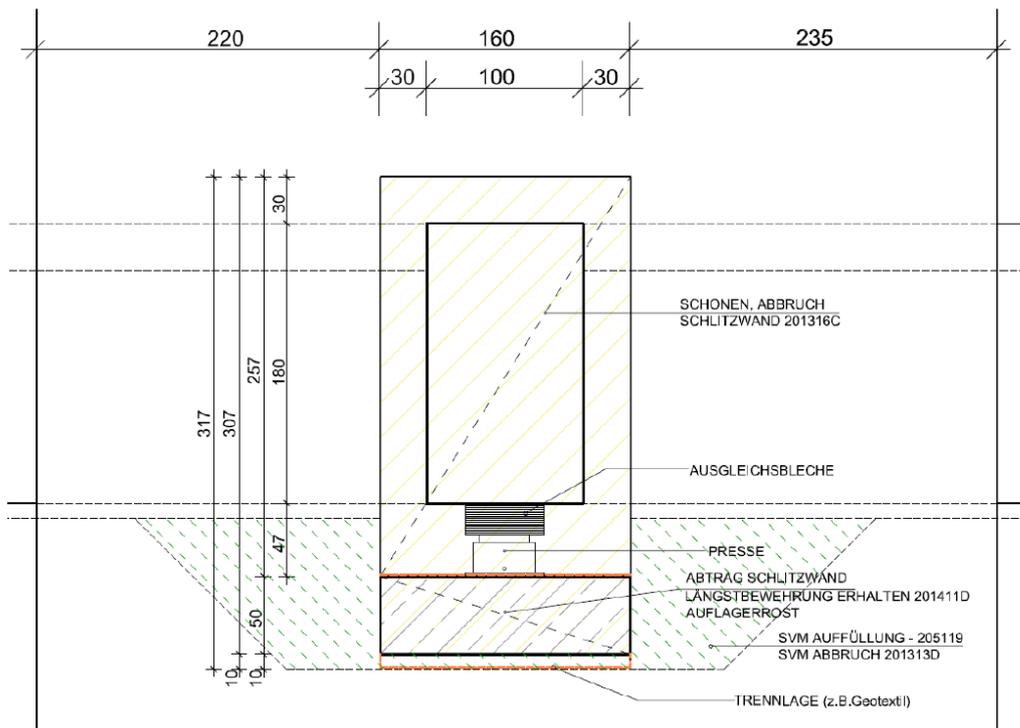


Abb. 2.24: Ansicht des Schlitzwandfensters und des Pressenaufagers [62]



Abb. 2.25: Ausgeführtes Pressenauflager im Durchbruch einer Mittelschlitzwand

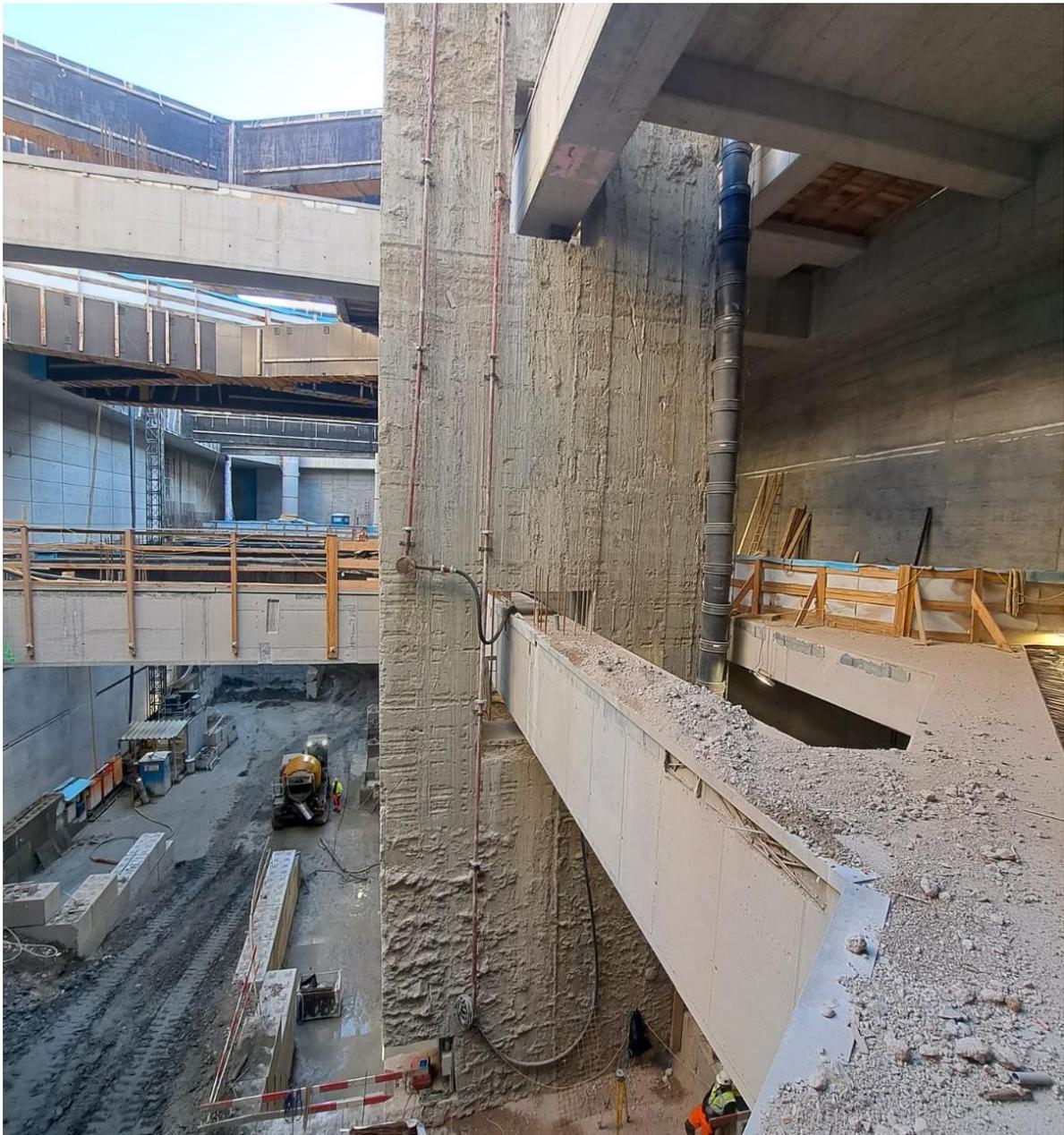


Abb. 2.26: Trägerdurchführung der Längsträger durch die Mittelschlitzwände, Ansicht der westlichsten Mittelschlitzwand von der Ebene N-3 mit Blickrichtung nach Osten

2.4.5 Geodätische Messungen

Zur Erfassung und Überwachung der Horizontal- und Vertikalverformungen des Schachtbauwerkes kamen neben Inklinometer- und Kettenextensometermessungen auch geodätische Messungen zum Einsatz (siehe Abbildung 2.27). Gemäß [62] wurden folgende Messpunkte vorgesehen:

- 3D-Konvergenzmessbolzen
- 3D-Messpunkte im Bereich der Inklinometerköpfe
- Höhenmessungen an den Aussteifungslängsträgern und Mittelschlitzwänden

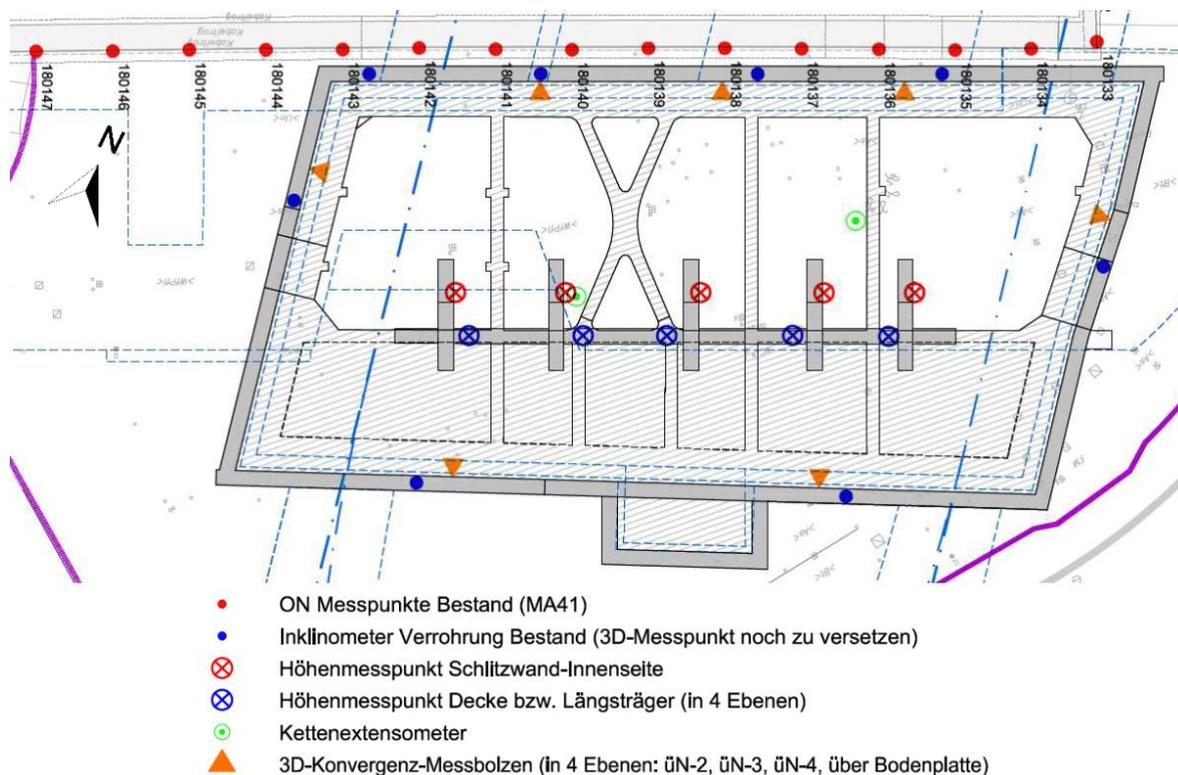


Abb. 2.27: Anordnung und Bezeichnung der geodätischen Messpunkte im Grundriss [62]

Die Verformungen des Schachtes konnten mittels der 3D-Vermessung mit einer Genauigkeit von ± 2 mm erfasst werden. Die Messgenauigkeit der Höhenmessung wird gemäß [62] mit einer Abweichung von ± 1 mm angegeben. In Summe wurden 61 Messpunkte für die geodätische Verformungsüberwachung installiert. Die Messpunkte wurden, mit Ausnahme jener Messpunkte im Bereich der Inklinometerköpfe, im Laufe des fortschreitenden Aushubs montiert [62]. Nach Montage der Messpunkte wurde eine Nullmessung durchgeführt die als Referenz für weitere Folgenmessungen dient.

Die 3D-Konvergenzmessbolzen dienen zur Erfassung der räumlichen Lageänderung der Messpunkte in x-, y- und z-Richtung. Hierfür wurden 7 Messspiegel je Ebene (insgesamt $4 \times 7 = 28$ Stück) vorgesehen und mittels einer Totalstation mit einer Messgenauigkeit von einer Winkelsekunde observiert [62].

Es wurden 5 Höhenmesspunkte je Aussteifungshorizont ($4 \times 5 = 20$ Stück) im Bereich der Aussteifungslängsträger und 5 Höhenmesspunkte auf der Höhe der Ebene N-2 an den Innenschlitzwänden angebracht, um die Höhenänderungen der jeweiligen Bauteile erfassen zu können [62]. Nach Fertigstellung des Aussteifungshorizontes über der Ebene N-3 kam zur Erfassung der Hebungen der Mittelschlitzwände ein System aus Schlauchwaagen und Abstandssensoren zum Einsatz (siehe Abschnitt 2.4.2).

An der nördlich angrenzenden Bestandsstützmauer der ÖBB-Anlage wurden Höhenmesspunkte zur Verformungsüberwachung angebracht. Im Hebungs- bzw. Setzungsverlauf (siehe Abbildung 2.28) ist ersichtlich, dass es während der Schachtvorarbeiten im Zuge der Herstellung der DS-Unterfangung (Start Dezember 2018) zu Hebungen gekommen ist. Die größten Hebungen wurden gemäß [60] mit 20 mm registriert. Während der Herstellung der Schlitzwände (29.10.2018 bis 12.04.2019) ist ein deutlicher Rückgang der Hebungen zu verzeichnen. Gemäß des *Berichts über die Interpretation der Setzungsmessungen U2/18* [60] sind keine Messaufzeichnungen zwischen Jänner 2019 und August 2019 vorhanden, sodass das Diagramm in diesem Bereich als horizontale Linie dargestellt wird. Zwischen Frühling und Sommer 2020 sind Hebungen festzustellen, die gemäß [60] mit dem Schachtaushub in Zusammenhang gebracht werden können. Weiters ist im letzten Diagrammabschnitt der Messaufzeichnungen ein sukzessiver Anstieg der Setzungen ersichtlich.

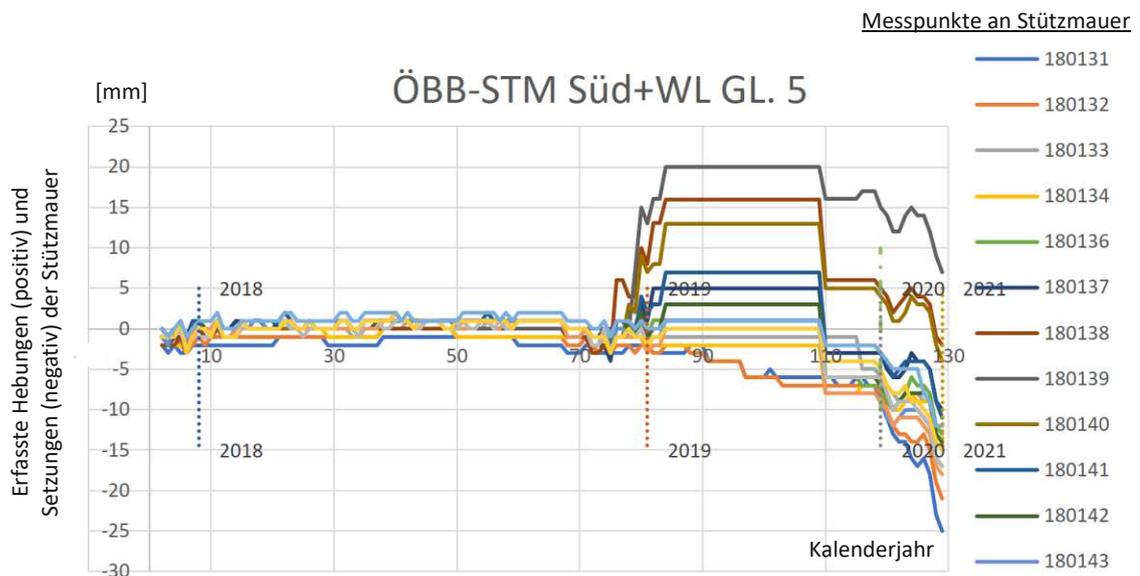


Abb. 2.28: Vertikalverformungsverlauf der geodätischen Messpunkte im Bereich der ÖBB-Stützmauer aus [60]; Auf der Abszisse sind Hebungen und Setzungen (negatives Vorzeichen) der Stützmauer in Millimetern aufgetragen. Auf der Ordinate ist die Zeit mit einer nicht-linearen Achsenskalierung aufgetragen;

2.4.6 Lastüberwachung des hydraulischen Aussteifungshorizonts

Der Aussteifungshorizont N-4 stellt eine temporäre Stahlaussteifung dar, die nach der Fertigstellung der Bodenplatte wieder rückgebaut wurde. Bei den Aussteifungselementen handelt es sich um ein hydraulisches System der Firma Groundforce (Vp GmbH) [64]. Für die langen Aussteifungselemente in Schachtmitte kamen Aussteifungen des Typs MP 750 zum Einsatz und im Bereich der Schachtecken wurden Steifen des Typs MP 375 in zwei Lagen verbaut [61]. Die Anordnung der Steifen und die Reihenfolge des Einbaues ist in Abbildung 2.29 dargestellt.

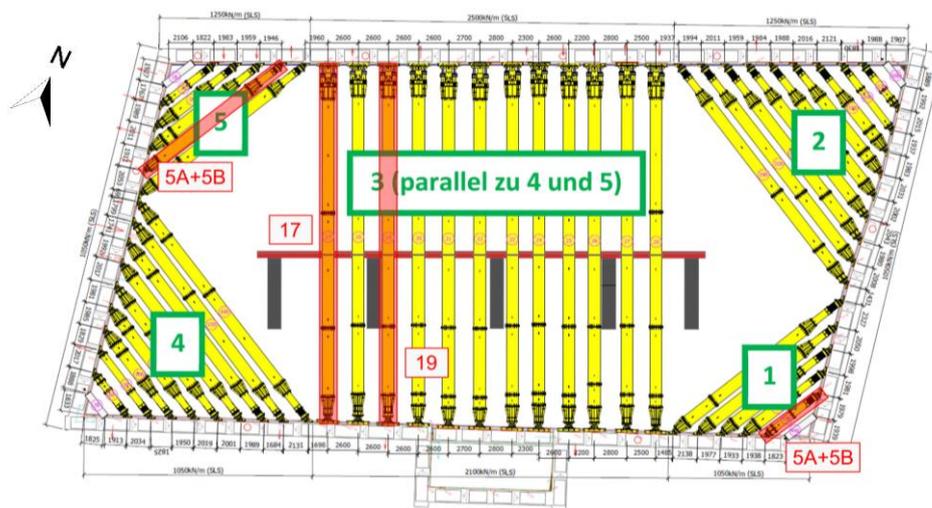


Abb. 2.29: Übersicht und Anordnung der provisorischen Stahlaussteifungen in der Ebene N-4; Bei den rot markierten Aussteifungselementen wurden Kraftmessen installiert [64]

Die Steifen wurden mittels verdübelter Kopfplatten direkt an die Außenschlitzwand montiert. Ein zusätzlicher Gurtungsträger war aufgrund der geringen Achsabstände (zwischen 1,9 m und 2,8 m) der Steifen nicht notwendig. In Schachtmitte wurde eine Knicksicherung in Form eines Zwischenunterstützungssystems aus Stahlträgern vorgesehen, welche ähnlich zu den Betonlängsträgern in den anderen Aussteifungshorizonten auf den höhenverstellbaren Pressen auflagen [64]. Die Steifen können hydraulisch angesteuert werden, sodass eine Vorspannung (z.B. zur Herstellung des Druckkontakts) oder eine Entlastung (z.B. als Kompensationsmaßnahme bei Temperaturzwang) erzielt werden kann. Im gegenständlich behandelten Bauprojekt wurden die Steifen nach dem Einbau mit 5 % der prognostizierten charakteristischen Seitenkraft hydraulisch vorgespannt [64]. Gemäß des *Technischen Berichts des provisorischen Aussteifungshorizonts* [64] wurden für die Aussteifungsbemessung charakteristische Linienlasten in Höhe von 2500 kN/m im Mittelbereich und 1250 kN/m im Eckbereich angegeben [61]. Die gemessenen Lasten lagen mit 1044,7 kN/m im Mittelbereich (Steife 19 siehe Abbildung 2.29) und mit 260,1 kN/m bzw. 451,65 kN/m im Eckbereich (Steife 5A & 5B siehe Abbildung 2.29) unter den prognostizierten Aussteifungslasten. Zur Lastüberwachung und in-situ Kraftmessung der tatsächlich auftretenden Steifenkräfte kam ein drahtloses Lastüberwachungssystem der Firma Groundforce (Groundforce Shorco Live Monitoring) zum Einsatz [64]. Dabei wurden die Steifenkräfte und die Temperatur aufgezeichnet und der zeitliche Verlauf dieser Messgrößen wurde in Diagrammen dargestellt. In Abbildung 2.29 sind die Steifen mit installierter Lastüberwachung rot gekennzeichnet.

2.4.7 Grundwasserentspannung und erhobene Grundwassermessdaten

Nach Herstellung des ersten Aussteifungshorizontes N-0 erfolgte eine Grundwasserentspannung in Form von Entspannungsbohrungen außerhalb und innerhalb des Schachtes. Hierzu wurden Vertikalfilterbrunnen hergestellt und am 25.11.2019 in Betrieb genommen. Vor Inbetriebnahme der Brunnen lag der in-situ erschlossene Grundwasserspiegel auf ungefähr 38 mWN. Außerhalb des Schachtes wurde der Grundwasserpegel auf ungefähr 17 mWN und im Schachtinneren auf rund 10 mWN entspannt. Die Pegelstände nach der Grundwasserentspannung sind weitgehend konstant. Die gering auftretenden Schwankungen können für die Berechnung vernachlässigt werden [53].

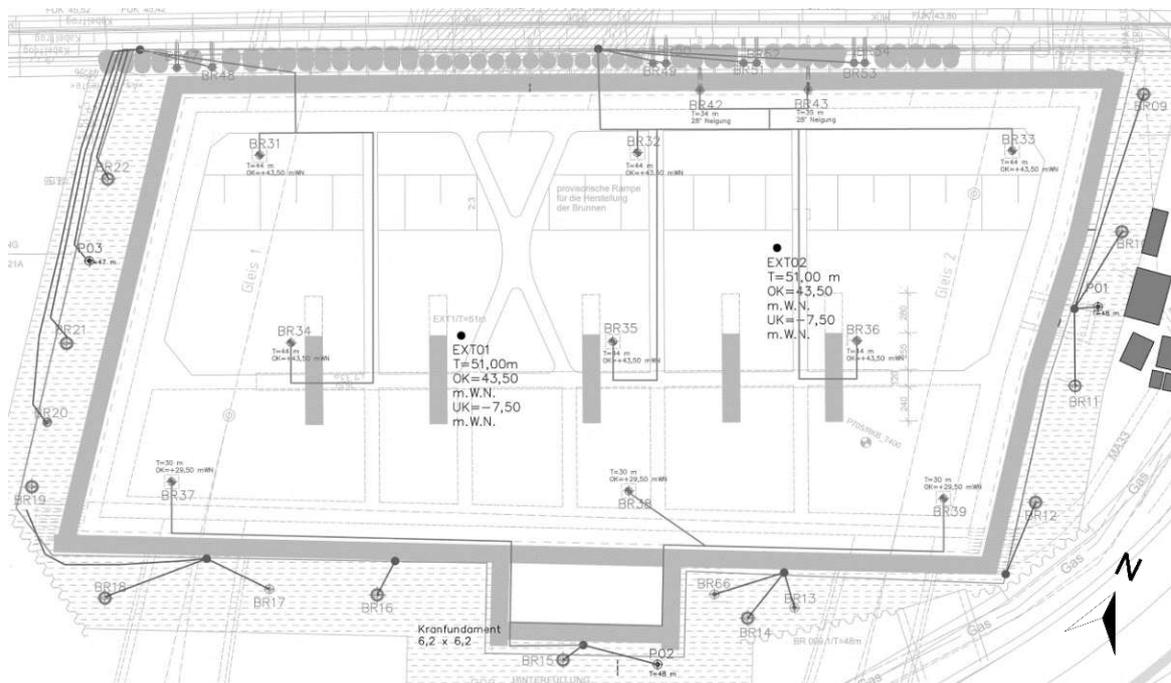


Abb. 2.30: Brunnenanordnung zur Grundwasserentspannung im Grundriss [53]

Die Grundwassermessdaten liegen in ausgewerteter Form als Ganglinien vor, aus den der Pegelstand des zugeordneten Brunnen entsprechend dem Messzeitpunkt entnommen werden kann [53]. Dabei wird aus der Schachtperspektive zwischen den außenliegenden und innenliegenden Brunnen differenziert (siehe Abbildung 2.30).

Die für die Auswertung entsprechend den Himmelsrichtungen aufgeteilten, außenliegenden Brunnengrundwasserpegel lagen gemäß [53] während des gesamten Herstellungszeitraums nahe dem Absenckziel von 17 mWN. Die innenliegenden Pegel unterschritten das definierte Absenckziel von 13 mWN und lagen bei ungefähr 10 mWN. Als Referenzpegel für den natürlichen Grundwasserstand wurden vier Pegelmessstellen, die sich in 50 bis 100 m Entfernung vom Schacht befinden, herangezogen. Einer dieser Pegel befindet sich im Bereich des Friedhofs (siehe Abbildung 2.1). Für die in dieser Arbeit durchgeführten Berechnungen wird der natürliche Grundwasserstand gemäß [59] in der Höhe der Schichtunterkante des Quarzschotters angenommen und liegt bei ungefähr 38 mWN.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

3 Numerische Modellierung in der Geotechnik

3.1 Grundlagen der Finite-Elemente-Methode in der Geotechnik

Die Finite-Elemente-Methode (FEM) wird als numerisches Lösungsverfahren bei zahlreichen ingenieurtechnischen Problemstellungen verwendet und hat sich als vorherrschendes numerisches Berechnungsverfahren im konstruktiven Ingenieurbau etabliert [11]. In der Geotechnik werden numerische Verfahren mittlerweile auch immer häufiger eingesetzt, jedoch konnte sich in Österreich die Anwendung von FE-Berechnungen für geotechnische Problemstellungen in der Praxis noch nicht zur Gänze als Standard durchsetzen [45]. In der *ÖNORM EN 1997-1* [38] ist der Einsatz von numerischen Berechnungsmodellen prinzipiell gestattet, jedoch gibt es im europäischen Raum keine spezifischen Regelungen oder Vereinheitlichungen zur Erstellung und Nachweisführung von numerischen Berechnungsmodellen, sodass auf Empfehlungen weiterführender Literatur, wie beispielsweise den *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG* [20], zurückgegriffen werden muss.

Analytische Berechnungsmethoden stoßen aufgrund von komplexen Problemstellungen oft an ihre Grenzen, weshalb häufig stark systemabstrahierende Annahmen und Vorgaben in Bezug auf das mechanische Bodenverhalten angestellt werden müssen, damit Berechnungsergebnisse überhaupt erst erzielt werden können. Beispielsweise können solche Vorgaben die Annahme von Erddruckumlagerungsfiguren bei Baugrubenwandberechnungen oder die Vorgabe von kinematischen Randbedingungen in Form von Gleitkreisen bei Stabilitätsuntersuchungen von Hängen sein. Numerische Berechnungsverfahren besitzen den großen Vorteil, dass weniger Annahmen in Bezug auf die Konstruktion vorgenommen werden müssen. Versagensmechanismen und kinematische Prozesse müssen nicht vordefiniert und angenommen werden, sondern sind eine Konsequenz der FE-Berechnung selbst [46].

3.1.1 Definition der Anfangs- und Randbedingungen

Um ein geotechnisches System in einem Berechnungsmodell abbilden zu können, sind Vereinfachungen notwendig. Es muss entschieden werden, welche Materialeigenschaften und Randbedingungen in der Berechnung erfasst werden sollen [20]. Das System sollte insbesondere auf Symmetrien und Hauptbeanspruchungsrichtungen untersucht werden, da es in vielen Fällen effizienter ist, ein ebenes oder rotationssymmetrisches System zu wählen, um eine komplexe Diskretisierung zu vermeiden [20]. Die Größe des Berechnungsausschnittes und die damit einhergehende Definition der Anfangs- und Randbedingungen muss so gewählt werden, dass die Berechnungsergebnisse dadurch nicht signifikant beeinflusst werden [20]. Ausgewählte Verschiebungskomponenten werden in der Regel an den freigeschnittenen Außenrändern des Berechnungsanschnittes zu Null angenommen (siehe Abbildung 3.2) [20].

In Sonderfällen können an den Rändern des Berechnungsausschnittes auch Verschiebungen eingepreßt werden, beispielsweise bei Detailmodellen, die einen Ausschnitt eines größeren Berechnungsmodells darstellen. In den *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG* wird in Abhängigkeit der Systemabmessungen der Baugrube die Größe eines Berechnungsausschnittes für das numerische Berechnungsmodell (siehe Abbildung 3.1) angegeben [20].

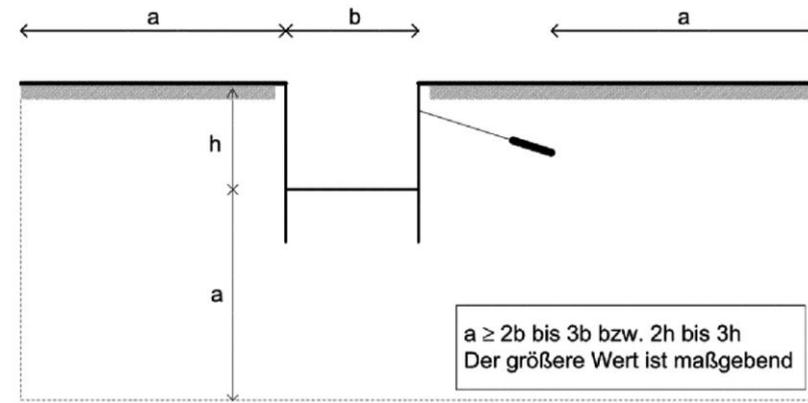


Abb. 3.1: Empfehlung zur Wahl des Berechnungsausschnittes für die FE-Modellierung von Baugrubenwänden [21]

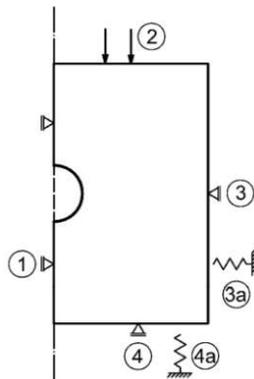


Abb. 3.2: Berechnungsausschnitt eines Tunnels mit Randbedingungen; Symmetrieachse und seitlicher Rand (1) und (3): keine horizontale Verschiebung, vertikale Verschiebung frei; oberer Rand (2): freier Rand mit Belastung; unterer Rand (4): keine vertikale Verschiebung, Horizontalverschiebung frei; Federelemente (4a) und (4b): Im Sonderfall um die Wirkung angrenzender Bereiche näherungsweise zu erfassen [20]

Je größer der Berechnungsausschnitt gewählt wird, umso weniger wird das rechnerische Tragverhalten des Bauwerks durch die seitlichen Begrenzungen des Berechnungsausschnittes beeinflusst. Werden an den Rändern des Berechnungsausschnittes Auflagerreaktionen hervorgerufen, wie beispielsweise in vertikaler Richtung am unteren Rand bei der Diskretisierung einer Baugrube, ist der Einfluss des Berechnungsausschnittes besonders groß. Wenn tief reichende Berechnungsausschnitte gewählt werden, muss bei der Wahl der Stoffmodelle und Modellparameter berücksichtigt werden, dass die Steifigkeit des Bodens in der Regel mit der Tiefe deutlich zunimmt, da sich sonst unrealistisch große Verformungen ergeben (z.B. Sohlhebungen bei Baugruben oder Tunneln, Setzungen von Gründungen) [20].

3.1.2 Diskretisierung des Berechnungsmodells

Die Ergebnisse aus FE-Berechnungen stellen immer Näherungslösungen dar und stimmen bei gleichen Stoffansätzen und Materialparametern mit exakten Lösungen umso besser überein, je feiner die Diskretisierung und je höherwertiger die Ansatzfunktionen für die Verschiebungen und Spannungen der Elemente ist [20]. Die Größe der einzelnen Elemente, um ausreichend zutreffende Ergebnisse zu erhalten, hängt wesentlich von der gewählten Ansatzfunktion und der Art der Elemente ab. In Abbildung 3.3 ist eine Auswahl von möglichen Elementtypen einer FE-Berechnung dargestellt. In der FE-Berechnungssoftware *Plaxis 2D* stehen 6-knotige Dreieckselemente mit quadratischer Ansatzfunktion und 15-knotige Dreieckselemente mit Ansatzfunktionen vierten Grades zur Verfügung [40]. Gemäß [20] reichen quadratische Polynome als Ansatzfunktion aus. Die Elemente sollten möglichst gedrungen sein, um optimale Ergebnisse zu erzielen. Bei Verwendung von Viereckelementen wird in [20] empfohlen, dass das Seitenverhältnis der Elemente nicht größer als 5 und die Eckwinkel nicht kleiner als 45° sein sollten. Bei Dreieckselementen sollte das Verhältnis zwischen Um- und Inkreis nicht größer als 5 sein. Bei der Diskretisierung von Strukturelementen, wie z.B. Träger, Anker und Platten, kann häufig auf spezielle Balken-, Stab-, oder Membranelemente zurückgegriffen werden [20]. Die Modellierung der Interaktion zwischen dem Boden und dem Bauwerk erfolgt über besondere Kontaktelemente (*interface elements*), die die Möglichkeit eines tangentialen Gleitens oder eines begrenzt kraftschlüssigen Verbundes simulieren. Bei höheren Spannungsgradienten ist die Diskretisierung bzw. das FE-Netz lokal zu verfeinern. Eine lokale FE-Netzverfeinerung wird gemäß [20] an folgenden Stellen empfohlen:

- In der Nähe von Kräfteinleitungsbereichen
- Bei großen Steifigkeitsunterschieden wie z.B. dem Übergang zwischen Bauwerk und Baugrund
- In der Nähe von Ausbruchsrändern bei der Tunnelherstellung
- Bei Singularitäten und Orten kinematischen Zwangs wie z.B. an den Ecken von Fundamenten
- An Grenzen einzelner Bauphasen bei einer Aushubsimulation

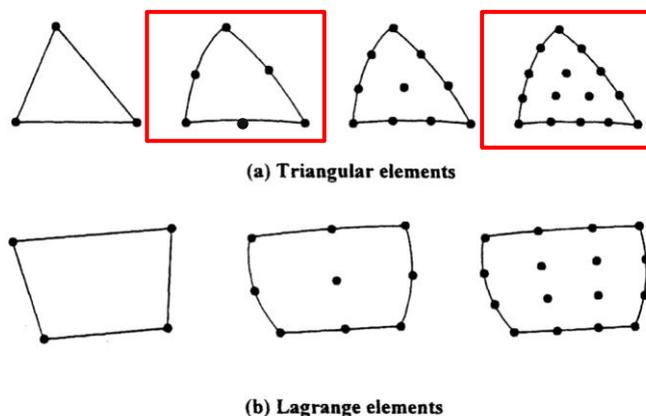


Abb. 3.3: Auswahl von Elementtypen, die bei FE-Berechnungen für die Diskretisierung verwendet werden; bei den rot markierten Elementtypen handelt es sich um 6- bzw. 15-knotige Dreieckselemente, die in der FE-Berechnungssoftware *Plaxis 2D* zur Verfügung stehen [46]

3.1.3 Generieren des Anfangs- bzw. Primärzustandes

Als Anfangs- bzw. Primärzustand wird der in-situ herrschende Spannungs- und Verformungszustand im Baugrund vor Beginn der Baumaßnahme bezeichnet. Aus dem Anfangsspannungszustand ergeben sich in der Regel die wesentlichen Einwirkungsgrößen für den Entwurf und die Berechnung von Erd- und Felsbauwerken [20]. Der Anfangszustand muss möglichst genau erfasst werden und hängt in erster Linie von der Bodenwichte und den mechanischen Bodenparametern ab. Weitere Faktoren, die den Primärzustand des Bodens beeinflussen sind gemäß [20]:

- Belastungsgeschichte des Bodens (Konsolidation, geologische Vorbelastung)
- Topografie, Trennflächengefüge im Felsen und geologisch bedingte Scherzonen im Lockergestein
- Tektonische Verhältnisse (z.B. Berücksichtigung des Horizontalschubs im Bereich von Faltengebirgen)
- Grundwasserverhältnisse und Sickerströmungen
- Zusätzlich aufgebrauchte äußere Lasten (z.B. aus Bestandsbauwerken)

Der Überkonsolidierungsgrad (*Overconsolidation Ratio OCR*) und der POP-Wert (*Pre-Overburden Pressure POP*) quantifizieren die geologische Vorbelastung feinkörniger Böden und beeinflussen maßgeblich den Primärzustand des Baugrundes. Die initialen Materialparameter des gewählten konstitutiven Gesetzes stehen im Zusammenhang mit dem Überkonsolidierungsgrad des Bodens, da durch die Überkonsolidierung die Lage der aktiven Fließfläche und somit auch die Größe und Position des elastischen Wiederbelastungsbereichs im Spannungsraum beeinflusst wird [20].

Eine Möglichkeit den Anfangsspannungszustand (*initial stress*) im Modell zu generieren, ist das K_0 -Verfahren, bei dem der Seitendruckbeiwert K_0 zur Berechnung der Horizontalspannungen herangezogen wird. Bei normalkonsolidierten Böden wird der Seitendruckbeiwert K_0^{NC} im Regelfall nach der Formel von *Jaky* [40] ermittelt:

$$K_0^{\text{NC}} = 1 - \sin \varphi = \frac{\sigma_{xx}'}{\sigma_{yy}'} = \frac{\sigma_{zz}'}{\sigma_{yy}'} \quad (3.1)$$

wobei φ der Reibungswinkel, σ_{yy}' die effektive Vertikalspannung und σ_{xx}' bzw. σ_{zz}' die effektive Horizontalspannung ist. Bei der Verwendung von höherwertigen Stoffmodellen, wie z.B. dem Hardening Soil Modell, wird der Einfluss der geologischen Vorbelastung bei der Berechnung des Seitenbeiwerts K_0^{OC} mitberücksichtigt. Die Gleichung (3.1) wird gemäß [40] unter Einbeziehung der *overconsolidation ratio OCR*, dem *pre-overburden pressure POP* und der elastischen Querdehnzahl für Wiederbelastung ν_{ur} wie folgt erweitert:

$$K_0^{\text{OC}} = K_0^{\text{NC}} \cdot OCR - \frac{\nu_{\text{ur}}}{1 - \nu_{\text{ur}}} \cdot (OCR - 1) + \frac{K_0^{\text{NC}} \cdot POP - \frac{\nu_{\text{ur}}}{1 - \nu_{\text{ur}}} \cdot POP}{|\sigma_{yy}'|} \quad (3.2)$$

Bei der Verwendung von sehr niedrigen oder sehr hohen K_0 -Werten kann es vorkommen, dass der generierte Spannungszustand das *Mohr-Coulomb'sche* Versagenskriterium verletzt. In solchen Fällen erfolgt in *Plaxis* eine automatische Reduktion der Horizontalspannungen, um

dem rechnerischen Versagen des Bodens im Berechnungsmodell entgegenzuwirken, wodurch sich ein Spannungsfeld ergeben kann, das sich nicht zur Gänze im Gleichgewichtszustand befindet. Im Allgemeinen ist ein initialer Spannungszustand ohne Plastifizierungspunkte (*plastic points*) anzustreben [40].

Die Vertikalspannungen ergeben sich dabei ausschließlich aus der Bodenwichte. Es werden weder plastische Berechnungen durchgeführt, noch Verschiebungen erzeugt. Auch wenn ausschließlich K_0 -Werte gewählt werden, die bei der Generierung der initialen Spannungen keine Plastifizierungsbereiche zur Folge haben, kann es zu Ungleichgewicht im Spannungsfeld kommen, da im Berechnungsmodell des Primärzustandes keine Scherspannungen erzeugt werden. Ein vollständiger Gleichgewichtszustand kann sich somit nur bei horizontalen Bodenschichten und Grundwasserspiegeln einstellen [40]. In Abbildung 3.4 sind Beispiele für geneigte Oberflächen und Bodenschichten angeführt, die zu nicht im Gleichgewicht stehenden, initialen Spannungsfeldern führen können.

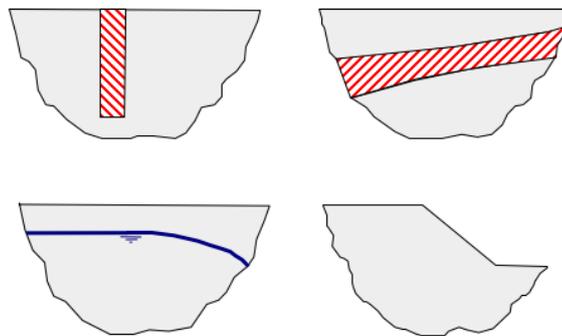


Abb. 3.4: Beispiele für geneigte Oberflächen und Bodenschichten, die bei Anwendung des K_0 -Verfahrens zu initialen Spannungszuständen führen können, die sich nicht im Gleichgewicht befinden [46]

Um bei dem K_0 -Verfahren auch bei geneigten Oberflächen ein vollständig im Gleichgewicht stehendes Spannungsfeld zu erzeugen, bedarf es einem Zwischenschritt in Form einer sogenannten NIL-Phase (*plastic nil-phase*). In der NIL-Phase wird das Bodenmodell aus der vorherigen, initialen Bauphase ohne zusätzliche Lastaufbringung übernommen und einer plastischen Berechnung unterzogen. Das Resultat ist ein Spannungsfeld das im Gleichgewicht steht, jedoch werden auch zugehörige Verschiebungen generiert. Nach erfolgreich durchgeführter NIL-Phase sollten die Verschiebungen zurückgesetzt werden, damit die darauffolgenden Berechnungsphasen dadurch nicht beeinflusst werden [40]. Bei sehr steilen Böschungen und Oberflächen besteht trotz Anwendung einer NIL-Phase die Möglichkeit, dass keine im Gleichgewicht stehenden, initialen Spannungsfelder erzeugt werden können. In diesen Fällen sollte auf eine andere Methode zur Generierung des Primärzustandes zurückgegriffen werden, wie z.B. dem Gravity Loading [40].

Gravity Loading bezeichnet eine plastische Berechnungsphase bei der initiale Spannungsfelder anhand des Bodeneigengewichts generiert werden. Es erfolgt also eine FE-Berechnung bei der das Berechnungsmodell stufenweise mit dem Bodeneigengewicht belastet wird. Dabei werden

neben Spannungen auch Verformungen errechnet, die für nachfolgende Berechnungsphasen zurückgesetzt werden sollten [40]. Die generierten Horizontalspannungen hängen stark von der Poissonzahl ν ab. Es ist deshalb notwendig, den Wert der Poissonzahl ν in Abhängigkeit des K_0 -Wertes zu wählen.

In den Gleichungen (3.3) und (3.4) ist der Zusammenhang zwischen effektiven Vertikalspannungen σ_v' und Horizontalspannungen σ_h' gemäß [40] und [46] angeführt.

$$\sigma_h' = \sigma_v' \cdot \frac{\nu}{1 - \nu} = \sigma_v' \cdot K_0 \quad (3.3)$$

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (3.4)$$

Gravity Loading hat gegenüber dem K_0 -Verfahren den Vorteil, dass der generierte initiale Spannungszustand immer im Gleichgewicht ist. Gravity Loading kann in der Regel nur bei elasto-plastischen Stoffmodellen (Lineare Elastizität, Mohr-Coulomb) angewendet werden, für höherwertige Stoffmodelle wird auf das K_0 -Verfahren verwiesen [46]. Das K_0 -Verfahren ist dem Gravity Loading, wenn möglich, vorzuziehen, da Gravity Loading einige Nachteile mit sich bringt, wie z.B. [20]:

- die Generierung von initialen, nicht-physikalischen Verschiebungen (Rückstellung der Verschiebungen in der nächsten Berechnungsphase erforderlich)
- die erschwerte Berücksichtigung von geologischen Vorbelastungen (OCR bzw. POP werden nicht berücksichtigt)
- die erschwerte Beeinflussung des K_0 -Wertes (Berechnung über die Poissonzahl ν)
- die Gefahr, bei undrainierten Berechnungen negative Porenwasserüberdrücke zu erzeugen

Bei komplexen Ausgangssituation, wie z.B. bei Bauprojekten in der Innenstadt, kann es erforderlich sein, mehrere Berechnungsphasen vorzusehen, um den Anfangszustand für das aktuelle Bauprojekt korrekt zu erfassen [46]. In Abbildung 3.5 wird eine Vorgehensweise zur Ermittlung des Primärzustandes eines innerstädtischen Bauprojektes schematisch dargestellt.

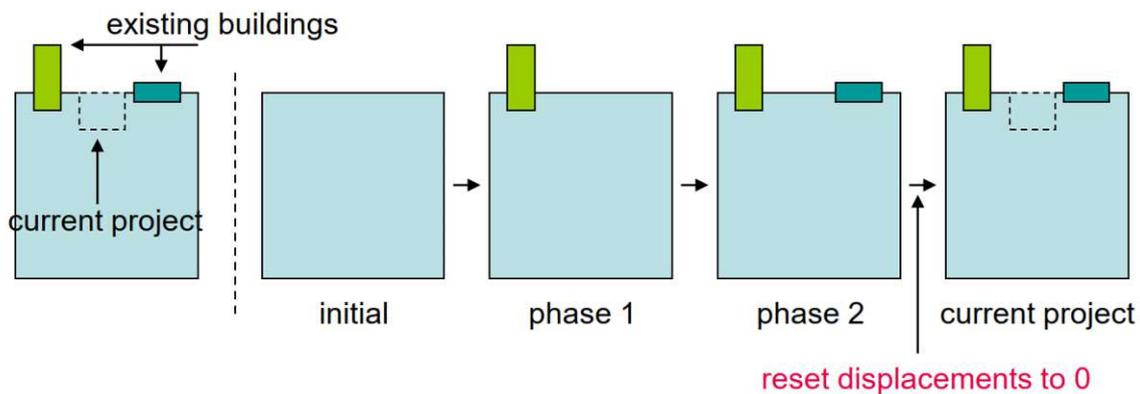


Abb. 3.5: Generieren des Primärzustands bei Bauprojekten in innerstädtischen Gebieten [46]

3.1.4 Modellierung und Berücksichtigung des Grundwassers

Es existieren zwei unterschiedliche Möglichkeiten, um den Einfluss von Grundwasser bei Spannungsberechnungen zu berücksichtigen: eine ungekoppelte Analyse oder eine gekoppelte Analyse. Bei der ungekoppelten Analyse wird die Porendruckverteilung vor jedem Spannungsberechnungsschritt ermittelt und für die nachfolgende Spannungsberechnung angesetzt. Bei der gekoppelten Berechnung werden der totale Spannungszustand und die Porenwasserdruckverteilung in einem Schritt mittels einer voll gekoppelten Analyse ermittelt [20].

Die einfachste Variante zur Berechnung des Porenwasserdrucks ist die Vorgabe der Oberfläche des freien Grundwasserspiegels. Im gesättigten Bereich unter dem Grundwasserspiegel wird dabei eine hydrostatische Verteilung des Porenwasserdrucks vorausgesetzt [20]. Die Berechnung der Porenwasserdrücke über die Definition eines Grundwasserspiegels darf gemäß [20] dann angewendet werden, wenn:

- der Grundwasserspiegel als stationär angenommen werden kann
- die Wirkung aus der Strömungskraft auf die Bodenmasse vernachlässigt werden kann
- keine gespannten Grundwasserzustände in tief liegenden Schichten vorliegen

Analog zu den Spannungsberechnungen in Abschnitt 3.1.1 müssen im Zuge der Modellbildung Randbedingungen für die Berechnung der Porenwasserdrücke definiert werden. In Abbildung 3.6 ist eine schematische Darstellung der Randbedingungen für einen freien Grundwasserspiegel in durchlässigen Böden ersichtlich.

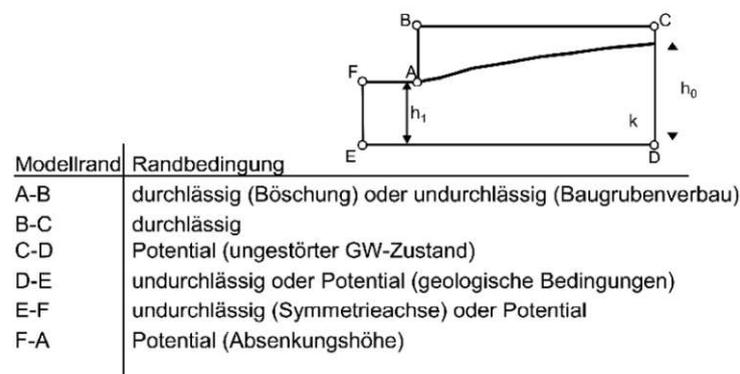


Abb. 3.6: Randbedingungen zur Definition des freien Grundwasserspiegels für die FE-Modellierung bei Baugrubenwänden [20]

Für grobe Abschätzungen der Absenkreichweite R kann gemäß [1] und [20] auf die empirische Formel von *Sichardt* (Gleichung (3.5)) oder die Formel der *U.S. Corps of Engineers* (Gleichung (3.6)) zurückgegriffen werden, wobei h_0 und h_1 Potentialhöhen des Grundwassers gemäß Abbildung 3.6 bezeichnen und k_f der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens ist.

$$R_{\text{Sichardt}} = 3000 \cdot (h_1 - h_0) \cdot \sqrt{k_f} \quad (3.5)$$

$$R_{\text{U.S. Corps}} = 1500 \div 2000 \cdot (h_1 - h_0) \cdot \sqrt{k_f} \quad (3.6)$$

Eine stationäre Grundwasserberechnung ist erforderlich, wenn der Strömungsdruck auf die Bodenmasse mitzubehrsichtigen ist und die Änderungen der Grundwasserstände während des Betrachtungszeitraumes vernachlässigbar sind [20]. Bei Baugruben kann grundsätzlich zwischen weiträumigen Grundwasserabsenkungen innerhalb und außerhalb der Baugrube, Grundwasserabsenkungen ausschließlich innerhalb der Baugrube und dem Aushub unter Wasser unterschieden werden [21]. Die Modellierung der Grundwasserabsenkung im Berechnungsmodell hängt im Wesentlichen von der Durchlässigkeit des Bodens und dem räumlichen und zeitlichen Zusammenwirken zwischen Aushub und Grundwasserabsenkung ab [21].

Grundwasserabsenkungen und Konsolidationsprozesse können im Regelfall als eigene Lastfälle betrachtet werden und müssen nur in Sonderfällen in einer gekoppelten, instationären Berechnung erfasst werden [21]. In folgenden Standardfällen wird gemäß den *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG* [21] eine ungekoppelte Berechnung als angemessen betrachtet:

- Bei weiträumigen Grundwasserabsenkungen in durchlässigen Böden, bei der es zu keiner zeitlichen und räumlichen Überschneidung mit Aushubprozessen kommt. In diesem Fall kann eine Strömungsberechnung mit anschließender Verformungsanalyse durchgeführt werden. Alternativ kann der Grundwasserspiegel ohne numerische Berechnung vorgegeben und durch Ansetzen der sich daraus ergebenden Änderungen der Bodenwichten die Verformung des Baugrunds ermittelt werden.
- Bei einer Einbindung der Baugrubenumschließung in eine undurchlässige Bodenschicht oder eine künstliche Dichtsohle. Die Grundwasserabsenkung erfolgt nur innerhalb der Baugrube gleichzeitig mit dem Aushub und der Grundwasserspiegel außerhalb der Baugrube bleibt unverändert. Wenn keine nennenswerten hydraulischen Gradienten zu erwarten sind, können näherungsweise hydrostatische Wasserdruckverteilungen auf beiden Seiten der Baugrubenwände in Abhängigkeit der Grundwasserstände angesetzt werden. Falls es durch Entwässerung zu Veränderungen der Bodenwichte kommt, ist das zu berücksichtigen.
- Bei einem Aushub unter Wasser mit hochliegender Dichtsohle. Das Abpumpen des Wassers aus der Baugrube (Lenzen) ist als gesonderter Lastfall zu untersuchen.

In folgenden Fällen wird gemäß den *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG* [21] eine gekoppelte Berechnung zur realistischen Simulation der zeitlichen Entwicklung der wirksamen Spannungen und Verformungen empfohlen:

- Hebungen der Baugrubensohle
- Verformungsanalysen in weichen Böden
- Progressive Böschungsbrüche
- Umverteilung der Aussteifungskräfte bei mehrfach gestützte Baugrubenwänden
- Abschätzung der Stabilität temporärer Böschungen
- Berücksichtigung zeitbegrenzter undrainierter Zustände
- Langzeitsetzungen von Bauteilen

3.1.5 Drainierte und undrainierte Analyse

Bei schneller Belastung eines wassergesättigten Bodens mit geringer Durchlässigkeit wird die Zusatzlast aufgrund der sehr hohen Kompressionssteifigkeit des Wassers vom Porenwasser abgetragen. Das Korngerüst wird nicht belastet und es entstehen Porenwasserüberdrücke (undrainierter Anfangszustand). Im Zuge des Konsolidierungsprozesses werden die Porenwasserdrücke mit der Zeit abgebaut und die Spannungen gehen so lange auf das Korngerüst über, bis ein drainierter Endzustand ohne Porenwasserdrücke erreicht wird [20]. Die effektiven Spannungen haben Einfluss auf die Scherfestigkeit des Bodens und sind somit unerlässlich für Standsicherheitsuntersuchungen. Häufig ist bei Aushubvorgängen (Entlastungen) der Endzustand maßgebend, wohingegen bei Belastungen, wie z.B. Dammschüttungen und Fundamenten, der Anfangszustand für die Standsicherheit maßgebend ist [20].

Undrainierte Berechnungen können in Form von totalen oder effektiven Spannungsanalysen durchgeführt werden. Für die totale Spannungsanalyse werden dem Boden undrainierte Steifigkeitsparameter zugeordnet [46]. Der Kompressionsmodul für die totale Spannungsanalyse K_{Total} wird gemäß Gleichung (3.7) berechnet, wobei ν_u die Poissonzahl für undrainierte Bodenverhältnisse, ν' die Poissonzahl und E' der lineare Elastizitätsmodul des Bodens sind. Das Porenwasser wird für die FE-Berechnung als nahezu inkompressibel angenommen und besitzt daher einen theoretisch unendlich großen Kompressionsmodul K_W . Die Poissonzahl ν_u für undrainierte Analysen wird deshalb zwischen 0,495 und 0,499 gewählt [20]. Bei totalen Spannungsanalysen werden jedoch keine Porenwasserüberdrücke ermittelt, sodass Konsolidationsvorgänge nicht untersucht werden können [46].

$$K_{\text{Total}} = \frac{E' \cdot (1 + \nu_u)}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu_u) \cdot (1 + \nu')} \quad (3.7)$$

Bei der effektiven Spannungsanalyse werden die effektiven Spannungen und Porenwasserdrücke ermittelt, sodass sie auch zur Untersuchung von Konsolidationsprozessen geeignet ist [46]. Es wird empfohlen, bei der Verwendung von effektiven Scherparametern höherwertigere Stoffmodelle zu verwenden, um die undrainierte Scherfestigkeit, die sich aus dem Stoffgesetz ergibt, nicht zu überschätzen. Der Dilatanzwinkel ψ ist zu Null zu setzen, damit keine unrealistischen Porenwasserdrücke berechnet werden, die zu hohen Scherfestigkeiten führen [20]. Bei der undrainierten Berechnung verformt sich der Boden unter Volumenkonstanz und beeinflusst einen großen Teil des umliegenden Baugrundbereichs. Deshalb sollte der Berechnungsausschnitt größer als bei der drainierten Analyse gewählt werden [20].

Ob drainiertes oder undrainiertes Materialverhalten vorliegt hängt von der Durchlässigkeit des Bodens, den Drainwegen und der Belastungsgeschwindigkeit ab [20]. Als Entscheidungshilfe für Baugrubenberechnungen wird gemäß [20] der dimensionslose Zeitfaktor T_V aus der *Terzaghi*'schen Konsolidationstheorie vorgeschlagen. Für den in Gleichung (3.8) errechneten Zeitfaktor $T_V < 0,01$ überwiegen undrainierte Verhältnisse und bei $T_V > 0,40$ kann von drainierten Verhältnissen ausgegangen werden. Bei uneindeutigen Verhältnissen ist sowohl der undrainierte als auch der drainierte Fall zu untersuchen [20].

$$T_V = \frac{k_f \cdot E_s}{\gamma_w \cdot D_{\text{drain}}^2} \cdot t \quad (3.8)$$

Hierbei steht E_s für den Steifemodul des Bodens, γ_w für die Wichte des Wassers, D_{drain} für den Drainweg und t für den betrachteten Belastungszeitraum.

3.2 Stoffmodelle für Böden

Stoffmodelle sind physikalisch-konstitutive Gesetze die Spannungen und Dehnungen in Zusammenhang bringen. Sie werden zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens von Böden verwendet, um das reale Bodenverhalten in Berechnungsmodellen bestmöglich wiedergeben zu können. In der Geotechnik gibt es kein Stoffmodell, das universell für alle geotechnischen Problemstellungen gültig ist. Vielmehr muss das passende Stoffmodell in Abhängigkeit der betrachteten Problemstellung und des Bodens unter Berücksichtigung einer Vielzahl von Randbedingungen gewählt werden, damit mit numerischen Berechnungen befriedigende Ergebnisse erzielt werden können [20].

3.2.1 Lineare Elastizität

Das linear elastische Stoffmodell ist für die Modellierung des Bodenverhaltens nur begrenzt anwendbar, da der Boden ein nicht-lineares Verhalten aufweist und häufig plastischen Deformationen und Umlagerungsprozessen ausgesetzt ist. In der Geotechnik wird die lineare Elastizität vorwiegend zur Abbildung von massiven Bauteilen (Betonfundament), Festgesteinen oder in der Bodendynamik bei sehr geringen Verformungen verwendet [20]. Das isotrope, linear elastische Materialmodell folgt dem in der Gleichung (3.9) angeführten, für den eindimensionalen Fall geltenden, *Hooke'schen* Gesetz das besagt, dass zwischen Spannungen σ und Dehnungen ε ein linearer und reversibler Zusammenhang herrscht.

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.9)$$

Das Stoffmodell kann für den isotropen Fall nur mit zwei Stoffparametern (E und ν) beschrieben werden. Für den räumlichen Fall wird gemäß den Gleichungen (3.10) bis (3.13) die Elastizitätsmatrix $[D]$ eingeführt und das *Hooke'sche* Gesetz wird gemäß Gleichung (3.14) auf ein dreidimensionales Bezugssystem erweitert [46].

$$[D] = \alpha_1 \cdot \begin{bmatrix} 1 & \alpha_2 & \alpha_2 & 0 & 0 & 0 \\ \alpha_2 & 1 & \alpha_2 & 0 & 0 & 0 \\ \alpha_2 & \alpha_2 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \alpha_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \alpha_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \alpha_3 \end{bmatrix} \quad (3.10)$$

$$\alpha_1 = \frac{E \cdot (1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (3.11)$$

$$\alpha_2 = \frac{\nu}{(1 - \nu)} \quad (3.12)$$

$$\alpha_3 = \frac{(1 - 2 \cdot \nu)}{2 \cdot (1 - \nu)} \quad (3.13)$$

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (3.14)$$

Die Gleichung (3.10) vereinfacht sich im Fall eines ebenen Verzerrungszustandes (*plane strain*) zu Gleichung (3.15) unter der Voraussetzung, dass die Verschiebungen aus der Ebene heraus verhindert werden ($\varepsilon_z = 0, \sigma_z \neq 0$).

$$[D]_{\text{plain strain}} = \frac{E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \cdot \begin{bmatrix} (1 - \nu) & \nu & 0 \\ \nu & (1 - \nu) & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1 - \nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (3.15)$$

Im Fall eines ebenen Spannungszustandes (*plane stress*) vereinfacht sich die Gleichung (3.10) zu Gleichung (3.16) unter der Voraussetzung, dass die Verschiebungen aus der Ebene heraus nicht behindert werden und keine Spannung vorhanden sind ($\varepsilon_z \neq 0, \sigma_z = \tau_{zx} = \tau_{yz} = 0$).

$$[D]_{\text{plain stress}} = \frac{E}{(1 - \nu^2)} \cdot \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1 - \nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

In der Bodenmechanik ist es gebräuchlich anstatt des Elastizitätsmoduls E und der Poissonzahl ν den Kompressionsmodul K und den Schubmodul G zu verwenden (siehe Abbildung 3.7). Die elastischen Parameter lassen sich gemäß den Gleichungen (3.17) und (3.18) ineinander umrechnen [46].

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad (3.17)$$

$$K = \frac{E}{3 \cdot (1 - 2 \cdot \nu)} \quad (3.18)$$

Der Kompressionsmodul K beeinflusst die volumetrischen Änderungen und der Schubmodul G beeinflusst die Gestaltänderungen und somit das Scherverhalten von Böden. In der Gleichung (3.19) wird ersichtlich, dass die beiden Steifigkeitsparameter nicht gekoppelt sind [46].

$$\begin{Bmatrix} d\varepsilon_v \\ d\varepsilon_q \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{K} & 0 \\ 0 & \frac{1}{3 \cdot G} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} dp \\ dq \end{Bmatrix} \quad (3.19)$$

Hierbei steht ε_v für die volumetrische Dehnung, ε_q für die deviatorische Schubverzerrung, p für die hydrostatische Spannung und q für die deviatorische Spannung.

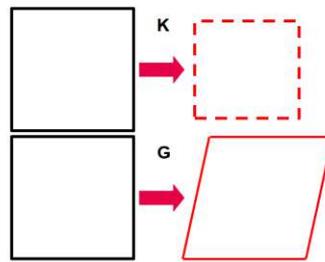


Abb. 3.7: Schematische Darstellung der Beeinflussung eines Bodenelements durch die elastischen Parameter K und G ; oben: der Kompressionsmodul K steuert die volumetrischen Verformungen und „skaliert“ das Bodenelement winkeltreu; unten: der Schubmodul G steuert die deviatorischen Verformungen und „verzerrt“ das Bodenelement unter Volumenkonstanz [46]

Unter anisotropen, linear elastischen Verhältnissen versteht man einen richtungsabhängigen, linear elastischen Zusammenhang zwischen Spannungen σ und Dehnungen ε . Es werden somit zusätzliche Stoffparameter benötigt, um den Zusammenhang ausreichend beschreiben zu können. Transversale Isotropie (*cross anisotropy*) kann beispielsweise zur Modellierung von Baugrubenwänden oder horizontal geschichteten Felsformationen verwendet werden und benötigt 5 Stoffparameter (E_1 , E_2 , ν_1 , ν_2 und G). Orthotropes Materialverhalten (*orthotropic material*) kann z.B. bei horizontal geschichteten Felsen mit vertikalen Trennflächen angewendet werden, dabei ist die Angabe von 9 Stoffparametern erforderlich (E_1 , E_2 , E_3 , ν_1 , ν_1 , ν_1 , G_1 , G_2 und G_3) [46]. In Abbildung 3.8 wird die Definition von anisotropen Stoffparametern bei Plattenelementen in der Berechnungssoftware *Plaxis* dargestellt.

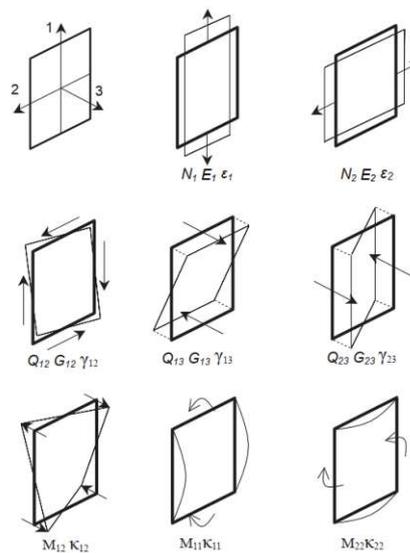


Abb. 3.8: Definition anisotroper Stoffparameter bei Plattenelementen in *Plaxis* [40]

Der Vorteil des linear elastischen Materialmodells ist die Einfachheit, da bei isotropen Materialien lediglich 2 Stoffparameter zur vollständigen Beschreibung des Stoffgesetzes notwendig sind [46]. Das Modell lässt jedoch aufgrund des Fehlens einer Grenzbedingung keine irreversiblen, bleibenden Verformungen zu und schließt beliebige Druck- und Zugbelastungen ein [20].

3.2.2 Linear elastische - ideal plastische Materialmodelle

Linear elastische Stoffmodelle sind wesentliche Bestandteile von elasto-plastischen Stoffmodellen [20]. Bei elastoplastischen Stoffmodellen ist eine Grenzbedingung vorhanden die einen Bereich zulässiger Spannungen definiert. Die Grenzbedingung ist in der Regel vom Reibungswinkel φ und der Kohäsion c abhängig und definiert gemeinsam mit der Fließregel das elastoplastische Verhalten des Kontinuums. In der Bodenmechanik häufig verwendete Grenzbedingungen sind z.B. das Kriterium nach *Mohr-Coulomb*, nach *Drucker-Prager*, nach *Matsuoka-Nakai*, nach *Tresca* oder nach *Lade* [20].

Um Grenzbedingungen bezugssystemunabhängig formulieren zu können, ist die Verwendung von invarianten Spannungsgrößen notwendig (siehe Gleichung (3.20) bis Gleichung (3.24)). Die mittlere Normalspannung σ_m , die Wurzel der 2. Invariante des Spannungsdeviators $\bar{\sigma}$ und der Lode-Winkel θ werden aus den Hauptspannungen ermittelt und können für die Formulierung der Grenzbedingungen verwendet werden. Diese Größen legen die deviatorische Ebene (π -plane) im Hauptspannungsraum fest (siehe Abbildung 3.9) [46].

$$\sigma_m = \frac{1}{3} \cdot (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (3.20)$$

$$J_2 = \frac{1}{2} \cdot [(\sigma_1 - \sigma_m)^2 + (\sigma_2 - \sigma_m)^2 + (\sigma_3 - \sigma_m)^2] \quad (3.21)$$

$$J_3 = (\sigma_1 - \sigma_m) \cdot (\sigma_2 - \sigma_m) \cdot (\sigma_3 - \sigma_m) \quad (3.22)$$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{J_2} \quad (3.23)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \cdot \sin^{-1} \left(\frac{-3 \cdot \sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{\bar{\sigma}^3} \right) \quad (3.24)$$

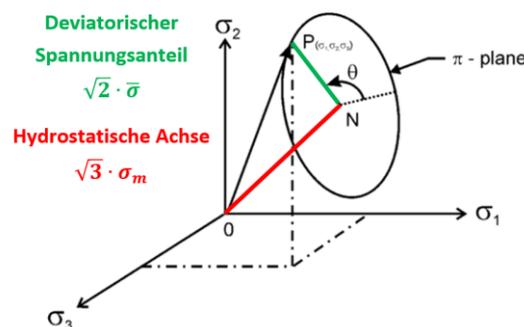


Abb. 3.9: Hauptspannungsraum (adaptiert nach [46])

Die in Abbildung 3.9 rot gekennzeichnete Verbindungslinie zwischen dem Ursprung O und dem Mittelpunkt der deviatorischen Ebene N wird als hydrostatische Achse bezeichnet. Spannungspunkte, die entlang der hydrostatischen Achse verlaufen, besitzen in allen Hauptspannungsrichtungen gleich große Spannungskomponenten. Die grüne Verbindungslinie zwischen dem Mittelpunkt der deviatorischen Ebene N und dem Punkt P ist ein Maß für den deviatorischen Spannungsanteil. Je weiter ein Spannungspunkt von der hydrostatischen Achse entfernt ist, umso höher ist die Schubbeanspruchung [46].

Das zu Grunde liegende Prinzip der Elastoplastizität ist die Trennung der Verzerrungen bzw. Verzerrungsraten in einen elastischen Anteil ε^e bzw. $\dot{\varepsilon}^e$ und einen plastischen Anteil ε^p bzw. $\dot{\varepsilon}^p$ (siehe Gleichung (3.25) bzw. Gleichung (3.26)) [39].

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon^e\} + \{\varepsilon^p\} \quad (3.25)$$

$$\{\dot{\varepsilon}\} = \{\dot{\varepsilon}^e\} + \{\dot{\varepsilon}^p\} \quad (3.26)$$

Linear elastisch – ideal plastisches Materialverhalten liegt vor, wenn beim Erreichen der Fließspannung Y_0 auch die Bruchspannung Y_F erreicht wird. In Abbildung 3.10 ist ersichtlich, dass sich ein Spannungsplateau ausbildet, wenn die Fließspannung erreicht wird, bei dem es zu keinem Spannungszuwachs mehr kommen kann [46].

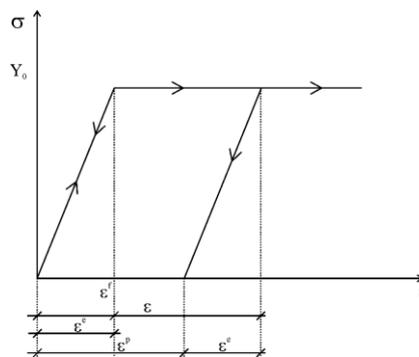


Abb. 3.10: Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines linear elastischen – ideal plastischen Materials [46]

Um ein linear elastisches – ideal plastisches Materialverhalten beschreiben zu können benötigt man gemäß [46] eine:

- Spannungs-Dehnungs-Beziehung im elastischen Bereich
- Fließ- oder Bruchfunktion zur Definition des Auftretens plastischer Verformungen
- Fließregel zur Festlegung der Richtung und der Größe des Zuwachses der plastischen Dehnungen

Die Fließfunktion $f_{(\sigma)}$ definiert, ob sich ein Spannungszustand im elastischen oder plastischen Bereich befindet bzw. ob elastische oder plastische Dehnungen vorliegen. Die Richtung und die Größe der plastischen Dehnungszuwächse werden über die Fließregel festgelegt (siehe Gleichung (3.27)). Die Richtung des plastischen Dehnungszuwachses $\dot{\varepsilon}^p$ wird durch die Ableitung des plastischen Potentials $g_{(\sigma)}$ angegeben und der Betrag durch den konstanten Konsistenzparameter λ [46].

$$\{\dot{\varepsilon}^p\} = \lambda \cdot \left\{ \frac{\partial g_{(\sigma)}}{\partial \{\sigma\}} \right\} \quad (3.27)$$

Grundsätzlich wird zwischen einer assoziierten Fließregel und einer nicht-assozierten Fließregel unterschieden. Bei der assoziierten Fließregel wird das plastische Potential $g_{(\sigma)}$ mit der Fließfunktion $f_{(\sigma)}$ gleichgesetzt ($g_{(\sigma)} = f_{(\sigma)}$), sodass die plastischen Dehnungszuwächse immer normal auf die Fließfläche stehen (siehe Abbildung 3.11). Eine nicht-assozierte Fließregel liegt vor, wenn das plastische Potential $g_{(\sigma)}$ nicht der Fließfunktion $f_{(\sigma)}$ entspricht

($g_{\{\sigma\}} \neq f_{\{\sigma\}}$). Die Fließregel ermöglicht die Berücksichtigung von Volumenvergrößerungen (Dilatanz) und Volumenverkleinerungen (Kontraktanz) infolge von Scherbeanspruchungen und wird in der Bodenmechanik häufig durch den Dilatanzwinkel ψ beeinflusst. Eine eindeutige Beziehung zwischen Spannungen und Dehnungen kann mit elastisch-ideal plastischen Materialmodellen nicht hergestellt werden, da diese nur für Spannungs- und Dehnungsinkremente formuliert werden [20].

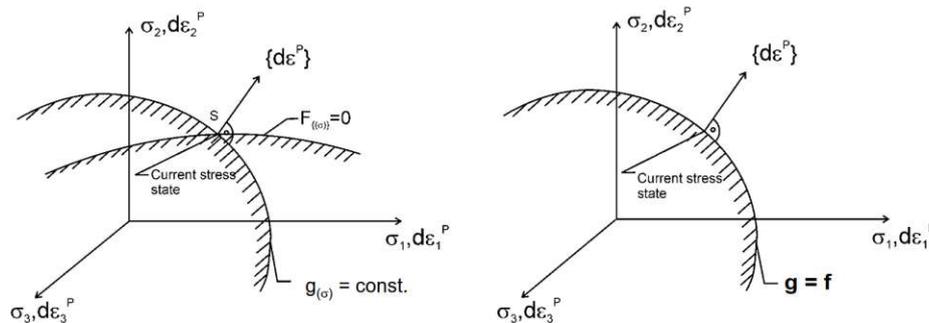


Abb. 3.11: Schematische Darstellung einer Fließfläche in der Hauptspannungsebene, links: nicht-assozierte Fließregel, rechts: assoziierte Fließregel [46]

Die Verwendung von elastisch-ideal plastischen Materialmodellen ist für die Berechnung von Verformungen ohne Richtungsumkehr (z.B. bei Setzungsberechnungen und Dammschüttungen) bedingt geeignet. Weiters werden elastisch-ideal plastische Modelle für Verformungsberechnungen bei Problemstellungen mit vielen Be- und Entlastungsphasen (wie z.B. bei Baugruben) zur Verformungsberechnung nicht empfohlen [20]. Für Standsicherheitsberechnungen ist das Kriterium nach *Mohr-Coulomb* prinzipiell geeignet, jedoch wird die Abhängigkeit von der mittleren Hauptnormalspannung σ_m nicht berücksichtigt, was bei ebenen und dreidimensionalen Berechnungen zu Tragfähigkeitsreserven führen kann [20]. In den Kriterien nach *Lade* und *Matsuoka-Nakai* wird die Abhängigkeit der Scherfestigkeit vom mittleren Spannungszustand berücksichtigt, sodass die Reserven genutzt werden können [20]. Das Kriterium nach *Drucker-Prager* wird für Standsicherheitsberechnungen nicht empfohlen, da je nach Spannungspfad die Scherfestigkeit überschätzt werden kann [20]. In Abbildung 3.12 werden häufig angewendete Grenzbedingungen im Spannungsraum bzw. in der deviatorischen Ebene dargestellt.

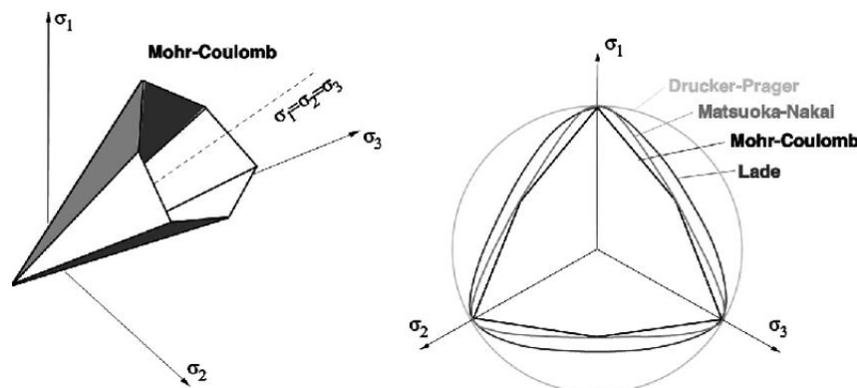


Abb. 3.12: Häufig in der Bodenmechanik verwendete Grenzbedingungen; links: Mohr-Coulomb-Grenzbedingung eines kohäsiven Bodens im Hauptspannungsraum; rechts: ausgewählte Grenzbedingungen in der deviatorischen Spannungsebene [20]

3.2.2.1 Das Mohr-Coulomb Modell (MC-Modell)

Das Mohr-Coulomb Modell ist ein linear elastisch - ideal plastisches Materialmodell. Die Grenzbedingung (siehe Gleichung (3.29) oder Gleichung (3.30)) folgt dem *Mohr-Coulomb'schen* Versagenskriterium aus Gleichung (3.28) und wird in Form einer Fließfunktion für effektive Spannungen und Scherparameter formuliert. In Abbildung 3.13 wird die Mohr-Coulomb'sche Fließfunktion im Hauptspannungsraum dargestellt. Ergibt die Fließfunktion Null, dann wurde die Grenzbedingung erreicht und es kommt zu plastischen Verformungen. Ist das Ergebnis der Fließfunktion ein Wert kleiner als Null, dann befindet sich der untersuchte Spannungszustand im elastischen Bereich.

$$|\tau| = \sigma'_n \cdot \tan(\varphi') + c' \quad (3.28)$$

$$f_{\{\sigma\}} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \varphi' - c' \cdot \cos \varphi' = 0 \quad (3.29)$$

$$f_{\{\sigma\}} = \sigma_m \cdot \sin \varphi' + \bar{\sigma} \cdot \cos \varphi' - \frac{1}{\sqrt{3}} \cdot \bar{\sigma} \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta - c' \cdot \cos \varphi' = 0 \quad (3.30)$$

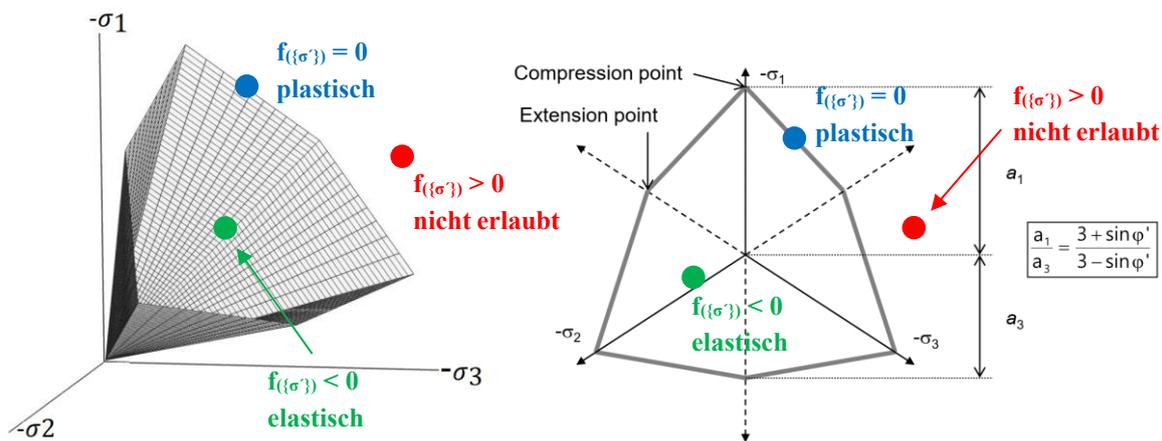


Abb. 3.13: Das Mohr-Coulomb-Modell; links im Hauptspannungsraum, rechts in der deviatorischen Spannungsebene [20]

Die Anwendung der assoziierten Fließregel führt bei dem Mohr-Coulomb Modell zur erheblichen Überschätzung der Dilatanz und somit zu sehr hohen Festigkeiten. Das plastische Potential wird deshalb ungleich der Fließfunktion gewählt, sodass eine nicht - assoziierte Fließregel ($g_{\{\sigma\}} \neq f_{\{\sigma\}}$) zur Anwendung kommt. Das plastische Potential $g_{\{\sigma\}}$ wird in Gleichung (3.31) angeführt und beinhaltet einen weiteren plastischen Stoffparameter, den Dilatanzwinkel ψ [46].

$$g_{\{\sigma\}} = \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 - \sigma'_3) + \frac{1}{2} \cdot (\sigma'_1 + \sigma'_3) \cdot \sin \psi' + \text{const.} \quad (3.31)$$

Die Dilatanz hat Einfluss auf die Bodenfestigkeit und wird im Materialmodell über den Dilatanzwinkel ψ erfasst. Locker gelagerte oder normalkonsolidierte Böden besitzen ein kontraktantes Verhalten. Dicht gelagerte oder überkonsolidierte Böden besitzen ein dilatantes Verhalten. Der Dilatanzwinkel ψ kann labortechnisch durch Triaxialversuche ermittelt

werden. Falls keine experimentell bestimmten Werte vorliegen, können gemäß [20] zur Abschätzung des Dilatanzwinkels ψ folgende Näherungen angenommen werden:

- $\psi = \varphi - 30^\circ$ für Reibungswinkel $\varphi \geq 30^\circ$
- $\psi = 0^\circ$ für Reibungswinkel $\varphi < 30^\circ$

Für den Fall, dass dem Boden eine effektive Kohäsion $c > 0$ zugeordnet wird, lässt das Mohr-Coulomb-Stoffmodell Zugkräfte zu. In Realität kann der Boden jedoch nur sehr geringe bis gar keine Zugkräfte aufnehmen. In *Plaxis* kann mit dem sogenannten *tension cut-off* definiert werden, wie groß die maximal aufnehmbare Zugspannung im Bodenmodell sein darf. Hierzu wurden zusätzliche Fließfunktionen formuliert und in das Stoffmodell implementiert. In *Plaxis* werden standardmäßig bei Verwendung des *tension cut-offs* keine Zugspannungen im Boden zugelassen ($\sigma_t = 0$) [39].

In der Tabelle 3.1 werden die Stoffparameter für das Mohr-Coulomb Modell zusammengefasst. Die wichtigsten Aspekte zum Mohr-Coulomb Modell werden gemäß [46] wie folgt angeführt:

- Einfaches linear elastisches – ideal plastisches Stoffmodell mit *Mohr-Coulomb'scher* Grenzbedingung und 5 Stoffparametern
- Geeignet für Problemstellungen ohne Richtungsumkehr wie z.B. bei Setzungsberechnungen oder Dammschüttungen
- Bei einer großen Anzahl von Be- und Entlastungen (wie z.B. bei Baugruben und Tunneln) ist das Stoffmodell ungeeignet für Verformungsberechnungen
- Eine nicht-assozierte Fließregel mit konstanter Dilatanz wird zu Grunde gelegt
- Standsicherheitsnachweise für drainierte Verhältnisse können geführt werden
- Es wird ein linear elastisches Verhalten bis zum Versagen angenommen
- Keine Unterscheidung zwischen Erstbelastung, Entlastung und Wiederbelastung
- Keine spannungsabhängigen Steifigkeiten (Steifigkeit konstant)
- Ungeeignet für undrainierte Analysen (besonders bei weichen Böden)
- Anisotropien und Krieeffekte können nicht berücksichtigt werden

Tab. 3.1: Parameter des Mohr-Coulomb Modells

Parameter	Einheit	Beschreibung
φ'	[°]	effektiver Reibungswinkel
c'	[kN/m ²]	effektive Kohäsion
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
E	[kN/m ²]	Elastizitätsmodul
ν	[-]	Querdehnzahl bzw. Poissonzahl

3.2.3 Elastisch – plastische Materialmodelle mit isotroper Verfestigung

Bei elastoplastischen Materialmodellen mit Verfestigung entstehen noch vor dem Erreichen der Grenzbedingung plastische Dehnungen [20]. Die Fließspannung Y_0 entspricht nicht der Bruchspannung Y_F . Nach dem Erreichen der Fließspannung Y_0 stellt sich eine Wiederverfestigung (*hardening*) ein, sodass trotz des Auftretens plastischer Verformungen weitere Laststeigerungen bis zum definierten Bruch möglich sind. In Abbildung 3.14 sind Spannungs-Dehnungs-Diagramme eines elastoplastischen Materials dargestellt.

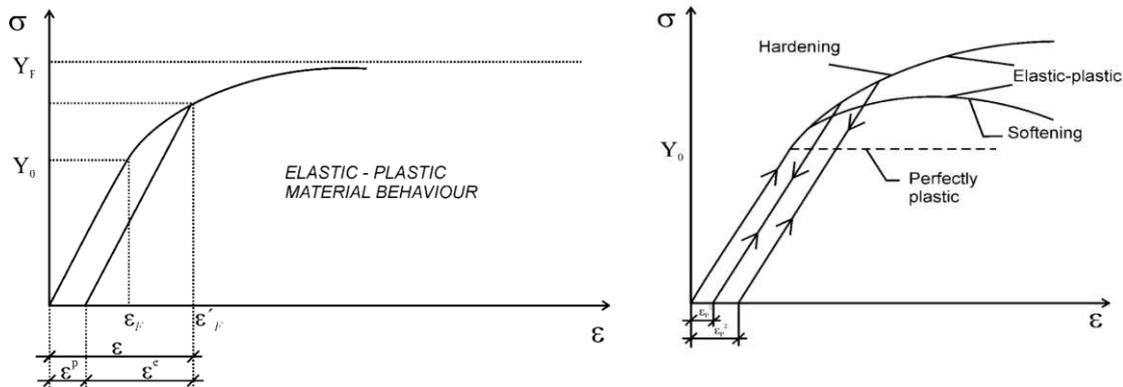


Abb. 3.14: Spannungs-Dehnungs-Diagramme eines linear elastischen – plastischen Materials [46]

Plastische Dehnungen sind analog zu ideal plastischem Materialverhalten an Fließbedingungen und eine Fließregel (siehe Abschnitt 3.2.2) gekoppelt, jedoch ist zur Berücksichtigung des Verfestigungsvorganges eine erweiterte Formulierung der Fließbedingungen und die Einführung von spannungsabhängigen Steifigkeiten erforderlich [20]. Als Verfestigung wird die Größenänderung der Fließfläche bei fortschreitender plastischer Dehnung bezeichnet, bei der ein Spannungszustand die Fließbedingung erfüllt und sich auf der Fließfläche befindet [20].

Die Formulierung des *strain hardenings* im Materialmodell definiert somit die Änderung der Fließfunktion $f(\{\sigma\})$ in Abhängigkeit des Spannungs- und Dehnungszustandes. Bei der isotropen Verfestigung erfolgt die Größenänderung der Fließfläche dabei in allen Richtungen gleichmäßig [20]. Eine weitere Form stellt die kinematische Verfestigung dar, bei der die Größe der Fließfläche nicht verändert wird, jedoch erfolgt eine Verschiebung der Fließfläche im Spannungsraum. In der Abbildung 3.15 werden die beiden Formen der Verfestigung anhand einer schematischen Fließfläche in der Hauptspannungsebene dargestellt. Die Berücksichtigung des Nachbruchverhaltens in Form von Entfestigungen (*strain softening*) bedarf einer gesonderten FE-Formulierung und wird in den meisten elastoplastischen Materialmodellen nicht berücksichtigt [46].

Bei elastoplastischen Stoffmodellen hat die Fließfläche im Hauptspannungsraum in der Regel eine kegelförmige oder ellipsoide Gestalt mit einer aufgesetzten „Kappe“. Dabei wird der elastische Bereich allseits von den Fließflächen und der „Kappe“ umschlossen [20]. Durch Einführung der „Kappe“ können auch bei Kompressionsbeanspruchungen plastische Dehnungen abgebildet werden [20].

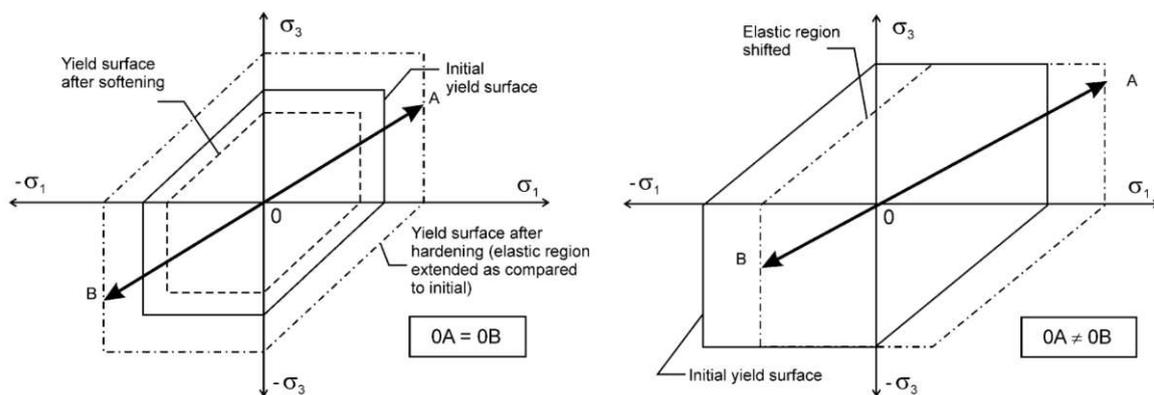


Abb. 3.15: Schematische Darstellung einer Fließfläche in einer Hauptspannungsebene, links: isotrope Verfestigung (Standardfall), rechts: kinematische Verfestigung [46]

Bekannte Vertreter von elastoplastischen Materialmodellen mit isotroper Verfestigung sind Cam Clay Modelle und das Hardening Soil Modell. Diese Modelle eignen sich gut für Verformungsberechnungen bei Problemstellungen mit wechselnden Be- und Entlastungsvorgängen wie beispielsweise bei Baugruben und Tunneln. Cam Clay Modelle eignen sich zur Beschreibung von weichen und normalkonsolidierten Böden, verwenden jedoch häufig die Grenzbedingung nach *Drucker-Prager*, was zur Überschätzung des Scherwiderstandes führen kann (siehe Abschnitt 3.2.2) [20]. Das Hardening Soil Modell kann sowohl für normalkonsolidierte als auch für stark überkonsolidierte Böden verwendet werden und enthält die Grenzbedingung nach *Mohr-Coulomb*. Bei Standsicherheitsberechnungen besitzen elastoplastische Materialmodelle mit isotroper Verfestigung gegenüber elastisch-ideal plastischen Materialmodellen keinen Vorteil [20].

3.2.3.1 Das Hardening Soil Modell (HS-Modell)

Das Hardening Soil Modell ist ein elastoplastisches Materialmodell mit isotroper Verfestigung und eignet sich zur Beschreibung von nicht-bindigen oder normal- bis stark überkonsolidierten, bindigen Böden. Die Basis des Hardening Soil Modells ist eine aus drainierten Triaxialversuchen abgeleitete hyperbolische Beziehung zwischen der deviatorischen Spannung q und der Vertikaldehnung ε_1 [39]. Eine weitere Besonderheit des Hardening Soil Modells ist die Formulierung von spannungsabhängigen Steifigkeitsparametern, wodurch Stoffparameter für Erstbelastungen, Entlastungen und Wiederbelastungen definiert werden und der Belastungsart entsprechend berücksichtigt werden können. Das Modell eignet sich besonders gut für Verformungsanalysen bei Aushubvorgängen [20]. Die *Mohr-Coulomb*'sche Grenzbedingung wird zur Formulierung der Fließbedingung verwendet und die Verfestigungsfunktionen erlauben bei Erreichen der Fließbedingung weitere Laststeigerungen. Die aus drainierten Triaxialversuchen abgeleitete hyperbolische Beziehung gemäß [39] zwischen der deviatorischen Spannung q und der Vertikaldehnung ε_1 ist in Gleichung (3.32) angeführt und in Abbildung 3.16 dargestellt.

$$-\varepsilon_1 = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (3.32)$$

Die maximal zulässige deviatorische Spannung q_f leitet sich aus dem *Mohr-Coulomb*'schen Bruchkriterium ab und hängt neben den Scherparametern φ' und c' auch von der effektiven Spannung σ_3' gemäß Gleichung (3.33) ab. Wenn die deviatorische Spannung q den Wert q_f annimmt ($q = q_f$) ist die *Mohr-Coulomb*'sche Grenzbedingung erfüllt und es stellt sich ein elastisch – ideal plastisches Materialverhalten ein, das vollständig durch das Mohr-Coulomb Modell beschrieben wird (siehe Abschnitt 3.2.2.1) [39]. Um das hyperbolische Spannungs-Dehnungs-Verhalten im Hardening Soil Modell abbilden zu können, wurde ein asymptotischer Wert für die Scherfestigkeit q_a (siehe Gleichung (3.33)) eingeführt, der über das Versagensverhältnis R_f indirekt proportional zur *Mohr-Coulomb*'schen Grenzbedingung ist [39]. Algebraisch bedingt muss das Versagensverhältnis R_f kleiner als 1 gewählt werden. In *Plaxis* wird standardmäßig das Versagensverhältnis $R_f = 0,9$ festgelegt [39]. Der initiale Steifigkeitsmodul E_i ist mit dem Sekantensteifigkeitsmodul bei 50% der Bruchspannung E_{50} gemäß Gleichung (3.35) verknüpft [39].

$$q_f = (c' \cdot \cot(\varphi') - \sigma_3') \cdot \frac{2 \cdot \sin(\varphi')}{1 - \sin(\varphi')} \quad (3.33)$$

$$q_a = \frac{q_f}{R_f} \quad (3.34)$$

$$E_i = \frac{2 \cdot E_{50}}{2 - R_f} \quad (3.35)$$

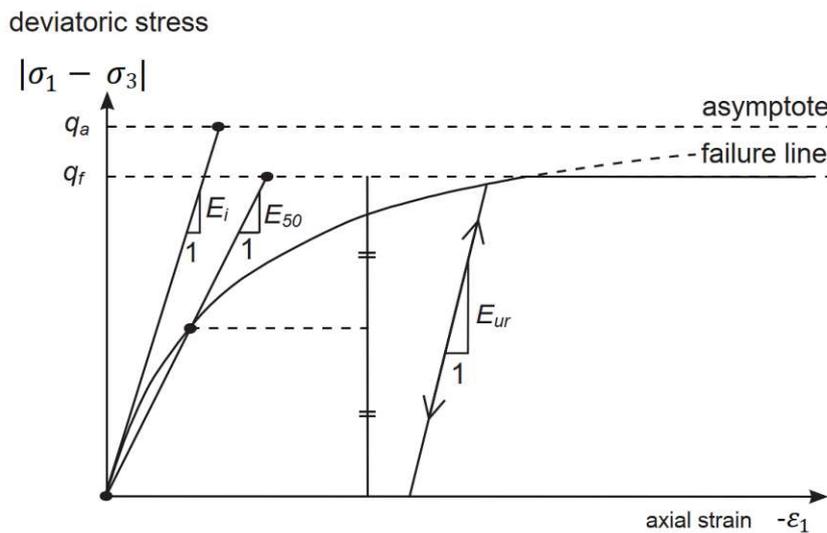


Abb. 3.16: Hyperbolische Beziehung zwischen der deviatorischen Spannung q und der Vertikaldehnung ε_1 im Hardening Soil Modell [39]

Die Steifigkeitsparameter des Hardening Soil Modells werden aufgrund ihrer Spannungsabhängigkeit immer als Referenzwerte für eine bestimmte Referenzspannung p^{ref} angegeben. Es ist üblich die Referenzsteifigkeiten für eine Referenzspannung $p^{\text{ref}} = 100 \text{ kN/m}^2$ anzugeben, da diese Spannung häufig dem Zelldruck bei Triaxialversuchen im Labor entspricht. In Tabelle 3.2 werden die Stoffparameter des Hardening Soil Modells zusammengefasst. In den Gleichungen (3.36) bis (3.38) ist der Zusammenhang zwischen den referenziell und den generisch angegebenen Steifigkeitsparametern ersichtlich.

Tab. 3.2: Parameter des Hardening Soil Modells

Parameter	Einheit	Beschreibung
φ'	[°]	effektiver Reibungswinkel
c'	[kN/m ²]	effektive Kohäsion
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	Referenz-Sekantensteifigkeitsmodul bei 50% der Bruchspannung
$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	Steifemodul bei Erstbelastung (Ödometermodul)
$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	[kN/m ²]	Referenzsteifigkeitsmodul bei Ent- und Wiederbelastung
p^{ref}	[kN/m ²]	Referenzspannung
$K_{0,\text{nc}}$	[-]	Erdruhedruckbeiwert für normalkonsolidierte Böden
ν_{ur}	[-]	Querdehnzahl für Ent- und Wiederbelastung
m	[-]	Steifigkeitsexponent

$$E_{50} = E_{50}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi') - \sigma_3' \cdot \sin(\varphi')}{c \cdot \cos(\varphi') + p^{\text{ref}} \cdot \sin(\varphi')} \right)^m \quad (3.36)$$

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi') - \sigma_1' \cdot \sin(\varphi')}{c \cdot \cos(\varphi') + p^{\text{ref}} \cdot \sin(\varphi')} \right)^m \quad (3.37)$$

$$E_{\text{ur}} = E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi') - \sigma_3' \cdot \sin(\varphi')}{c \cdot \cos(\varphi') + p^{\text{ref}} \cdot \sin(\varphi')} \right)^m \quad (3.38)$$

Die Steifigkeitsparameter E_{50} und E_{ur} lassen sich experimentell im Labor durch drainierte Triaxialversuche ermitteln (siehe Abbildung 3.17). E_{50} ist als Sekantensteifigkeitsmodul bei 50% der deviatorischen Bruchlast bei Erstbelastung definiert. E_{ur} ist der Steifigkeitsmodul bei Ent- und Wiederbelastung und stellt einen rein linear-elastischen Stoffparameter dar [39].

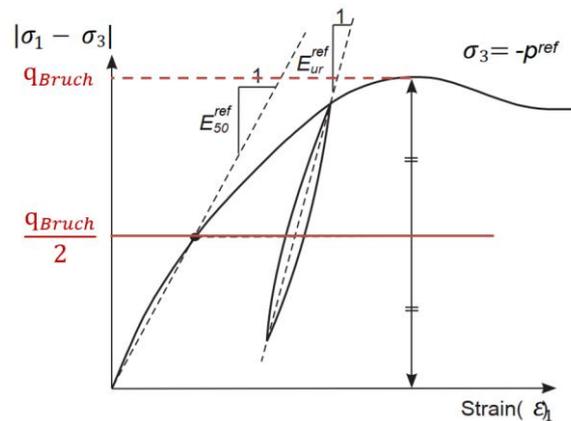


Abb. 3.17: Definition der Stoffparameter E_{50} und E_{ur} anhand von Versuchsergebnissen eines drainierten Triaxialversuchs (adaptiert nach [39])

E_{oed} ist als Tangentenmodul bei Erstbelastung definiert und wird in einem Ödometerversuch bestimmt. Wie in Abbildung 3.18 ersichtlich, korrespondiert der Ödometermodul mit der vertikalen Spannung σ_1' .

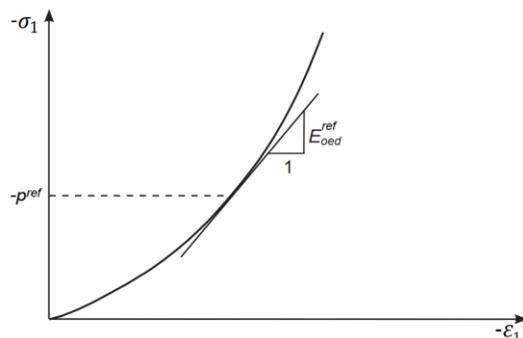


Abb. 3.18: Definition des Stoffparameters E_{oed} anhand von Versuchsergebnissen eines Ödometerversuchs [39]

Im Hardening Soil Modell wird zwischen der deviatorischen Reibungsverfestigung und der volumetrischen Kompressionsverfestigung unterschieden. Die Reibungsverfestigung wird zur Beschreibung von irreversiblen, plastischen Verformungen bei deviatorischer Erstbelastung verwendet. Die Kompressionsverfestigung dient zur Modellierung von irreversiblen, plastischen Verformungen zufolge volumetrischer bzw. ödometrischer Erstbelastung [39]. Die Fließfläche des Hardening Soil Modells ist in Abbildung 3.19 dargestellt und setzt sich aus einem „Kegel“, der im Zusammenhang mit der deviatorischen Verfestigung steht und einer aufgesetzten „Kappe“, die zur Beschreibung der Kompressionsverfestigung dient, zusammen. Neben der Darstellung im Hauptspannungsraum wird die Fließfläche häufig auch in der p-q-Spannungsebene dargestellt. Die Spannungsgrößen q und p sind in Gleichung (3.39) und Gleichung (3.40) definiert.

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (3.39)$$

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \quad (3.40)$$

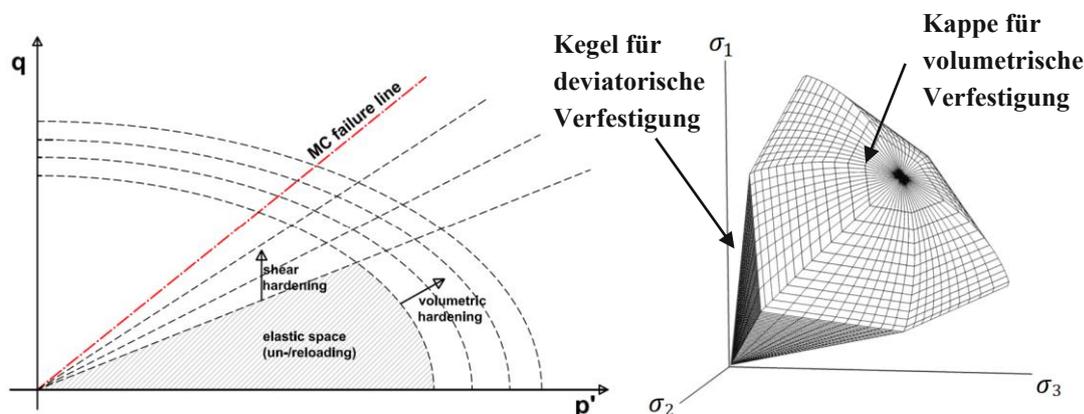


Abb. 3.19: links: Darstellung der Fließfläche und der Verfestigungsbereiche in der p-q-Spannungsebene [49]; rechts: Darstellung der Fließflächen des Hardening Soil Modells im Hauptspannungsraum (adaptiert nach [39])

Die aus drainierten Triaxialversuchen ermittelte hyperbolische Beziehung zwischen der deviatorischen Spannung q und der Vertikaldehnung ε_1 aus Gleichung (3.32) ist die Grundlage zur Formulierung der Fließfunktion für die Reibungsverfestigung. Die in Gleichung (3.41) angegebene Fließfunktion besteht aus einer Spannungsfunktion \bar{f} gemäß Gleichung (3.42), die der hyperbolischen Beziehung aus Gleichung (3.32) folgt und einer plastischen Verzerrungsfunktion γ^p [39]. Unter der Annahme, dass nur sehr kleine volumetrische Verformungen auftreten, kann die Verzerrungsfunktion γ^p auf die in Gleichung (3.43) angegebene Form approximiert werden [39]. Der Verfestigungsparameter γ^p kann als plastischer Scherdehnungsanteil in Abhängigkeit zu dem mobilisierten Scherwiderstand aufgefasst werden [39].

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (3.41)$$

$$\bar{f} = \frac{2}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{2 \cdot q}{E_{ur}} \quad (3.42)$$

$$\gamma^p = -2 \cdot (\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2 \cdot \varepsilon_1^p \quad (3.43)$$

In Gleichung (3.44) wird gezeigt, dass im Fall einer deviatorischer Erstbelastung bei Erreichen der Fließbedingung ($f = 0$) plastische Verformungen ε_1^p entstehen. Elastische Verformungen ε_1^e werden durch den Term in Gleichung (3.45) repräsentiert. Der hyperbolische Zusammenhang aus Gleichung (3.41) kann somit unter der Voraussetzung verschwindend geringer volumetrischer Verzerrungskomponenten $\varepsilon_v^p \approx 0$ für die Formulierung der Reibungsverfestigung hergeleitet werden und wird in Gleichung (3.46) angegeben.

$$\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \cdot \bar{f} = \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (3.44)$$

$$-\varepsilon_1^e = -\frac{q}{E_{ur}} \quad (3.45)$$

$$-\varepsilon_1 = -\varepsilon_1^e - \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \cdot \frac{q}{1 - \frac{q}{q_a}} \quad (3.46)$$

Die Form der deviatorischen Fließfläche wird vom plastischen Scherdehnungsanteil γ^p beeinflusst, welcher im Zusammenhang mit der mobilisierten Scherdehnung γ steht. *Ishihara, Tatsuoka und Yasuda* [26] konnten anhand von Triaxialversuchen an undrainierten Sandproben zeigen, dass die mobilisierte Scherdehnung γ vom Spannungsverhältnis q/p abhängt und die Form der Fließfläche (*limit line*) beeinflusst. In Abbildung 3.20 sind Konturlinien aus Triaxialversuchen für Spannungspunkte gleicher Scherdehnungen γ in der p-q-Spannungsebene dargestellt [26]. Diese Konturlinien stellen Grenzkurven dar, bei den die Fließgrenze erreicht wurde und plastische Scherdehnungen aufgetreten sind. Diese Konturlinien können als Fließflächen identifiziert werden, die in Abhängigkeit zur mobilisierten Scherdehnung γ unterschiedliche Krümmungsverläufe aufweisen [46].

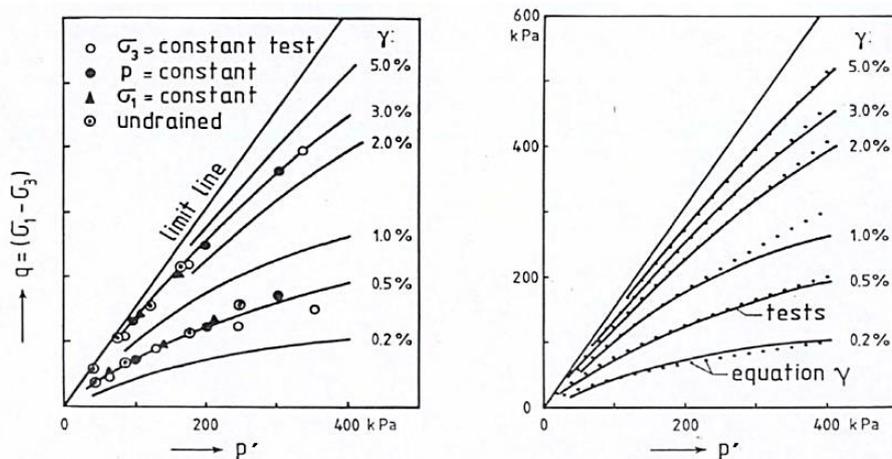


Abb. 3.20: Konturlinien aus Triaxialversuchen von *Ishihara, Tatsuoka und Yasuda* für Kurven gleicher Scherdehnungen γ in der p - q -Spannungsebene aus [26] und [46]

Um den Einfluss der mobilisierten Scherdehnungen auf die deviatorische Fließfläche rechnerisch erfassen zu können, wird der Steifigkeitsexponent m eingeführt (siehe Gleichung (3.36) bis Gleichung (3.38)). Dieser Stoffparameter ist ein Maß für die Spannungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit und definiert die Form der deviatorischen Fließfläche [46]. In Abbildung 3.21 ist ersichtlich, dass bei der Wahl von $m = 1$ die Fließfläche die Form einer geraden Linie annimmt und der *Mohr-Coulomb'schen* Grenzbedingung entspricht. Bei einer Wahl von $m < 1$ wird die Fließfläche gekrümmt. Gemäß [1] liegt der Exponent m erfahrungsgemäß für Sande im Bereich von 0,4 bis 0,7 und bei leicht bis mittelplastischen Tonen zwischen 0,8 und 1,0.

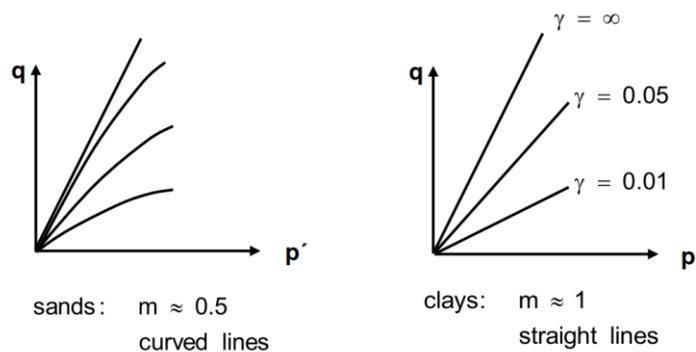


Abb. 3.21: Schematische Darstellung des Einflusses der mobilisierten Scherdehnung auf die Fließfunktion in Abhängigkeit des Steifigkeitsexponenten m im p - q -Diagramm [46]

Der Zusammenhang zwischen den plastischen Schubverzerrungsraten $\dot{\gamma}^p$ und den plastischen Volumenverzerrungsraten $\dot{\epsilon}_v^p$ wird anhand einer nicht-assozierten Fließregel über den mobilisierten Dilatanzwinkel ψ_m hergestellt [1]. Die Fließregel aus Gleichung (3.47) basiert auf der Spannungs-Dilatanz-Theorie von *Rowe* [39]. Der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m wird gemäß [39] in *Plaxis* dabei in Abhängigkeit von dem mobilisierten Reibungswinkel φ_m aus Gleichung (3.48) und dem critical-state Reibungswinkel φ_{cv} aus Gleichungen (3.49) und (3.50) bestimmt.

$$\varepsilon_v^p = \sin(\psi_m) \cdot \dot{\gamma}^p \quad (3.47)$$

$$\sin(\varphi_m) = \frac{\sigma_1' - \sigma_3'}{\sigma_1' + \sigma_3' - 2 \cdot c \cdot \cot(\varphi)} \quad (3.48)$$

$$\sin(\psi) = \frac{\sin(\varphi) - \sin(\varphi_{cv})}{1 - \sin(\varphi) \cdot \sin(\varphi_{cv})} \quad (3.49)$$

$$\sin(\varphi_{cv}) = \frac{\sin(\varphi) - \sin(\psi)}{1 - \sin(\varphi) \cdot \sin(\psi)} \quad (3.50)$$

Die Wahl des mobilisierten Dilatanzwinkels ψ_m resultiert aus den in Gleichungen (3.51) bis (3.54) formulierten Bedingungen [39]. Bei positiven und großen Werten des mobilisierten Reibungswinkels φ_m folgt der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m den Gesetzmäßigkeiten der Spannungs-Dilatanz-Theorie nach Rowe. Bei kleinen mobilisierten Reibungswinkeln φ_m , bei negativen Werten von ψ_m und im Fall, dass der Reibungswinkel φ_m gleich Null beträgt, wird der mobilisierte Dilatanzwinkel ψ_m gleich Null angenommen.

$$\psi_m = 0 \text{ für } \sin(\varphi_m) < \frac{3}{4} \cdot \sin(\varphi) \quad (3.51)$$

$$\sin(\psi_m) = \max \left\{ \begin{array}{l} 0 \\ \frac{\sin(\varphi) - \sin(\varphi_{cv})}{1 - \sin(\varphi) \cdot \sin(\varphi_{cv})} \text{ für } \sin(\varphi_m) < \frac{3}{4} \cdot \sin(\varphi) \wedge \psi > 1 \end{array} \right. \quad (3.52)$$

$$\psi_m = \psi \text{ für } \sin(\varphi_m) < \frac{3}{4} \cdot \sin(\varphi) \wedge \psi \leq 0 \quad (3.53)$$

$$\psi_m = 0 \text{ für } \varphi = 0 \quad (3.54)$$

Das fundamentale Postulat der Spannungs-Dilatanz-Theorie ist, dass das Material bei kleinen Spannungsverhältnissen im Fall $\varphi_m < \varphi_{cv}$ ein kontraktantes und bei großen Spannungsverhältnissen im Fall $\varphi_m > \varphi_{cv}$ ein dilatantes Verhalten vorweist [39]. Die Konsequenz der Fließregel für die Fließfläche wird in Abbildung 3.22 veranschaulicht.

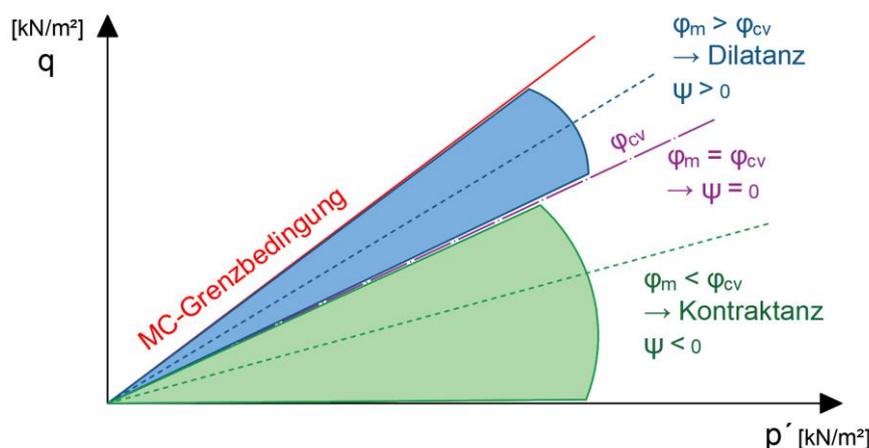


Abb. 3.22: Schematische Darstellung der Auswirkung der Fließregel auf die deviatorische Fließfläche in Abhängigkeit des mobilisierten Reibungswinkels im p-q-Diagramm (adaptiert nach [46])

Der Steifigkeitsmodul E_{50}^{ref} beeinflusst maßgeblich die Größe der plastischen Scherdehnungen γ^p und die damit korrespondierende deviatorische Fließfläche (Kegel). Volumetrische plastische Dehnungen ε_v^p werden durch den Ödometermodul $E_{\text{oad}}^{\text{ref}}$ gesteuert und stehen im Zusammenhang mit der volumetrischen Fließfläche (Kappe), die die elastische Zone in Richtung der p -Achse umschließt. Die Lage der Kappe wird durch die isotrope Vorkonsolidationsspannung p_p , die von der geologischen Vorbelastung des Bodens (K_0) abhängig ist, beeinflusst [1]. Die deviatorische Fließfläche kann sich bis zum Erreichen der *Mohr-Coulomb*'schen Grenzbedingung ausdehnen und die volumetrische Fließfläche expandiert als Funktion der Vorkonsolidationsspannung p_p [39]. Die Vorkonsolidationsspannung p_p skaliert in Abhängigkeit zur Überkonsolidationsspannung $\sigma_{p,0}$ die Fließfläche auf den ursprünglichen Spannungszustand. Durch anschließende Entlastung auf den aktuellen Spannungszustand wird der Initialzustand im Modell simuliert. Dabei befindet sich der Primärzustand so lange im elastischen Wiederbelastungsbereich, bis die Überkonsolidationsspannung wieder erreicht wird und der überkonsolidierte Boden erneuter „Erstbelastung“ unterworfen ist (siehe Abbildung 3.23).

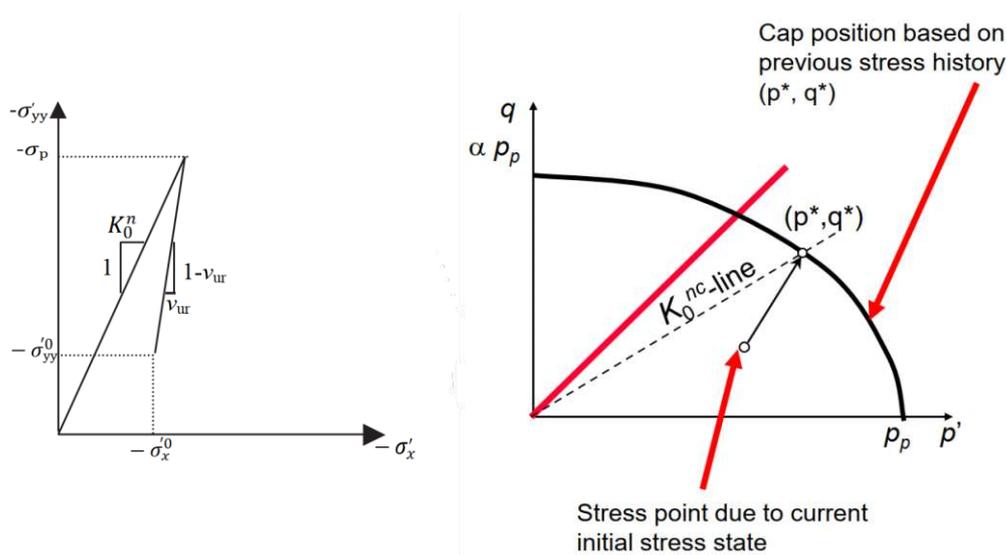


Abb. 3.23: Berücksichtigung der geologischen Vorbelastung im Hardening Soil Modell; links: Erstbelastung bis Überkonsolidationsspannung und dann elastische Entlastung für den aktuellen Primärspannungszustand [39]; rechts: Lage der Kappe wird durch Überkonsolidation bestimmt; aktueller Spannungszustand liegt im elastischen Bereich [46]

Die Überkonsolidationsspannung $\sigma_{p,0}$ kann entweder durch die overconsolidation ratio *OCR* oder den pre-overburden pressure *POP* ausgedrückt werden. In Abbildung 3.24 wird die Überkonsolidationsspannung in Abhängigkeit von der Vertikalspannung dargestellt. Die initialen Horizontalspannungen zufolge der geologischen Vorbelastung (*OCR* oder *POP*) können gemäß den Gleichungen (3.55) und (3.56) berechnet werden [39].

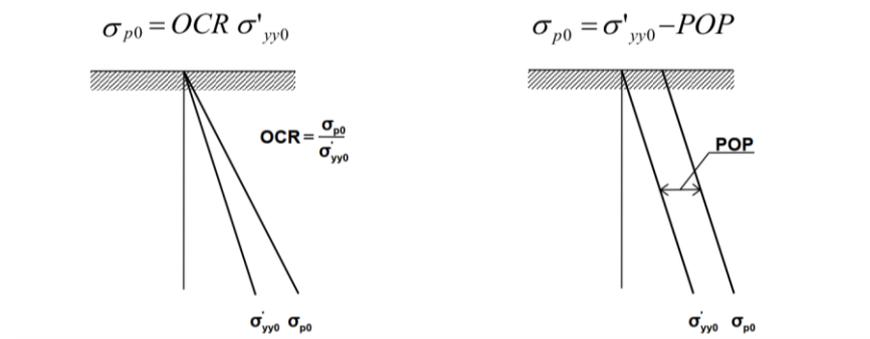


Abb. 3.24: Ermittlung der Überkonsolidationsspannung anhand der overconsolidation ratio OCR (links) oder dem pre-overburden pressure POP (rechts) [46]

$$\frac{\sigma_{xx,0}'}{\sigma_{yy,0}'} = K_0^{NC} \cdot OCR - \frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} \cdot (OCR - 1) \quad (3.55)$$

$$\sigma_{xx,0}' = K_0^{NC} \cdot \sigma_{p,0} - \frac{\nu_{ur}}{1 - \nu_{ur}} \cdot POP \quad (3.56)$$

Wenn keine experimentell bestimmten Hardening Soil Parameter vorliegen, können zur Abschätzung der Stoffparameter empirische Formeln und Korrelation verwendet werden. In Gleichung (3.59) werden approbierte Werte für den Steifigkeitsexponenten m aus [1] auf Basis der Untersuchungen von *Schanz, Vermeer & Bonnier* [39], *Schweiger* [19] und *Von Soos* [50] angegeben. Gemäß [1], [39] und [46] können zur Abschätzung der HS-Steifigkeitsparameter die in Gleichung (3.57) und Gleichung (3.58) enthaltenen Verhältnisse verwendet werden.

$$E_{50}^{ref} \approx 1 \div 1,25 \cdot E_{oed}^{ref} \quad (3.57)$$

$$E_{ur}^{ref} \approx 3 \div 4 \cdot E_{50}^{ref} \quad (3.58)$$

$$m = \begin{cases} 0,85 \div 1,00 & \text{für Tone} \\ 0,80 \div 0,95 & \text{für Schluffe} \\ 0,55 \div 0,70 & \text{für Sande} \end{cases} \quad (3.59)$$

Für Sande wird gemäß *Lengkeek* eine Korrelation zwischen der bezogenen Lagerungsdichte I_D und dem Steifigkeitsmodul E_{oed}^{ref} in Gleichung (3.60) angegeben [46]. Bei normalkonsolidierten Tonen gibt *Vermeer* den Parameter E_{oed}^{ref} in Abhängigkeit von der Fließgrenze w_L nach Gleichung (3.62) an und in Gleichung (3.61) ist gemäß [46] E_{oed}^{ref} im Zusammenhang mit der Plastizitätszahl I_P beschrieben. Bei den Korrelationen handelt es sich um nicht dimensionstreue, empirische Ansätze die als grobe Richtwerte zu verstehen sind. Der auf dem Kompressionsgesetz von *Ohde* und *Janbu* basierende Zusammenhang zwischen E_{oed}^{ref} und E_{oed} ist in Gleichung (3.63) angeführt [46].

$$E_{oed}^{ref} \approx I_D \cdot 60 \text{ [MPa]} \quad (3.60)$$

$$E_{oed}^{ref} \approx \frac{50\,000 \text{ [kPa]}}{I_P} \quad (3.61)$$

$$E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \approx \frac{500 \text{ [kPa]}}{w_L - 0,1} \quad (3.62)$$

$$E_{\text{oed}} = E_{\text{oed}}^{\text{ref}} \cdot \left(\frac{\sigma_1'}{p_{\text{ref}}} \right)^m \quad (3.63)$$

Die Bestimmungsgleichungen für die in Gleichungen (3.60) bis (3.62) verwendeten Bodenkenngrößen werden gemäß [1] in den Gleichungen (3.64) und (3.65) angeführt. In der Tabelle 3.3 sind Anhaltswerte für die Lagerungsdichte tabellarisch zusammengefasst [1]. Die bezogene Lagerungsdichte I_D ist in Gleichung (3.64) angeführt, wobei e_{max} die Porenzahl bei lockerster Lagerung, e_{min} die Porenzahl bei dichtester Lagerung und e die Porenzahl ist. Die Plastizitätszahl I_P beschreibt die Differenz zwischen der Fließgrenze w_L und der Ausrollgrenze w_P und ist in Gleichung (3.65) angeführt [1].

$$I_D = \frac{e_{\text{max}} - e}{e_{\text{max}} - e_{\text{min}}} \quad (3.64)$$

$$I_P = w_L - w_P \quad (3.65)$$

Tab. 3.3: Anhaltswerte nach *Simmer* für die Lagerungsdichte D und die bezogene Lagerungsdichte I_D [1]

Lagerung	sehr locker	locker	mitteldicht	dicht
Lagerungsdichte D	< 0,15	0,15 - 0,30	0,30 - 0,50	> 0,50
Bezogene Lagerungsdichte I_D		0 - 0,333	0,333 - 0,667	0,667 - 1,00

3.2.3.2 Das Hardening Soil Modell mit small strain stiffness (HSS-Modell)

Die Steifigkeit von Böden hängt stark von deren Dehnungen ab und sinkt nichtlinear mit zunehmender Dehnungsamplitude [39]. Bei sehr kleinen Dehnungen verhalten sich Böden deutlich steifer als bei großen Dehnungen [43]. Für viele geotechnische Problemstellungen sind oft kleine Dehnungen relevant, die unterhalb der messtechnisch erfassbaren Grenze von konventionellen Laborversuchen liegen [10]. In Abbildung 3.25 ist die Abnahme der Schubsteifigkeit in Abhängigkeit zur Scherdehnung γ_s dargestellt [10]. Die Vernachlässigung dieser Gegebenheit in geotechnischen Berechnungen kann z.B. dazu führen, dass Verformungen von Baugrubenwänden zu groß berechnet werden oder Setzungsmulden infolge von Tunnelvortrieben in ihrer Ausdehnung überschätzt werden [10]. Mit dem Hardening Soil Modell mit *small strain stiffness* (HSS-Modell) ist es durch eine Erweiterung des Standard Hardening Soil Modells möglich, die dehnungsabhängige Bodensteifigkeit im Stoffmodell mitzuberücksichtigen.

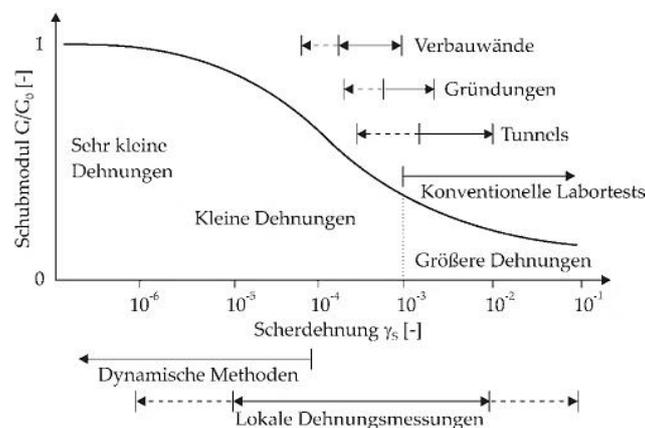


Abb. 3.25: Abnahme der Steifigkeit in Abhängigkeit zur Scherdehnung γ_s in logarithmischer Darstellung [8]

Um die Veränderung der Bodensteifigkeit in Abhängigkeit zu den Dehnungen γ_s im Modell abbilden zu können, muss die Formulierung des Hardening Soil Modells erweitert werden. Dafür werden zwei zusätzliche Stoffparameter eingeführt [1]:

- Der initiale Schubmodul G_0 bei sehr kleinen Scherdehnung
- Die Scherdehnung $\gamma_{0,7}$, bei der der Schubmodul G auf 70% von G_0 abgefallen ist

Die Basis für die Einbeziehung der dehnungsabhängigen Bodensteifigkeit im Modell bildet die aus bodendynamischen Versuchen abgeleitete Spannungs-Dehnungs-Beziehung nach *Hardin & Drnevich* [22]. Anhand von Versuchsergebnissen konnten *Hardin & Drnevich* ableiten, dass die Spannungs-Dehnungs-Kurve für kleine Dehnungen durch ein einfaches hyperbolisches Gesetz angemessen beschrieben werden kann (siehe Gleichung (3.67)). Die in Gleichung (3.66) definierte Scherdehnung γ_s fließt dabei in Abhängigkeit von der Referenzscherdehnung γ_r aus Gleichung (3.68) in die hyperbolische Beziehung ein, wobei sich die maximale Schubspannung τ_{\max} in der *Mohr*'schen Ebene aus Gleichung (3.69) ergibt [39]. ε_1 bezeichnet Dehnungen in vertikaler Hauptnormalspannungsrichtung, ε_2 und ε_3 sind Dehnungen in Richtung der horizontalen Hauptnormalspannungen.

$$\gamma_s = \sqrt{\frac{1}{2} \cdot [(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)^2 + (\varepsilon_2 - \varepsilon_3)^2 + (\varepsilon_3 - \varepsilon_1)^2]} \quad (3.66)$$

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma_s}{\gamma_r}} \quad (3.67)$$

$$\gamma_r = \frac{\tau_{\max}}{G_0} \quad (3.68)$$

$$\tau_{\max} = \frac{1}{4} \cdot [2 \cdot c \cdot (1 + \cos(2\varphi)) + (\sigma_1' + \sigma_3') \cdot \sin(2\varphi)] \quad (3.69)$$

Einfacher und weniger fehleranfällig ist die Verwendung einer geringeren Referenzscherdehnung γ_r [9]. *Santos & Correia* modifizierten die Gleichung (3.67) von *Hardin & Drnevich* in dem sie einen konstanten Faktor a einführen und statt der Referenzscherdehnung γ_r die Scherdehnung $\gamma_a = \gamma_{0,7}$ verwenden, bei der der Schubmodul G auf ungefähr 70 % seines Ausgangswertes reduziert wird (siehe Gleichung (3.70)) [9]. Aus den Untersuchungen von *Santos & Correia* geht hervor, dass bei der Wahl $a = 0,385$ die Versuchsergebnisse am besten reproduziert werden konnten (siehe Abbildung 3.26) [9].

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + a \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_a}\right)} = \frac{1}{1 + 0,385 \cdot \left(\frac{\gamma_s}{\gamma_{0,7}}\right)} \quad (3.70)$$

$$\gamma_{0,7} = \frac{0,385}{4 \cdot G_0} \cdot [2 \cdot c \cdot (1 + \cos(2\varphi)) + \sigma_1' \cdot (1 + K_0) \cdot \sin(2\varphi)] \quad (3.71)$$

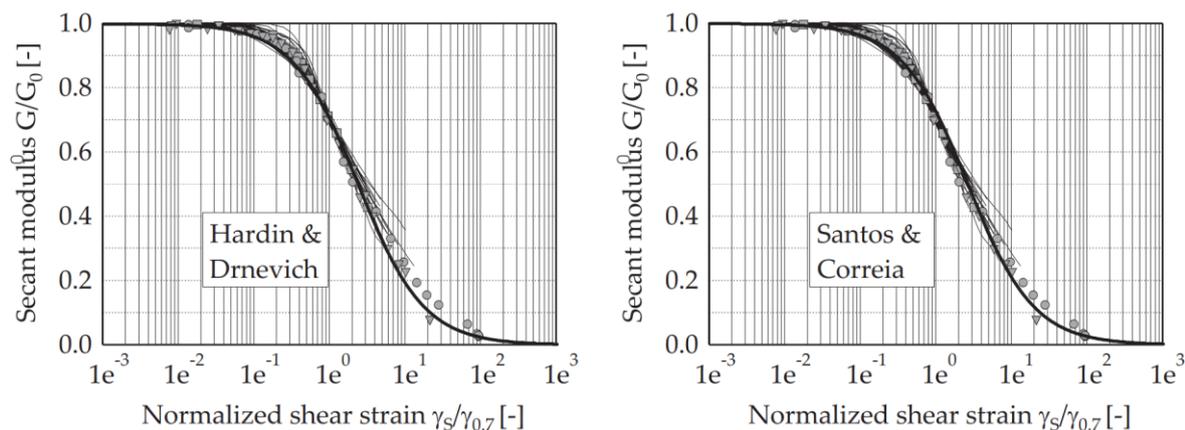


Abb. 3.26: Spannungs-Dehnung-Beziehung bei kleinen Dehnungen in Form einer hyperbolischen Funktion nach *Hardin & Drnevich* (links) und *Santos & Correia* (rechts) [9]

Der initiale Schubmodul G_0 bei kleinen Dehnungen ist ein rein elastischer Stoffparameter und hängt gemäß den Gesetzmäßigkeiten der linearen Elastizität aus Abschnitt 3.2.1 wie folgt mit dem Elastizitätsmodul E_0 bei kleinen Dehnungen zusammen:

$$G_0 = \frac{E_0}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})} \tag{3.72}$$

Analog zu den restlichen Steifigkeitsparametern des Hardening Soil Modells aus Gleichungen (3.36) bis (3.38) ist auch der Anfangsschubmodul G_0 bei kleinen Dehnungen spannungsabhängig gemäß Gleichung (3.73) anzugeben.

$$G_0 = G_0^{ref} \cdot \left(\frac{c \cdot \cos(\varphi') - \sigma_3' \cdot \sin(\varphi')}{c \cdot \cos(\varphi') + p^{ref} \cdot \sin(\varphi')} \right)^m \tag{3.73}$$

Eine Abschätzungsmöglichkeit für den Elastizitätsmodul bei kleinen Dehnungen E_0 bietet die Korrelation nach *Alpan* [8]. In Abbildung 3.27 wird die statische Bodensteifigkeit E_S der dynamischen Bodensteifigkeit E_d gegenübergestellt. Der dynamische Steifigkeitsmodul E_d wird dabei mit dem initialen Elastizitätsmodul E_0 gleichgesetzt und es wird angenommen, dass die statische Bodensteifigkeit E_S dem elastischen Ent- und Wiederbelastungsmodul E_{ur} entspricht [9]. Eine modifizierte Variante von *Alpans* Korrelation wurde von *Benz & Vermeer* veröffentlicht und ist in Abbildung 3.28 dargestellt [43].

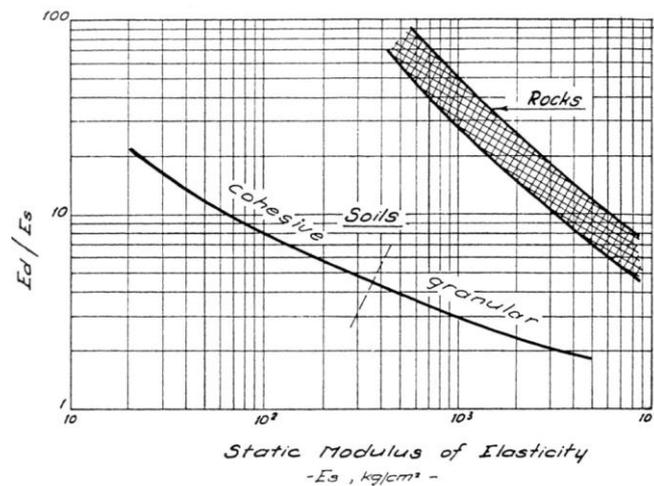


Abb. 3.27: Korrelation zwischen E_d (Annahme $E_d \approx E_0$) und E_S (Annahme $E_S \approx E_{ur}$) nach *Alpan* ($10 \text{ kg/cm}^3 \approx 1 \text{ MPa}$) [9]

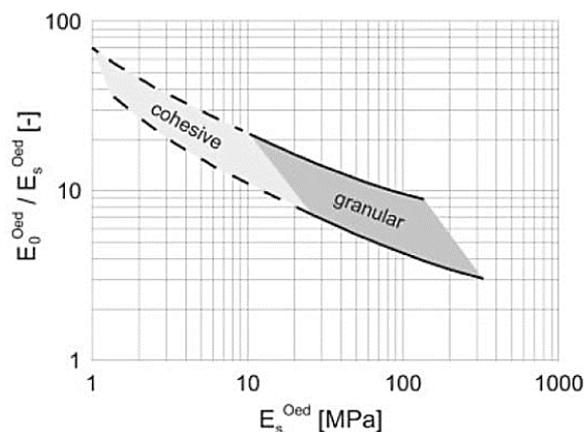


Abb. 3.28: Korrelation zwischen E_0 und E_S (Annahme $E_S \approx E_{ur}$) nach *Benz & Vermeer* [43]

Die Plastizität bindiger Böden hat einen großen Einfluss auf die Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ [8]. *Stokoe* entwickelte eine Korrelation die den quantitativen Einfluss der Plastizitätszahl I_p auf die Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ unter Berücksichtigung der overconsolidation ratio *OCR* beschreibt. Die in Gleichung (3.74) angeführte Referenzscherdehnung bezieht sich auf einen Boden mit $I_p = 0$, was mit einem Wert von $1 \cdot 10^{-4}$ gleichgesetzt wird, sodass sich daraus Gleichung (3.75) ergibt [8].

$$\gamma_{0,7} = (\gamma_{0,7})_{\text{ref}} + 5 \cdot 10^{-6} \cdot I_p \cdot (OCR)^{0,3} \quad (3.74)$$

$$\gamma_{0,7} = 1 \cdot 10^{-4} + 5 \cdot 10^{-6} \cdot I_p \cdot (OCR)^{0,3} \quad (3.75)$$

Eine weitere Möglichkeit die Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ in Abhängigkeit von der Steifigkeitsreduktion G/G_0 anhand der Plastizitätszahl I_p abzuschätzen, ist das in Abbildung 3.29 gezeigte Diagramm von *Vucetic & Dobry* [9].

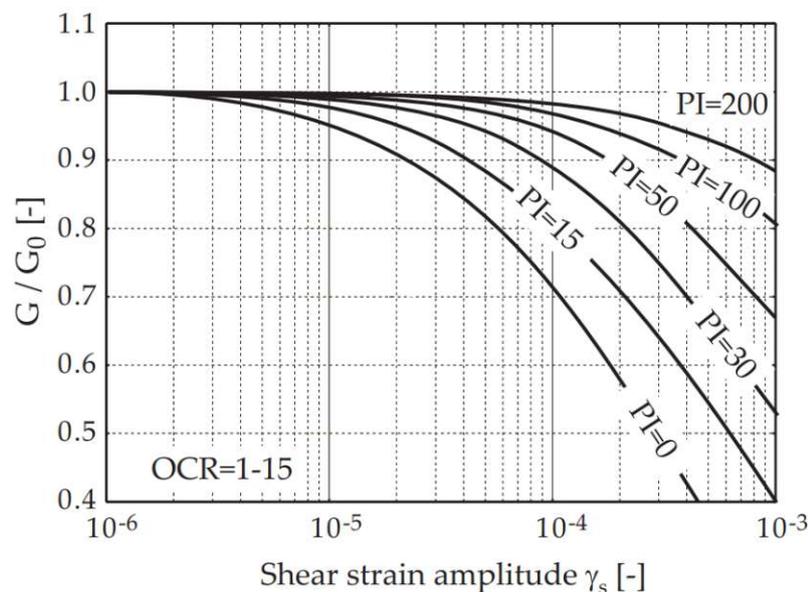


Abb. 3.29: Einfluss der Plastizitätszahl $I_p (=PI)$ auf die Steifigkeitsreduktion nach *Vucetic & Dobry* [9]

Allgemeine Abschätzungen in Abhängigkeit von der Porenzahl e sind durch die Korrelationen nach *Hardin & Black* in Gleichung (3.76) und *Biarez & Hicher* in Gleichung (3.77) gegeben [8]. Da die Gleichungen für eine Referenzspannung $p_{\text{ref}} = 100$ kPa ermittelt wurden, erhält man durch das Gleichsetzen der Spannung p mit der Referenzspannung p_{ref} ($p = p_{\text{ref}} = 100$ kPa) die zugehörigen Referenz-Schubmodule bei kleinen Dehnungen G_0^{ref} gemäß Gleichung (3.78) und Gleichung (3.79).

$$G_0 = 33 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \cdot \left(\frac{p}{p_{\text{ref}}}\right)^{0,5} \quad [\text{MPa}] \quad (3.76)$$

$$E_0 = \frac{140}{e} \cdot \left(\frac{p}{p_{\text{ref}}} \right)^{0,5} \quad [\text{MPa}] \quad (3.77)$$

$$G_0^{\text{ref}} = 33 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \quad \text{bei } p = p_{\text{ref}} = 100 \text{ kPa} \quad [\text{MPa}] \quad (3.78)$$

$$E_0^{\text{ref}} = \frac{140}{e} \quad \text{bei } p = p_{\text{ref}} = 100 \text{ kPa} \quad [\text{MPa}] \quad (3.79)$$

Für den Referenz-Schubmodul bei kleinen Dehnungen G_0^{ref} gibt *Lengkeek* einen dimensionsuntreuen und von der bezogenen Lagerungsdichte I_D abhängigen, empirischen Ansatz gemäß Gleichung (3.80) an [46].

$$G_0^{\text{ref}} = I_D \cdot 70 + 60 \quad [\text{MPa}] \quad (3.80)$$

Wenn in einer Finite-Elemente-Berechnung in *Plaxis* die Steifigkeitsparameter zufolge kleiner Dehnungen G_0^{ref} bzw. E_0^{ref} die elastischen Ent- und Wiederbelastungsparameter $G_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ bzw. $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ unterschreiten, wird das Stoffmodell automatisch auf das Standard Hardening Soil Modell umgestellt [46]. In Abbildung 3.30 werden Bereiche kleiner und großer Dehnungen anhand einer FE-Berechnung einer Baugrube dargestellt [8]. Neben tiefen Baugruben stellen Problemstellungen mit dynamischen Beanspruchungen ein weiteres wichtiges Anwendungsgebiet für den Einsatz des HSS-Modells dar [1].

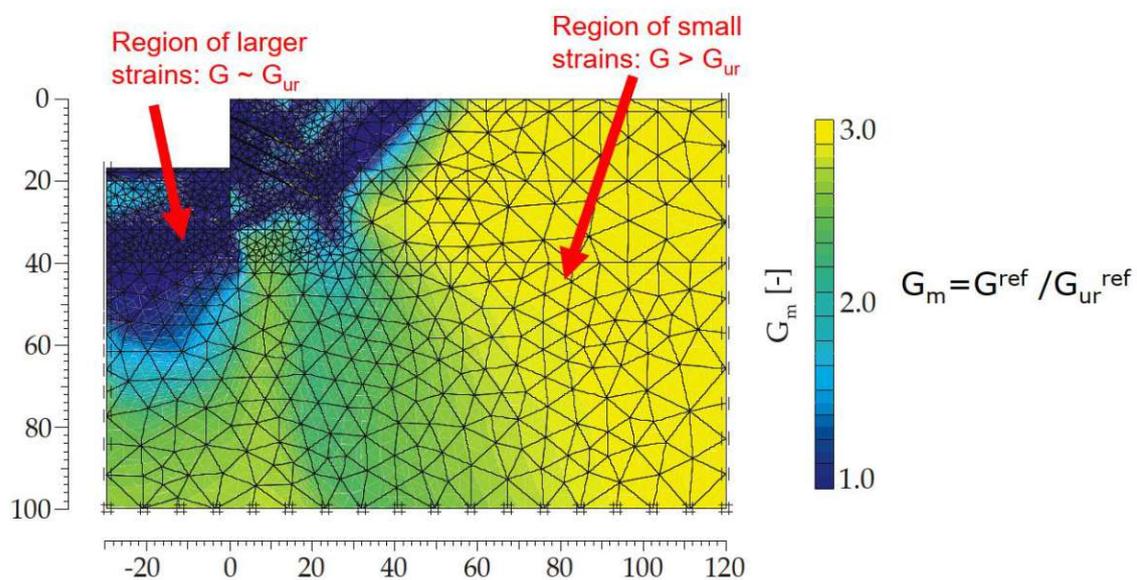


Abb. 3.30: Darstellung Bereiche großer und kleiner Dehnungen anhand einer FE-Berechnung einer Baugrube [46] adaptiert nach [8]

3.3 Probabilistische Betrachtungen in der Geotechnik

Die Berechnung von geotechnischen Problemstellungen wird in Österreich normativ durch den europäisch harmonisierten *Eurocode 7* (EN 1997-1:2004 [38]) geregelt, der in Verbindung mit dem *Eurocode 0* (EN 1990:2002 [36]), in der die Grundsätze und Anforderungen für Sicherheit und Gebrauchstauglichkeit festgelegt sind, die Grundlagen der Planung und der Nachweise beschrieben und Richtlinien für die damit verbundenen Gesichtspunkte der Zuverlässigkeit von Tragwerken angegeben [38].

Den normativ geregelten Nachweisen für die geotechnische Bemessung im *Eurocode 7* liegt ein semi-probabilistisches Teilsicherheitskonzept zu Grunde, bei dem gemäß Gleichung (3.81) nachgewiesen werden muss, dass bei einem Bauteil der Bemessungswert E_d der Einwirkung nicht größer sein darf als der Bemessungswert R_d des Widerstandes [44]. Der Bemessungswert der Einwirkung E_d wird dabei durch Multiplikation des sogenannten, charakteristischen Wertes der Einwirkungen E_k mit dem Teilsicherheitsbeiwert γ_E errechnet. Den Bemessungswert der Widerstände R_d erhält man, indem der charakteristische Widerstand R_k durch den Teilsicherheitsbeiwert γ_R geteilt wird [44].

$$E_k \cdot \gamma_E = E_d < R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad (3.81)$$

Die Teilsicherheitsbeiwerte γ_i werden im *Eurocode 7* [38] unter Berücksichtigung probabilistischer Gesichtspunkte in Abhängigkeit von dem Zuverlässigkeitsindex β definiert [38]. Im *Eurocode 0* [36] wird der Zuverlässigkeitsindex β als Maß für die Zuverlässigkeit eines Bauwerks betrachtet und kann gemäß Gleichung (3.82) über die kumulative Verteilungsfunktion für die standardisierte Normalverteilung Φ in Zusammenhang mit der Versagenswahrscheinlichkeit P_f gebracht werden [36]. In Tabelle 3.4 wird die Beziehung zwischen P_f und β gemäß [36] angeführt.

$$P_f = \Phi(-\beta) \quad (3.82)$$

Tab. 3.4: Beziehung zwischen P_f und β [36]

P_f	10^{-1}	10^{-2}	10^{-3}	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}
β	1,28	2,32	3,09	3,72	4,27	4,75	5,20

Bei dem probabilistischen Sicherheitskonzept wird davon ausgegangen, dass die Einwirkungen E und die Widerstände R , z.B. durch eine Normalverteilung in Form von Glockenkurven, statistisch beschrieben werden können [44]. Überschneiden sich die Glockenkurven der Verteilungsdichten der Einwirkung und Widerstände, sind Fälle möglich, in denen der zufällig vorhandene Widerstand R kleiner ist, als die gleichzeitig vorhandene Einwirkung E und somit das Erreichen eines Versagenszustandes zu erwarten ist [44]. Die Gleichung (3.83) beschreibt die Grenzzustandsfunktion. Der sogenannte Sicherheitsabstand Z wird gemäß Gleichung (3.83) durch die Differenz aus dem Widerstand R und der Einwirkung

E ermittelt und stellt ebenfalls eine Glockenkurve dar (siehe Abbildung 3.31), wobei bei positivem Z eine Konstruktion standsicher ist und bei negativem Z Versagen eintritt [44].

$$Z = R - E \quad (3.83)$$

Die schraffierte Fläche unmittelbar neben der Ordinate rechts in Abbildung 3.31 beschreibt die Versagenswahrscheinlichkeit P_f , bei der der Widerstand R kleiner ist als die Einwirkung E , und ist ein Maß für die Unsicherheit der Konstruktion. Die Fläche rechts der Ordinate in Abbildung 3.31 hingegen ist ein Maß für die Zuverlässigkeit und beschreibt standsichere Bereiche, wo der Widerstand R größer ist als die Einwirkung E [44].

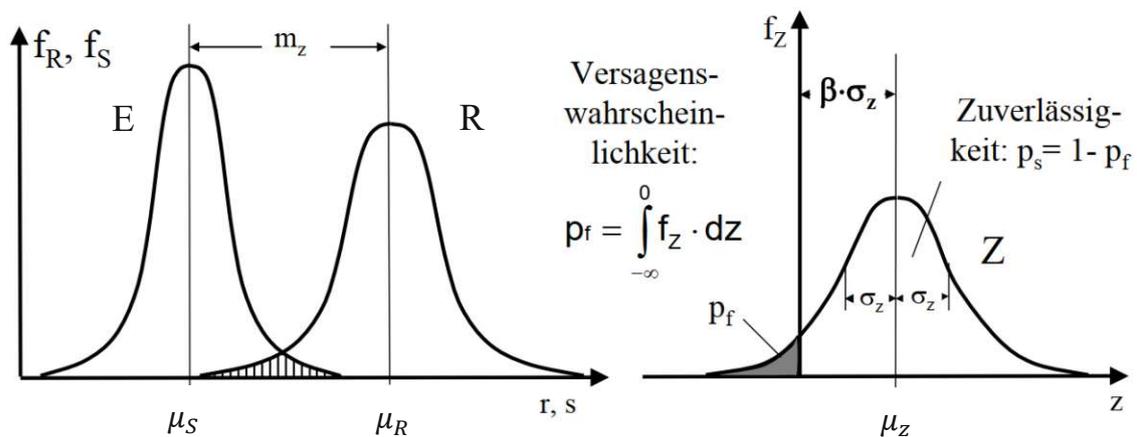


Abb. 3.31: Links: Verteilungsdichten für Einwirkungen E und Widerstände R ; Rechts: Glockenkurve der Grenzzustandsfunktion Z (adaptiert nach [44])

Die zur Beschreibung einer normalverteilten Dichtefunktion notwendigen statistischen Momente, wie der Erwartungswert μ , die Varianz σ^2 , die Standardabweichung σ und der Variationskoeffizient COV , sind in Gleichung (3.84) bis (3.87) angeführt, wobei x einem Beobachtungswert bzw. einer Merkmalsausprägung entspricht und n die Anzahl der Beobachtungen ist [50].

$$\mu = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n x_i = \frac{x_1 + x_2 + \dots + x_n}{n} \quad (3.84)$$

$$\sigma^2 = \frac{1}{1-n} \cdot \sum_{i=1}^n (x_i - \mu)^2 \quad (3.85)$$

$$\sigma = \sqrt{\sigma^2} \quad (3.86)$$

$$COV = \frac{\sigma}{\mu} \quad (3.87)$$

Je größer der Erwartungswert μ_z und je kleiner die Standardabweichung σ_z der Zufallsvariablen Z aus Gleichung (3.83) ist, umso größer ist die Zuverlässigkeit der Konstruktion [44]. Als Maß für die Zuverlässigkeit eines Tragwerks wird deshalb der

Zuverlässigkeitsindex β gemäß Gleichung (3.88) als Variationskoeffizient des Mittelwertes μ_z dividiert durch die Standardabweichung σ_z der Zufallsvariable Z definiert.

$$\beta = \frac{\sigma_z}{\mu_z} \quad (3.88)$$

Der Zielwert des Zuverlässigkeitsindex β wird gemäß *Eurocode 0* [36] in Abhängigkeit von der Bemessungssituation und des Bezugszeitraumes definiert. Für den Bezugszeitraum von einem Jahr wird beispielsweise für die Tragfähigkeit einer Konstruktion ein Zuverlässigkeitsindex $\beta = 4,7$ festgelegt. Gemäß Tabelle 3.4 entspricht das ungefähr einer Versagenswahrscheinlichkeit P_f von etwa 10^{-6} für den Bezugszeitraum von einem Jahr [44].

Der *Eurocode 7* [38] erlaubt grundsätzlich die Ermittlung von charakteristischen Werten der Bodenkenngrößen anhand von statistischen Methoden zur Berücksichtigung von Streuung und von räumlicher Variabilität [50]. Wenn statistische Methoden bei der Auswahl charakteristischer Bodenkenngrößen herangezogen werden, sollten gemäß [38] statistische Verfahren verwendet werden, die es erlauben zwischen örtlich entnommenen Proben (lokale Stichprobe) und Proben aus weiteren Umgebungen (regionale Stichprobe) zu unterscheiden.

Der *Eurocode 7* [38] definiert eine charakteristische Bodenkenngröße wie folgt:

„Der charakteristische Wert einer geotechnischen Kenngröße ist als eine vorsichtige Schätzung desjenigen Wertes festzulegen, der im Grenzzustand wirkt.“ [38], ÖNORM EN 1997-1, 2014, S.33

Wenn der Grenzzustand durch den Erwartungswert μ der Bodenkenngröße dominiert wird und der vom Grenzzustand in Anspruch genommene Bodenbereich groß ist, kann der Erwartungswert μ als charakteristische Bodenkenngröße angesetzt werden [50]. Andernfalls ist für den charakteristischen Wert ein 5 %-Fraktilewert der statistischen Verteilung zu beachten. Bei dem 5 %-Fraktilewert handelt es sich um einen probabilistischen Wert der bei einem ungünstigen Einfluss nur zu 5 % unterschritten wird und bei einem günstigen Einfluss zu 95 % überschritten wird [50].

Für probabilistische Berechnungen gibt der *JCSS Probabilistic Model Code* [7] Richtwerte für die Standardabweichung σ von Bodenkenngrößen an (siehe Tabelle 3.5).

Tab. 3.5: Richtwerte für die Standardabweichung σ von Bodenkenngrößen [7]

Bodenparameter	Standardabweichung σ [% von Erwartungswert μ]
Bodenwichte γ [kN/m ³]	5 – 10 %
Innere Reibung (drainiert) $\tan(\varphi')$	10 – 20 %
Drainierte Kohäsion c' [kN/m ²]	10 – 50 %
Undrainierte Scherfestigkeit c_u [kN/m ²]	10 – 40 %
Bodensteifigkeit [kN/m ²]	20 – 100 %

3.4 Aktuelle Literatur

Aktuelle Forschungserkenntnisse zeigen, dass die Anwendung des Hardening Soil Modells (+ *small strain stiffness*) für die Berechnung von tiefen Baugruben (*deep excavations*) besonders gute und realitätsnahe Ergebnisse liefert [10]. Es gibt zahlreiche Literatur, die Finite-Elemente-Berechnungen mit Messergebnissen tatsächlich ausgeführter Baugruben vergleicht und die Anwendung des Hardening Soil Modells für tiefe Baugruben in „steifen Böden“ validiert. Werke, die sich mit der Evaluierung von Berechnungsergebnissen anhand Messungen tatsächlich ausgeführter Baugruben beschäftigten, werden wie folgt exemplarisch angeführt: [11], [18], [19], [25], [32], [47].

Die Modellierung von Schlitzwänden und Aussteifungselementen hat großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse. Vor allem bei 3D-Modellierungen ist auf eine korrekte Modellierung der einzelnen Bauteile zu achten. In *Dong* [18] und *Zdravkovic* [51] werden Baugrubenumschließungen (Schlitzwände und auch Bohrpfahlwände) sowohl als Volumenelemente, als auch als Schalen- bzw. Plattenelemente untersucht. In [49] konnte gezeigt werden, dass durch die Modellierung der Baugrubenwand mit Plattenelementen bei drainierten Verhältnissen und isotropen Materialverhalten um bis zu 10% größere Verformungen errechnet wurden als bei der Modellierung mit Volumenelementen. Aufgrund der fehlenden Dicke bei der Verwendung von Plattenelementen können sich rückstellende Momente zufolge des vertikalen Anteils des Erddrucks an der Baugrubenrückwand nicht einstellen. Bei Volumenelementen ist der Hebelarm hingegen vorhanden und wirkt sich auf die Berechnung aus. Außerdem empfiehlt *Zdravkovic* [51] bei dreidimensionalen Berechnungen die Anwendung von anisotropen Materialeigenschaften sowohl bei Bohrpfahlwänden als auch bei Schlitzwänden. Aufgrund herstellungsbedingter Einflüsse (Fugen bei Schlitzwänden, Abstände bei Bohrpfahlwänden) ist die Modellierung eines Baugrubenverbaus als isotopes Material nicht realitätsgetreu. Es wird empfohlen, die Steifigkeitsparameter in Baugrubenlängsrichtung in Abhängigkeit des Baugrubenverbaus um 50 bis 95% zu reduzieren. In [29] wird jedoch gezeigt, dass die Verwendung von anisotropen Steifigkeiten bei Schlitzwänden einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Verformungsergebnisse hat. Zur Berücksichtigung der Anisotropie bei Plattenelementen, wird gemäß *Klein* [29] ein Abminderungsfaktor von $\alpha = 0,65$ ($EI_x = \alpha \cdot EI_y$) empfohlen. Alternativ zum isotropen Materialmodell kann für Volumenkörper aus Beton auch ein Materialmodell nach *Mohr-Coulomb* definiert werden. Validierte Parameter werden beispielsweise von *Ardiaca* in [5] angeführt.

Die Kraftübertragung zwischen Platten- und Bodenelementen wird in *Plaxis* durch sogenannte Interface-Elemente definiert. Dabei erfolgt die Definition der Kraftübertragung über den Kraftreduktionsfaktor R_{inter} . Dieser hängt maßgeblich von der Oberflächenbeschaffenheit des Bauteils und vom Boden ab. *Ampera* [3] und *Potyondy* [42] geben Parameter für den Kraftreduktionsfaktor an. Für den Anwendungsbereich des feinkörnigen Wiener Bodens wird der Reduktionsfaktor R_{inter} zwischen 0,80 bis 1 angegeben.

Weiters wird sowohl in [29] als auch in [51] gezeigt, dass Verformungen im Nahbereich der Schachtecken in Relation zur Schachtmitte sehr gering sind. *Klein* [29] empfiehlt die Modellierung einer biegesteifen Verbindung zwischen Plattenelementen im Eckbereich. Im

Gegensatz dazu haben Aussteifungselemente einen großen Einfluss auf die Verformung [23]. Hier kommen in der Modellierung in der Regel einfache Wegfedern zum Einsatz (Dehnsteifigkeiten EA), die das Aussteifungssystem beschreiben sollen. Untersuchungen zum Einfluss des Aussteifungssystems auf das Verformungsverhalten finden sich in [12], [15], [25] und [52] wieder.

Die geologische Vorbelastung (Überkonsolidierung) von feinkörnigen Böden hat ebenfalls einen großen Einfluss auf das Verformungsverhalten. In [34] wurde anhand von FEM-basierten, nachmodellierten Ödometerversuchen die Verwendung der Rechenparameter zur Beschreibung überkonsolidierter Böden (OCR und POP) näher untersucht. *Melnikov* [34] empfiehlt die Verwendung des POP (*pre-overburden-pressure*) als Eingangsparameter für FEM-Berechnungen, da in seinen Simulationen so realistischere Last-Verformungskurven (Ödometerversuch) abgebildet werden konnten.

Die Drainageverhältnisse (drainiert, undrainiert, teildrainiert) haben einen großen Einfluss auf das Verformungsverhalten von Böden. Beispielsweise wirkt sich negativer Porenwasserdruck (*suction*), der im Zuge von Konsolidationsprozessen auftreten kann, günstig auf das Verformungsverhalten der Aushubsohle von Schächten aus. Der günstige Effekt von negativen Porenwasserdrücken wird in [13], [33], [35] und [48] untersucht.

Die Ableitung von Hardening Soil Parametern aus den Ergebnissen von in-situ Feldversuchen mittels Selbstbohrpressiometern stellt ebenfalls einen relevanten Punkt für die Ermittlung realitätsnaher Bodensteifigkeitsparameter dar. Aufgrund des selbstschneidenden Bohrkopfes kann ein besonders enges Anliegen des Pressiometers an der Bohrlochwand gewährleistet werden, sodass das Bohrloch weitestgehend ungestört bleibt. Eine Möglichkeit aus Pressiometerversuchen Hardening Soil Parameter abzuleiten, wird in [6] oder auch in [14] beschrieben. Ein weiteres Werk, das das Selbstbohrpressiometer näher beschreibt, ist [2].

4 Ebene Finite-Elemente-Berechnung mit Plaxis 2D

4.1 Modellierung und Ausgangskonfiguration

Der ebene Schnitt für die 2D-Modellierung der Baugrube entspricht dem Systemschnitt A der Abbildung 4.2. Der ausgewählte Schnitt befindet sich gemäß Abbildung 4.1 zwischen den beiden östlichsten Mittelschlitzwänden und direkt neben der südlichen Ausbuchtung. Diesem Schnitt können gemäß Abschnitt 2.4 folgende Messpunkte zugeordnet werden, die zum Vergleich mit den Berechnungsergebnissen herangezogen werden:

- Inklinometer 3 an der nördlichen Außenschlitzwand
- Inklinometer 6 an der südlichen Außenschlitzwand
- Extensometermesspunkt RH2
- Messpunkt AR4 im Bereich der Mittelschlitzwände

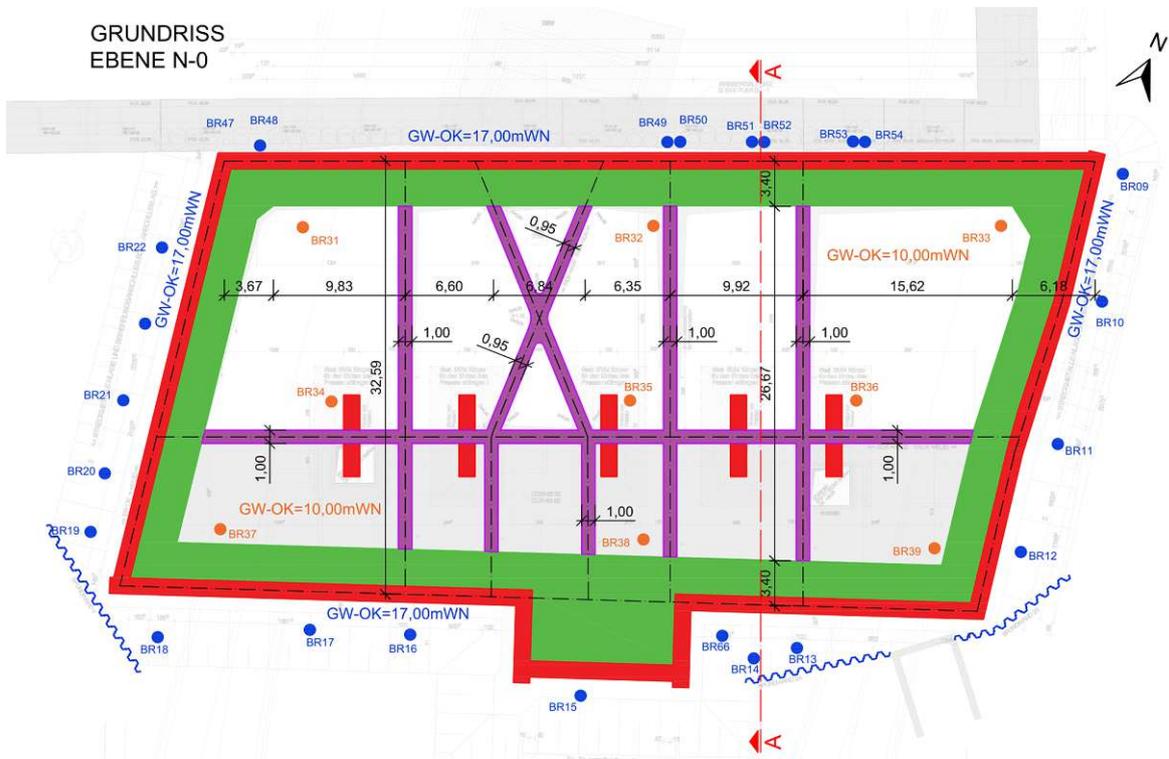


Abb. 4.1: Definition des ebenen Berechnungsschnittes A-A im Grundriss der Ebene N-0 als Grundlage für die Erstellung des ebenen Berechnungsmodells in *Plaxis 2D*, entspricht Abbildung 2.9

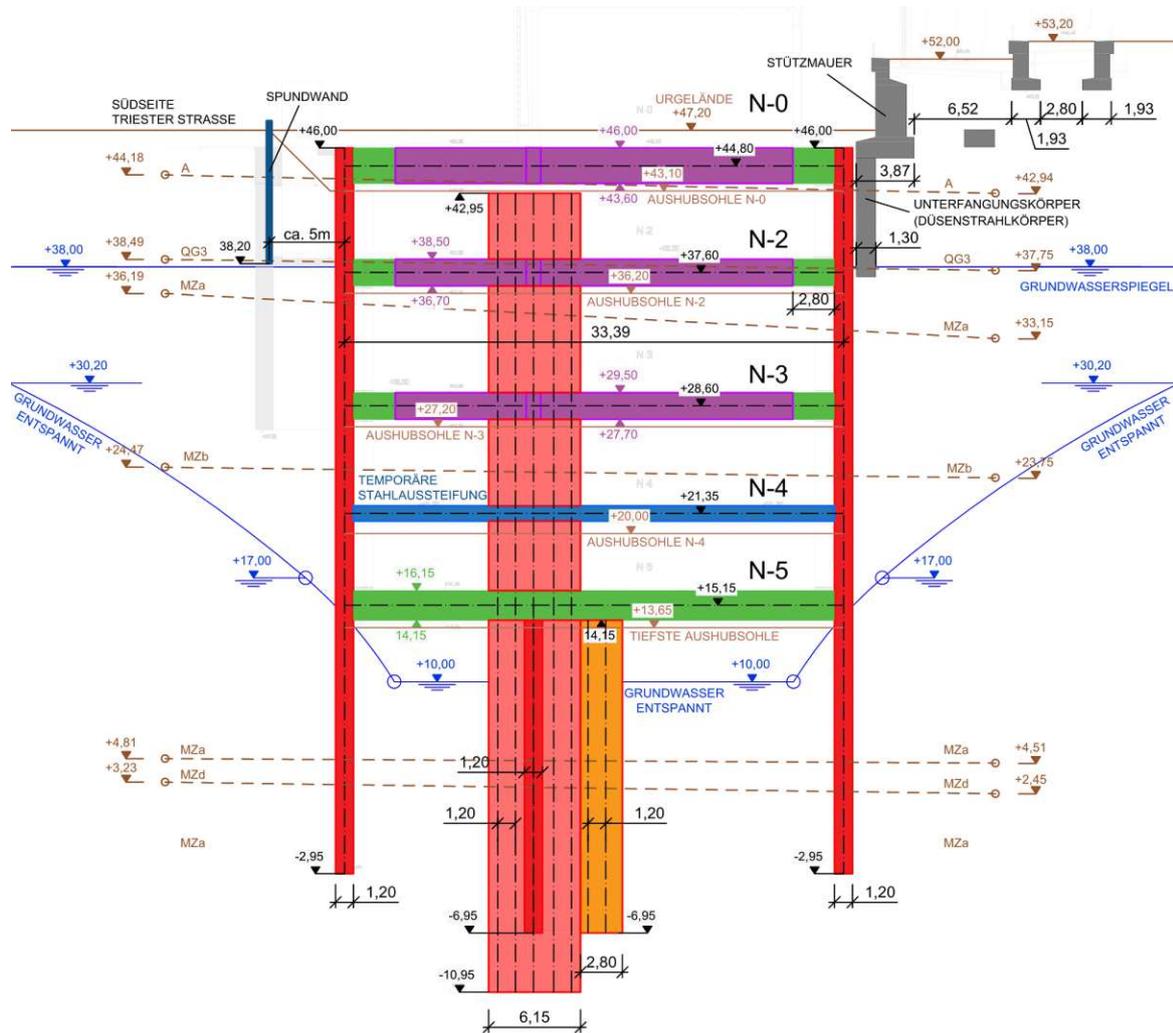


Abb. 4.2: Systemschnitt A-A als Modellierungsgrundlage für das ebene Berechnungsmodell in *Plaxis 2D*, entspricht Abbildung 2.7

Abbildung 4.3 zeigt eine Übersicht über die 12 erstellten 2D-Modelle. Den Modellen liegen zwei unterschiedliche Parametersets zugrunde, deren Bandbreite der HS-Steifigkeitsparameter für die miozänen Bodenschichten (siehe Tabelle 4.3) im *Geotechnischen Gutachten* [59] angegeben ist. Dabei wird für die FE-Berechnung sowohl das Standard Hardening Soil Modell als auch das Hardening Soil Modell mit *small strain stiffness* verwendet. Aufgrund der geringen Durchlässigkeit des Miozäns wird neben der drainierten Verformungsanalyse auch eine undrainierte und eine gekoppelte (Konsolidation-) Berechnung durchgeführt. Dadurch ergeben sich in Summe 12 Modelle.

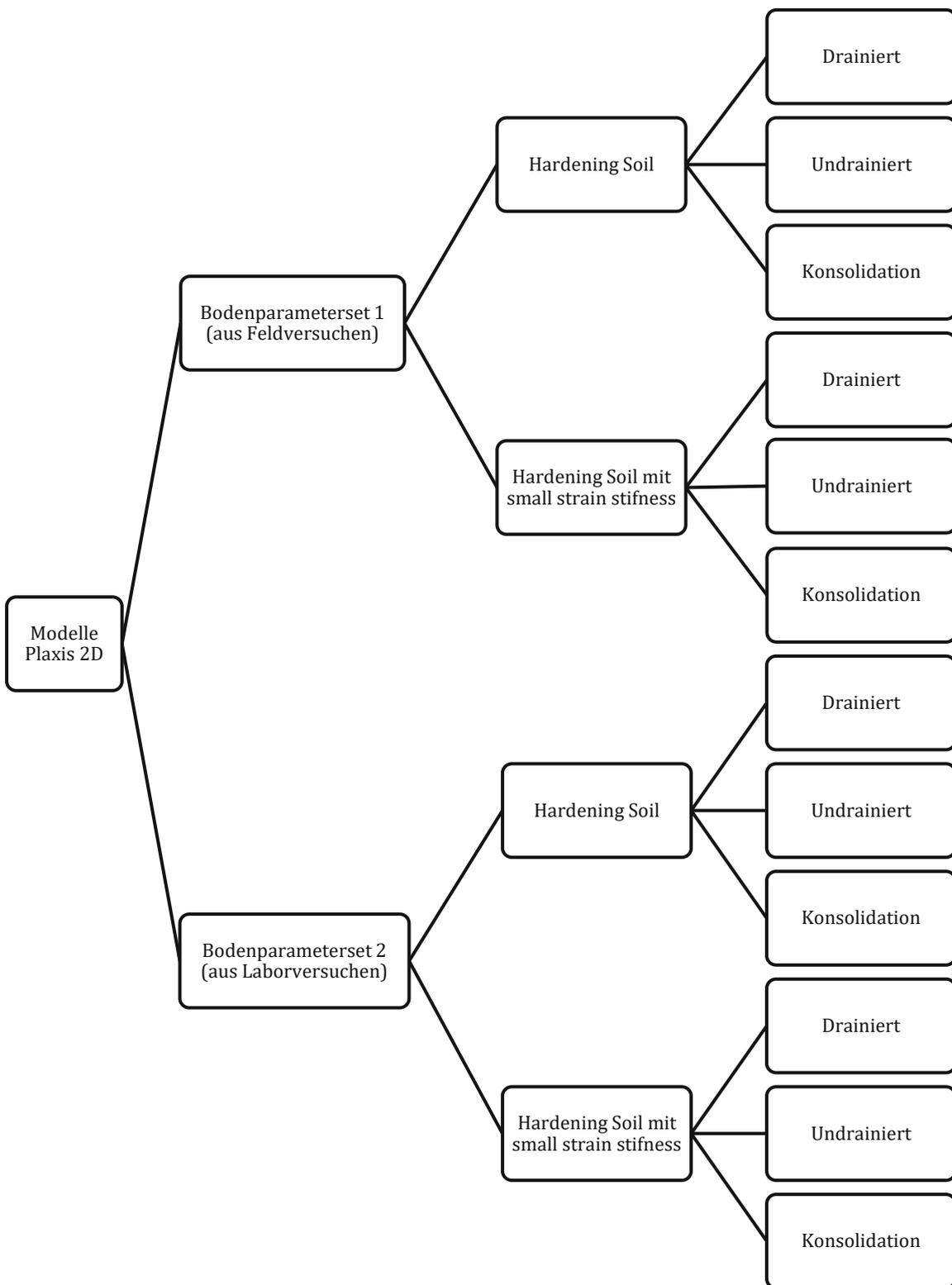


Abb. 4.3: Übersicht der erstellten *Plaxis 2D*-Modelle

Die Größe des Berechnungsausschnitts für das ebene Modell wird gemäß den *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG* [20] in Abhängigkeit von der Baugrubenbreite b und der Baugrubentiefe h gewählt und wird in Gleichung (4.1) und Gleichung (4.2) angeführt. Für die undrainierte FE-Berechnung wird gemäß [20] ein größerer Berechnungsausschnitt gewählt. Die seitlichen Abstände des Berechnungsausschnitts bleiben unverändert, die Entfernung zum unteren Modellrand wird gemäß Gleichung (4.3) um 50 m erhöht (siehe Abbildung 4.4).

$$\begin{aligned} L_{X,\min,\text{drain}} &= 2 \cdot b + b + 2 \cdot b = 2 \cdot 33 + 33 + 2 \cdot 33 \\ &= 165 \text{ m} < L_{X,\text{gew}} = 200 \text{ m} \end{aligned} \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} L_{Y,\min,\text{drain}} &= 2 \cdot h + h = 2 \cdot 33 + 33 = 99 \text{ m} \\ &< L_{Y,\text{gew}} = 103,20 \text{ m} \end{aligned} \quad (4.2)$$

$$L_{Y,\text{undrain}} = L_{Y,\min,\text{drain}} + 50 = 153,20 \text{ m} \quad (4.3)$$

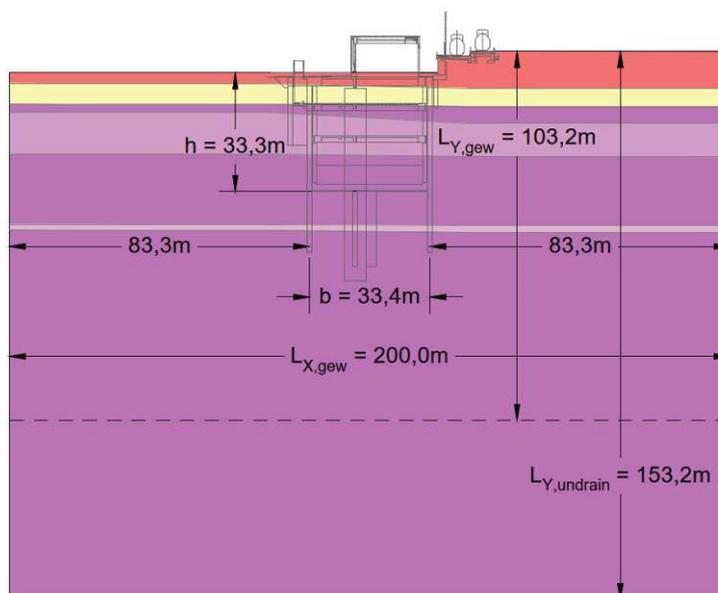


Abb. 4.4: Definition des Berechnungsausschnitts für das ebene Modell in *Plaxis 2D*

Die Baugrubenwände und die Bodenplatte werden als Plattenelemente (*plate elements*) mit linear elastischem Materialverhalten definiert. Die Aussteifungen werden als linear elastische Wegfederelemente (*node-to-node anchor*) modelliert. Zur Modellierung der Mittelpfeiler werden quadratische Pfahlelemente (*embedded beam rows*), die über Starrstäbe miteinander gekoppelt sind, verwendet. Die Modellierung der Strukturelemente wird in Abschnitt 4.4 detailliert beschrieben.

Die angesetzten Oberflächenlasten besitzen nur eine untergeordnete Rolle, da das Verformungsverhalten des Schlitzwandschachtes hauptsächlich von der Eigenlast des Bodens beeinflusst wird. Für die Verkehrslast im südlichen Bereich der Triester Straße wird eine Flächenlast in Höhe von 20 kN/m^2 angenommen (siehe Abbildung 4.5). Im Bereich

unmittelbar neben den Stützmauern der Bahnanlage wird zur Abschätzung der Eisenbahnverkehrslasten eine Flächenlast in Höhe von 30 kN/m^2 angenommen. Neben den Stützmauern wird bis zur nördlichen Grenze des Berechnungsausschnittes eine Flächenlast mit 20 kN/m^2 angesetzt. Um eine gleichmäßige Verteilung der Oberflächenlasten auf den Baugrund zu ermöglichen und um lokales Bodenversagen zu vermeiden, wird der Untergrund unmittelbar unterhalb der Oberflächenlast als Plattenelement mit einer sehr hohen Biegesteifigkeit modelliert.

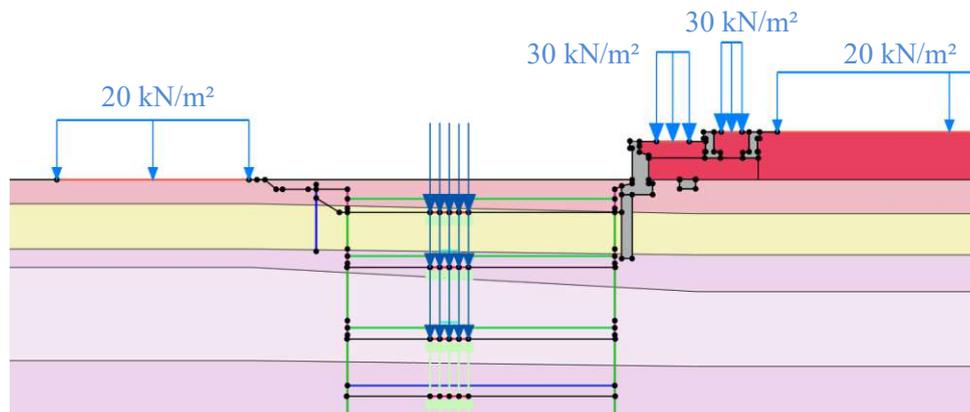


Abb. 4.5: Oberflächenlasten im Bereich der Straße und der Bahnanlage

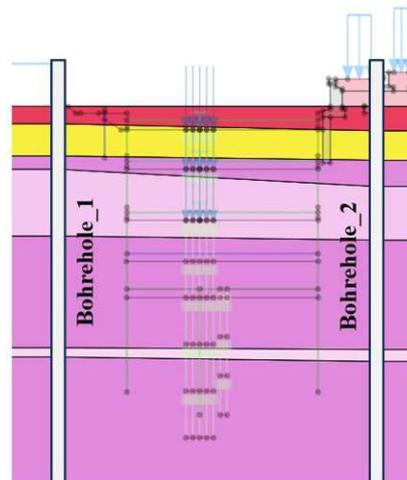
4.2 Definition der Untergrundverhältnisse

Die Bodenschichten können in *Plaxis 2D* über das programminterne Tool „Bohrlöcher“ modelliert werden. Im Bohrloch können Bodenmaterialien, Bodenschichtunterkanten und Grundwasserpegel definiert werden. Durch die Positionierung der Bohrlöcher in der Ebene wird das Baugrundmodell generiert. Wenn mehrere Bohrlöcher definiert und im Modell positioniert werden, interpoliert *Plaxis* automatisch den Schichtverlauf zwischen den Bohrlöchern und generiert ein passendes Baugrundmodell.

Das Baugrundmodell für das ebene Berechnungsmodell wird in der gegenständlichen Modellierung über zwei Bohrlöcher definiert (siehe Abbildung 4.6). Die Schichtgrenzen werden gemäß der Baugrundaufschlüsse aus dem *Geotechnischen Gutachten* [59] und dem geologischen Längsschnitt [73] in Tabelle 4.1 definiert. Die in Abbildung 2.7 dargestellten Schichtverläufe werden dabei übernommen. Aufgrund der geneigten Bodenschichten besteht die Möglichkeit, dass das primäre Spannungsfeld nach dem K0-Verfahren nicht im Gleichgewicht steht (siehe Abschnitt 3.1.3). Um einen Gleichgewichtszustand sicherzustellen, wird unmittelbar nach der Generierung des Primärzustandes eine NIL-Phase vorgesehen.

Tab. 4.1: Definition des Schichtverlaufes in *Plaxis 2D* über das „Bohrloch“ Tool

Borehole_1		Borehole_1			Borehole_2		Borehole_2		
x	71,31	Schicht- bezeichnung	Oberkante [mWN]	Unterkante [mWN]	x	126,9	Schicht- bezeichnung	Oberkante [mWN]	Unterkante [mWN]
Head	38,00				x	38,00			
		A	47,20	44,18			A	47,2	42,94
		QG3	44,18	38,49			QG3	42,94	37,75
		Mza	38,49	36,19			Mza	37,75	33,15
		MZb	36,19	24,47			MZb	33,15	23,75
		MZa	24,47	4,81			MZa	23,75	4,51
		MZd	4,81	3,23			MZd	4,51	2,45
		MZa	3,23	-50,00			MZa	2,45	-50,00

Abb. 4.6: Definition der Bodenverhältnisse in *Plaxis 2D*, Bodenschichtverlauf und Lage der „Bohrlöcher“ im ebenen Modell

Die Berücksichtigung des natürlichen Grundwassers im Bodenmodell erfolgt über die Definition des in-situ aufgeschlossenen Grundwasserpegels im Bohrlochtool (*head*). Die Porenwasserdrücke werden entsprechend der hydrostatischen Spannungsverteilung in Abhängigkeit von dem definierten Grundwasserpegel generiert und in der FE-Berechnung (*phreatic calculation*) durch entsprechende Anpassung der Bodenwichte berücksichtigt. Der in-situ aufgeschlossene, natürliche Grundwasserpegel liegt gemäß [53] und [59] ungefähr auf +38,00 mWN und wird aufgrund der vernachlässigbar geringen jahreszeitlichen Pegelschwankungen in der FE-Berechnung als konstant angenommen.

Zur Definition der hydrogeologischen Randbedingungen und Modellierung der Grundwasserentspannung aus Abschnitt 2.4.7 wird auf Basis der durchgeführten Grundwasserpegelmessungen und der Brunnenstandorte ein Absenktrichter rekonstruiert. Die außenliegenden Kontrollmesspegel (RKB 7408 und RKB 7410 siehe Abbildung 2.3) liegen während des Betriebs der Vertikalfilterbrunnen im Bereich zwischen +35,00 mWN und +38,00 mWN, wobei zweites für die Grundwassermodellierung herangezogen wird [53]. Der Grundwasserspiegel der schachtinneren Brunnen (orange Markierungen BR 31 bis BR 39 in Abbildung 2.9) wurde gemäß [53] während der Grundwasserentspannung mit +10 mWN erfasst. In den außenliegenden Vertikalfilterbrunnen (blaue Markierungen BR 09 bis BR 22 und BR 47 bis BR 55 in Abbildung 2.9) wurde der Grundwasserspiegel auf ungefähr +17 mWN abgesenkt [53]. Durch die Verbindung der Brunnen, die ungefähr denselben

Grundwasserpegel aufweisen, kann der in Abbildung 4.7 und Abbildung 4.8 dargestellte Absenktrichter zufolge der Grundwasserentspannung konstruiert werden. Die gering auftretenden Schwankungen der Grundwasserpegel können für die Berechnung vernachlässigt werden [53].

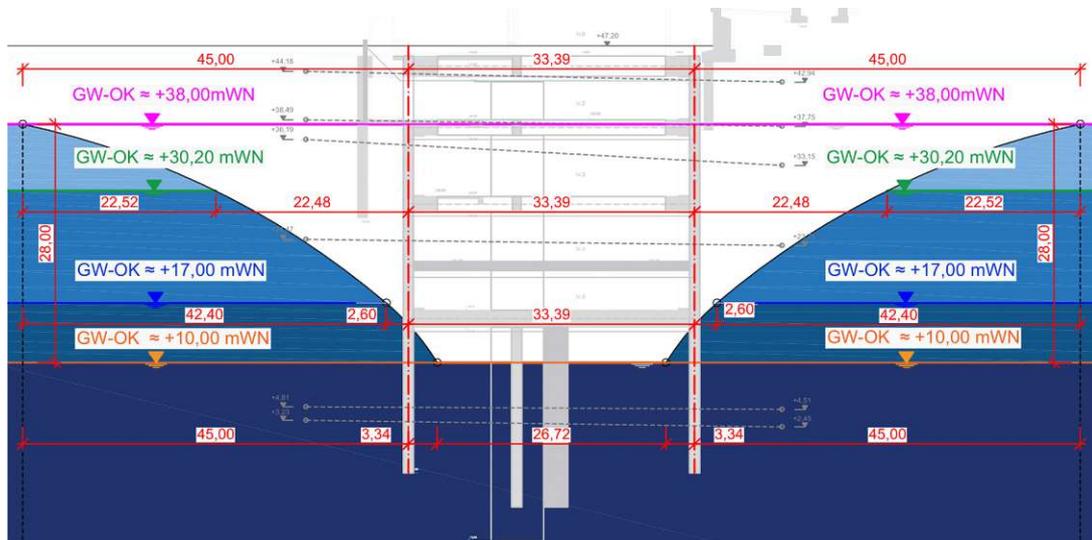


Abb. 4.7: Schnitt A-A mit Absenktrichter der Grundwasserentspannung (adaptiert nach [72])

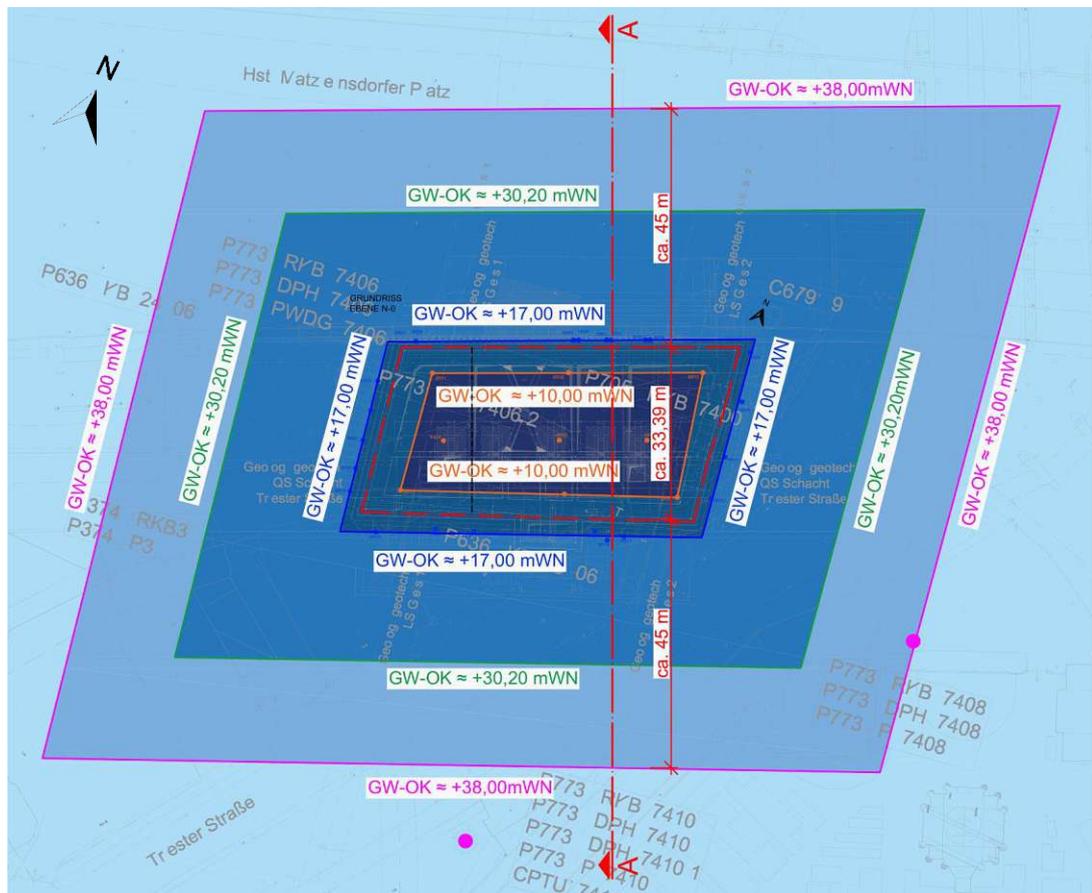


Abb. 4.8: Grundwasser-Schichtenplan der Baugrube während der Grundwasserentspannung (adaptiert nach [53] und [66])

Tab. 4.2: Dauer der Bauphasen [63]

Tätigkeit	Start	Ende	Dauer
	Bauwoche	Bauwoche	Bautage
Herstellung Schlitzwände	-39,0	-15,4	165,0
Aushub N-0	-15,4	-4,7	75,0
Herstellung Aussteifung über N-0	-4,7	6,0	75,0
Grundwasserabsenkung (+Nullmessung)	6,0	7,0	7,0
Aushub N-2	7,0	17,5	73,5
Herstellung Aussteifung über N-2	17,5	28,0	73,5
Aushub N-3	28,0	40,5	87,5
Herstellung Aussteifung N-3	40,5	47,5	49,0
Aushub N-4 prov. Aussteifung	47,5	55,0	52,5
Einbau prov. Aussteifung	55,0	61,0	42,0
Aushub Bodenplatte	61,0	68,0	49,0
Herstellung Bodenplatte	68,0	77,0	63,0
Ausbau prov. Aussteifung bis Messende	77,0	81,0	28,0
*Die Bauwoche 0 entspricht der Kalenderwoche 40 des Jahres 2019			840,0

4.3 Bodenmechanische Eingangsparameter für das ebene Rechenmodell

Für die numerische Berechnung liegen Hardening-Soil-Parameter für die miozänen Bodenschichten aus dem *Geotechnischen Gutachten* [59] vor. Für die restlichen Bodenschichten (Anschüttung A, Quarzschotter QG 3) müssen HS-Parameter anhand von Korrelationen aus der Literatur bestimmt werden.

4.3.1 Hardening Soil Parameter

Die bodenmechanischen Eingangsparameter werden dem *Geotechnischen Gutachten* [59] entnommen und werden dabei sowohl aus Labor- als auch aus Feldversuchen abgeleitet. Im Gutachten sind für die miozäne Bodenschicht MZ Stoffparameter und Bandbreiten für das Hardening Soil Modell angeführt. In Tabelle 4.3 ist eine Übersicht der Rechenwerte für den Wiener Tegel angegeben. Für die Steifigkeitsparameter E_{50}^{ref} , E_{oed}^{ref} und E_{ur}^{ref} wird eine aus konventionellen Laborversuchen ermittelte Untergrenze und eine aus in-situ durchgeführten Selbstbohrpressiometerversuchen abgeleitete Obergrenze angeführt [59]. Dabei fällt auf, dass die in-situ ermittelten Steifigkeitsparameter im Vergleich zu den im Labor ermittelten Werten mehr als doppelt so groß sind. Gründe für den großen Unterschied zwischen Feld- und Laborversuchen sind möglicherweise Störungen der Probe bei der Entnahme oder die schnelle Lastaufbringung bei den Feldversuchen. Die schnelle Lastaufbringung führt dazu, dass während der Versuchsdurchführung keine reinen drainierten Verhältnisse vorherrschen, sodass die erfassten Bodensteifigkeiten zu einem gewissen Teil von undrainierten Effekten beeinflusst werden. Die Ableitung der Steifigkeitsparameter aus Feldversuchen in Form von Selbstbohrpressiometerversuchen kann eine gute Möglichkeit darstellen, um realitätsnahe Stoffparameter des in-situ eingebauten Bodens zu erfassen. Für die in dieser Diplomarbeit durchgeführten Berechnungen werden sowohl die Obergrenzen als auch die Untergrenzen der angegebenen Steifigkeitsparameter analysiert.

Tab. 4.3: Stoffparameter für das Hardening Soil Modell [59]

Gebirgsart / Bezeichnung		φ'	c'	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	E_{50}^{ref}	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	m	p^{ref}
		[°]	[kN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[MN/m ²]	[-]	[kN/m ²]
MZ	Miozän (Pannon)	25	30	10 - 25	10 - 20	40 - 100	0,80	100

Im *Geotechnischen Gutachten* [59] sind keine HS-Stoffparameter für die quartären Kiese (Schicht QG 3) und die Anschüttung (Schicht A) angegeben, sodass die Steifigkeitsparameter aus bekannten Korrelationen und empirischen Ansätzen (siehe Abschnitt 3.2.3.1) abgeleitet werden müssen. Aus dem Gutachten [59] geht hervor, dass die sandigen Kiese der Schicht QG 3 in vorwiegend mitteldichter bis dichter Lagerung aufgeschlossen wurden (siehe Tabelle 2.2), sodass nach *Simmer* [1] (siehe Tabelle 3.3) eine bezogene Lagerungsdichte $I_D = 0,667$ angenommen werden kann. Die Anschüttung besteht hauptsächlich aus sandigen Kiesen und Ziegelresten in lockerer Lagerung, sodass gemäß *Simmer* [1] eine bezogene Lagerungsdichte $I_D = 0,167$ angenommen werden kann. Die Steifigkeitsparameter $E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$ für die beiden Bodenschichten können anhand der Korrelation nach *Langkeek* gemäß der Gleichung (3.60) ermittelt werden.

$$E_{\text{oed,QG3}}^{\text{ref}} \approx I_D \cdot 60 \text{ [MPa]} = 0,667 \cdot 60 \cdot 1000 = 40\,000 \text{ kN/m}^2 \quad (4.6)$$

$$E_{\text{oed,A}}^{\text{ref}} \approx I_D \cdot 60 \text{ [MPa]} = 0,167 \cdot 60 \cdot 1000 = 10\,000 \text{ kN/m}^2 \quad (4.7)$$

Unter Berücksichtigung der in Gleichung (3.57) und (3.58) angegebenen Verhältnisse zwischen den Steifigkeitsparametern lassen sich die Stoffparameter E_{50}^{ref} und $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ für die Bodenschichten QG 3 und A wie folgt ermitteln:

$$E_{50,\text{QG3}}^{\text{ref}} \approx E_{\text{oed,QG3}}^{\text{ref}} = 40\,000 \text{ kN/m}^2 \quad (4.8)$$

$$E_{\text{ur,QG3}}^{\text{ref}} \approx 3 \cdot E_{50,\text{QG3}}^{\text{ref}} = 3 \cdot 40\,000 = 120\,000 \text{ kN/m}^2 \quad (4.9)$$

$$E_{50,\text{A}}^{\text{ref}} \approx E_{\text{oed,A}}^{\text{ref}} = 10\,000 \text{ kN/m}^2 \quad (4.10)$$

$$E_{\text{ur,A}}^{\text{ref}} \approx 4 \cdot E_{50,\text{A}}^{\text{ref}} = 4 \cdot 10\,000 = 40\,000 \text{ kN/m}^2 \quad (4.11)$$

Da es sich bei den Schichten QG 3 und A um grobkörnige Böden handelt, wird gemäß der Gleichung (3.59) der Exponent m für die Spannungsabhängigkeit der Bodensteifigkeit mit $m = 0,5$ gewählt. Dieselben HS-Parameter für mitteldicht gelagerte, sandige Kiese der Schicht QG 3 wurden in der Diplomarbeit von *Dimova* [16] im Zuge einer FE-Berechnung einer rückverankerten Baugrubenwand im 2. Wiener Gemeindebezirk verwendet, sodass die hier angenommenen Parameter als passend betrachtet werden können. Die Scherparameter werden aus dem *Geotechnischen Gutachten* [59] übernommen. Für die Schicht QG 3 wird

gemäß den Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG [21] der Dilatanzwinkel ψ_{QG3} gemäß Gleichung (4.12) abgeschätzt. Der Dilatanzwinkel wird ausschließlich für die drainierte Analyse angesetzt, für die undrainierte und gekoppelte Berechnung wird der Dilatanzwinkel $\psi_{QG3} = 0$ angenommen (siehe Kapitel 3.1.5).

$$\psi_{QG3} \approx \varphi_{QG3} - 30^\circ = 35 - 30 = 5^\circ \quad (4.12)$$

4.3.2 Ermittlung der Bodenparameter des HSS-Modells

Die zusätzlichen Stoffparameter für das HSS-Modell werden aus den in Abschnitt 3.2.3.2 vorgestellten Korrelationen und empirischen Ansätzen abgeleitet. Für die Abschätzung des initialen Schubmoduls G_0 bei kleinen Dehnungen werden die empirischen Zusammenhänge nach *Alpan* aus Abbildung 3.27, *Benz & Vermeer* aus Abbildung 3.28, *Hardin & Black* aus Gleichung (3.78), *Biarez & Hicher* aus Gleichung (3.79) und *Langkeek* aus Gleichung (3.80) verwendet. Im folgenden Abschnitt werden für die Bodenschicht MZa aus dem Bodenparameterset 2 exemplarisch HSS-Parameter aus den Korrelationen berechnet. Die Berechnung der Parameter für die restlichen Bodenschichten erfolgt in analoger Weise. Anschließend werden die aus den Korrelationen abgeschätzten HSS-Steifigkeitsparameter verglichen und ein passendes Parameterset wird für das Berechnungsmodell ausgewählt.

Gleichung (4.13) zeigt die Berechnung des Schubmoduls G_0^{ref} nach *Hardin & Black* in Abhängigkeit der Porenzahl e [59]. In Gleichungen (4.14) und (4.15) wird der Schubmodul G_0^{ref} aus der Korrelation nach *Biarez & Hicher* für den initialen Elastizitätsmodul E_0 ermittelt.

$$\begin{aligned} G_0^{\text{ref}} &= \left[33 \cdot \frac{(2,97 - e)^2}{1 + e} \right] \cdot 1000 \\ &= \left[33 \cdot \frac{(2,97 - 0,71)^2}{1 + 0,71} \right] \cdot 1000 = 98\,600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned} \quad (4.13)$$

$$E_0^{\text{ref}} = \left[\frac{140}{e} \right] \cdot 1000 = \left[\frac{140}{0,71} \right] \cdot 1000 = 197\,200 \text{ kN/m}^2 \quad (4.14)$$

$$G_0^{\text{ref}} = \frac{E_0^{\text{ref}}}{2 \cdot (1 + \nu_{\text{ur}})} = \frac{197\,200}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 82\,200 \text{ kN/m}^2 \quad (4.15)$$

Eine weitere Möglichkeit der Ermittlung des Schubmoduls G_0^{ref} ist die Abschätzung des Verhältnisses $E_0^{\text{ref}}/E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ nach *Alpan* oder nach *Benz & Vermeer* (siehe Abschnitt 3.2.3.2). In Abbildung 4.10 wird bei bekanntem Steifigkeitsmodul bei Ent- und Wiederbelastung $E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ das Verhältnis $E_0^{\text{ref}}/E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ nach *Alpan* abgeschätzt. Aus dem abgeschätzten Verhältnis $E_0^{\text{ref}}/E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ kann unter der Annahme einer Querdehnzahl $\nu_{\text{ur}} = 0,2$ der Schubmodul G_0^{ref} gemäß Gleichung (4.16) errechnet werden. In analoger Vorgehensweise wird der initiale Schubmodul G_0^{ref} aus Gleichung (4.17) ermittelt, jedoch wird zur Ermittlung des Verhältnisses $E_0^{\text{ref}}/E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ die modifizierte Korrelation nach *Benz & Vermeer* aus Abbildung 4.11 verwendet.

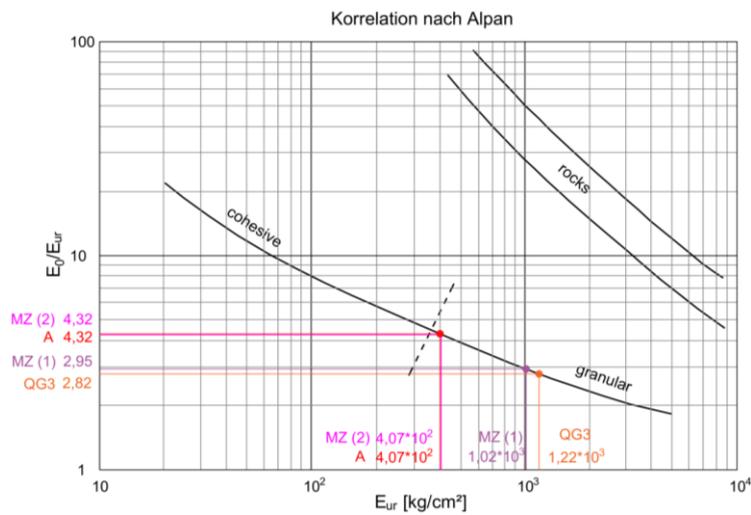


Abb. 4.10: Korrelation nach *Alpan* für die Bodenschichten A, MZ (1) aus Bodenparameterset 1, MZ (2) aus Bodenparameterset 2 und QG3 (adaptiert nach [9])

$$G_0^{ref} = \frac{E_0^{ref}}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})} = \frac{4,32 \cdot E_{ur}^{ref}}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})} \quad (4.16)$$

$$= \frac{4,32 \cdot 40\,000}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 72\,000 \text{ kN/m}^2$$

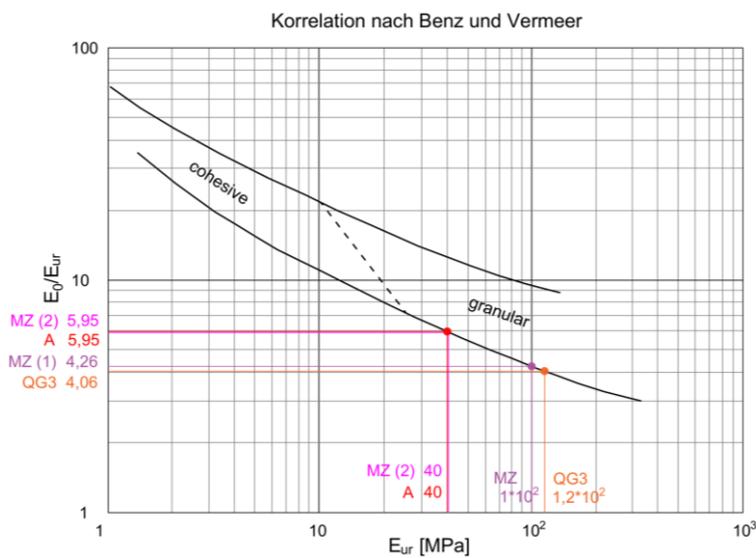


Abb. 4.11: Korrelation nach *Benz & Vermeer* für die Bodenschichten A, MZ (1) aus Bodenparameterset 1, MZ (2) aus Bodenparameterset 2 und QG3 (adaptiert nach [43])

$$G_0^{ref} = \frac{E_0^{ref}}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})} = \frac{5,95 \cdot E_{ur}^{ref}}{2 \cdot (1 + \nu_{ur})} \quad (4.17)$$

$$= \frac{5,95 \cdot 40\,000}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 99\,200 \text{ kN/m}^2$$

In Tabelle 4.4 sind die ermittelten HSS-Stoffparameter zusammengefasst. Bei den ermittelten Stoffparametern für die miozänen Bodenschichten fällt auf, dass die von der Porenzahl e abhängigen empirischen Ansätze nach *Biarez & Hicher* bzw. nach *Hardin & Black* im selben Größenbereich liegen, wie die durch die Korrelationen nach *Alpan* bzw. nach *Benz & Vermeer* ermittelten Stoffparameter für das Bodenparameterset 2. Dabei werden Werte für den initialen Schubmodul G_0^{ref} zwischen $72\,000\text{ kN/m}^2$ und $98\,600\text{ kN/m}^2$ ermittelt. Für das Bodenparameterset 1 berechnet sich G_0^{ref} aus der Korrelation nach *Alpan* bzw. nach *Benz & Vermeer* zu $122\,900\text{ kN/m}^2$ und $177\,500\text{ kN/m}^2$ und liegt somit weit über den nach *Biarez & Hicher* bzw. *Hardin & Black* ermittelten Steifigkeitsparametern. Für das Bodenparameterset 2 wird der nach *Biarez & Hicher* ermittelte initiale Schubmodul G_0^{ref} auf $80\,000\text{ kN/m}^2$ abgerundet und für die FE-Berechnung gewählt, da er sich ungefähr im mittleren Wertebereich der errechneten Stoffparameter befindet. Für das Bodenparameterset 1 wird der nach *Alpan* ermittelte initiale Schubmodul G_0^{ref} auf $120\,000$ abgerundet und für weiterfolgende Berechnungen verwendet.

Für die quartären Quarzsotter der Bodenschicht QG3 werden Werte für den initialen Schubmodul G_0^{ref} zwischen $106\,700\text{ kN/m}^2$ und $203\,000\text{ kN/m}^2$ ermittelt. Für die FE-Berechnung wird der nach *Benz & Vermeer* ermittelte initiale Schubmodul G_0^{ref} auf $170\,000\text{ kN/m}^2$ aufgerundet und verwendet. Für die Anschüttung wird $G_0^{\text{ref}} = 80\,000\text{ kN/m}^2$ gewählt.

Tab. 4.4: Gegenüberstellung der aus Korrelationen ermittelten HSS-Stoffparameter

Ermittlung der HSS-Parameter		Anschüttung	Quarzsotter	Miozäne Ablagerungen (Bodenparameterset 1)			Miozäne Ablagerungen (Bodenparameterset 2)			
Steifigkeit HS	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ kN/m ²	40 000	120 000	100 000	100 000	100 000	40 000	40 000	40 000	
Steifigkeitsparameter HSS aus Korrelationen	$E_0^{\text{ref}}/E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (1)	-	4,32	2,82	2,95	2,95	2,95	4,32	4,32	4,32
	$E_0^{\text{ref}}/E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ (2)	-	5,95	4,06	4,26	4,26	4,26	5,95	5,95	5,95
	E_0^{ref} (3)	kN/m ²	n.v.	398 400	197 200	197 200	197 200	197 200	197 200	197 200
	G_0^{ref} (1)	kN/m ²	72 000	141 000	122 900	122 900	122 900	72 000	72 000	72 000
	G_0^{ref} (2)	kN/m ²	99 200	203 000	177 500	177 500	177 500	99 200	99 200	99 200
	G_0^{ref} (3)	kN/m ²	n.v.	166 000	82 200	82 200	82 200	82 200	82 200	82 200
	G_0^{ref} (4)	kN/m ²	n.v.	167 400	98 600	98 600	98 600	98 600	98 600	98 600
	G_0^{ref} (5)	kN/m ²	71 700	106 700	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.	n.v.
	$\gamma_{0,7}$ (6)	-	1,00E-04	1,00E-04	4,11E-04	2,03E-04	n.v.	4,11E-04	2,03E-04	n.v.
	$\gamma_{0,7}$ (7)	-	1,01E-04	1,19E-04	4,52E-04	2,71E-04	5,65E-04	6,77E-04	4,06E-04	8,47E-04
	$\gamma_{0,7}$ (8)	-	1,00E-04	1,00E-04	6,00E-04	2,00E-04	n.v.	6,00E-04	2,00E-04	n.v.
Gewählte Steifigkeiten HSS	G_0^{ref} gewählt	kN/m ²	80 000	170 000	120 000	120 000	120 000	80 000	80 000	80 000
	$\gamma_{0,7}$ gewählt	kN/m ²	1,00E-04	1,00E-04	4,00E-04	2,00E-04	4,00E-04	4,00E-04	2,00E-04	4,00E-04

(1) nach Alpan [63] in Abb. 3.27, (2) nach Benz & Vermeer [22] in Abb. 3.28, (3) nach Biarez & Hicher [66] in Gl. 3.78, (4) nach Hardin & Black [66] in Gl. 3.77, (5) nach Langkeek [67] in Gl. 3.81, (6) nach Stokoe [66] in Gl. 3.76, (7) nach Santos & Correia auf Basis von Hardin-Drnevich [63] in Gl. 3.72, (8) nach Vucetic & Dobry [63] in Abb. 3.29;

Für die Abschätzung der Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ werden die Korrelationen nach *Stokoe* aus Gleichung (4.18), *Santos & Correia* aus Gleichung (3.71) und *Vucetic & Dobry* aus Abbildung 3.29 herangezogen. Aus Gleichung (4.32) ergibt sich die Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ in Abhängigkeit von der Plastizitätszahl I_p und dem Überkonsolidierungsverhältnis OCR nach *Stokoe*. Die aus den Überlegungen von *Santos & Correia* abgeleitete Gleichung (4.33) zur Ermittlung der Referenzscherdehnung wird ebenfalls zur Abschätzung von $\gamma_{0,7}$ verwendet, wobei die effektive Vertikalspannung σ_1' mit der effektiven Überlagerungsspannung ($\gamma'_{\text{Boden}} \cdot t$) gleichgesetzt wird. In Abbildung 4.12 ist das Diagramm nach *Vucetic & Dobry*

dargestellt, wobei die Referenzscherdehnung $\gamma_{0,7}$ an der Stelle wo G_0 auf 70% seines Ausgangswertes abfällt, abgelesen wird.

$$\begin{aligned}\gamma_{0,7} &= 1 \cdot 10^{-4} + 5 \cdot 10^{-6} \cdot I_P \cdot (OCR)^{0,3} \\ &= 1 \cdot 10^{-4} + 5 \cdot 10^{-6} \cdot 44,75 \cdot (3)^{0,3} \\ &= 4,11 \cdot 10^{-4}\end{aligned}\quad (4.18)$$

$$\begin{aligned}\gamma_{0,7} &= \frac{0,385}{4 \cdot G_0} \cdot [2 \cdot c \cdot (1 + \cos(2\varphi)) + \sigma_1' \cdot (1 + K_0) \cdot \sin(2\varphi)] \\ &= \frac{0,385}{4 \cdot 80\,000} \cdot [2 \cdot 30 \cdot (1 + \cos(2 \cdot 25)) + [33 \cdot 10,5] \\ &\quad \cdot (1 + 0,75) \cdot \sin(2 \cdot 25)] = 6,77 \cdot 10^{-4}\end{aligned}\quad (4.19)$$

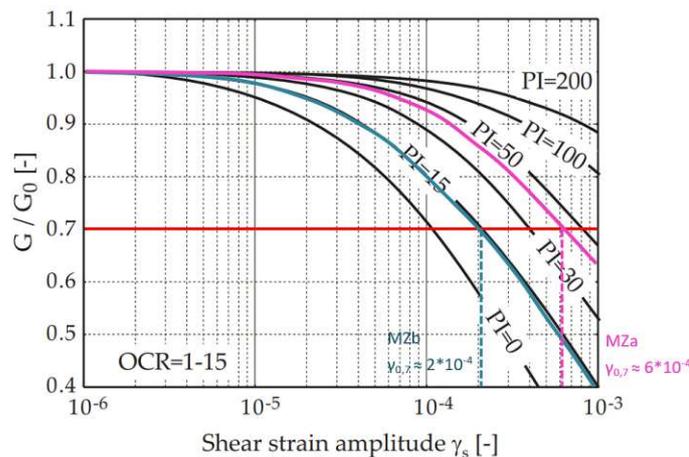


Abb. 4.12: Abschätzung des HSS-Parameters $\gamma_{0,7}$ für die Bodenschichten MZa und MZb anhand der Korrelation nach *Vucetic & Dobry* (adaptiert nach [9])

In Tabelle 4.4 sind die aus den Korrelationen ermittelten Referenzscherdehnungen $\gamma_{0,7}$ zusammengefasst. Für die FE-Berechnung werden die Referenzscherdehnungen $\gamma_{0,7}$ nach den empirischen Ansätzen von *Stokoe* aus Gleichung (4.18) gewählt, da in der Korrelation neben der Plastizitätszahl I_P auch noch die für überkonsolidierte Böden wichtige Kenngröße der geologischen Vorbelastung OCR einfließt.

4.3.3 Zusammenfassung der ermittelten Bodenparameter

Analog zu den Angaben im *Geotechnischen Gutachten* [59] werden für die FE-Berechnung und den Vergleich mit den Messergebnissen zwei Bodenparametersets definiert. Dabei werden nur die Stoffparameter der miozänen Bodenschicht in Abhängigkeit der angegebenen Bandbreiten (siehe Tabelle 4.3) aus dem Gutachten variiert. Das Bodenparameterset 1 aus Tabelle 4.4 wird als Untergrenze definiert und resultiert aus konventionellen Laborversuchen. Das Bodenparameterset 2 aus Tabelle 4.5 entspricht der Obergrenze und wurde aus Selbstbohrpressiometerversuchen im Feld abgeleitet. Die FE-Berechnung wird mit beiden Parametersets durchgeführt und verglichen. Auf Basis der Erkenntnisse aus Abschnitt 6 wird ein Referenzparameterset bestimmt, das als Ausgang für die in Abschnitt 7 durchgeführte Parameter- und Sensitivitätsstudie dient.

Tab. 4.5: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HS-Modell des Bodenparametersets 1

Bodenparameterset 1 (OG)			Anschüttung	Quarzsotter	Miozäne Ablagerungen		
Parameter	Symbol	Einheit			A	QG3	MZa
Wichte	γ_{unsat}	kN/m ³	19,0	21,0	20,0	20,0	20,0
	γ_{sat}	kN/m ³	20,0	22,0	20,5	20,5	20,5
	γ'	kN/m ³	10,0	12,0	10,5	10,5	10,5
Steifigkeit HS	E_{50}^{ref}	kN/m ²	10 000	40 000	20 000	20 000	20 000
	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	10 000	40 000	25 000	25 000	25 000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	40 000	120 000	100 000	100 000	100 000
	m	-	0,50	0,50	0,80	0,80	0,80
	p^{ref}	kN/m ²	100	100	100	100	100
	ν_{ur}	-	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	R_{f}	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
	E_{initial}	kN/m ²	18 182	72 727	36 364	36 364	36 364
Steifigkeit HSS	G_0^{ref} gewählt	kN/m ²	80 000	170 000	120 000	120 000	120 000
	$\gamma_{0,7}^{\text{gewählt}}$	kN/m ²	1,00E-04	1,00E-04	4,00E-04	2,00E-04	4,00E-04
Konsistenz und Lagerungsdichte	I_p	%	0,0	0,0	44,75	14,81	n.v.
	e	-	n.v.	0,351	0,710	0,710	0,710
	I_D	-	0,167	0,667	n.v.	n.v.	n.v.
Festigkeit	c'	kN/m ²	1,0*	1,0*	30,0	30,0	30,0
	Φ'_{HS}	Grad	25,0	35,0	25,0	25,0	25,0
	ψ^*	Grad	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0
	R_{inter}	-	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9
Initial	K_0	-	0,58	0,50	0,75	0,75	0,75
	POP	kN/m ²	0,0	0,0	800,0	800,0	800,0
	OCR	-	1,0	1,0	3,0	3,0	3,0
Hydraulisch	$k_{f,h(x)}$	m/day	8,64	8,64	8,64E-05	8,64E-04	8,64E-02
	$k_{f,v(y)}$	m/day	0,86	0,86	8,64E-06	8,64E-05	8,64E-03
Pfahlwiderstand bei s/D=0,03	$q_{s,k}$	kN/m ²	-	-	55,6	55,6	55,6
	$q_{b,k}$	kN/m ²	-	-	566,7	566,7	566,7

Dilatanzwinkel ψ^* nur für drainierte Analyse angesetzt, *sehr geringe Kohäsion für Anschüttung und Kies zur Vorbeugung FE-bedingter Berechnungsinstabilitäten angesetzt, POP zur Berücksichtigung geologischer Vorbelastung in Plaxis angesetzt;

Tab. 4.6: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HS-Modell des Bodenparametersets 2

Bodenparameterset 2 (UG)			Anschüttung	Quarzsotter	Miozäne Ablagerungen		
Parameter	Symbol	Einheit			A	QG3	MZa
Wichte	γ_{unsat}	kN/m ³	19,0	21,0	20,0	20,0	20,0
	γ_{sat}	kN/m ³	20,0	22,0	20,5	20,5	20,5
	γ'	kN/m ³	10,0	12,0	10,5	10,5	10,5
Steifigkeit HS	E_{50}^{ref}	kN/m ²	10 000	40 000	10 000	10 000	10 000
	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	10 000	40 000	10 000	10 000	10 000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	40 000	120 000	40 000	40 000	40 000
	m	-	0,50	0,50	0,80	0,80	0,80
	p^{ref}	kN/m ²	100	100	100	100	100
	ν_{ur}	-	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	R_{f}	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
	E_{initial}	kN/m ²	18 182	72 727	18 182	18 182	18 182
Steifigkeit HSS	G_0^{ref} gewählt	kN/m ²	80 000	170 000	80 000	80 000	80 000
	$\gamma_{0,7}^{\text{gewählt}}$	kN/m ²	1,00E-04	1,00E-04	4,00E-04	2,00E-04	4,00E-04
Konsistenz und Lagerungsdichte	I_p	%	0,0	0,0	44,75	14,81	n.v.
	e	-	n.v.	0,351	0,710	0,710	0,710
	I_D	-	0,167	0,667	n.v.	n.v.	n.v.
Festigkeit	c'	kN/m ²	1,0*	1,0*	30,0	30,0	30,0
	Φ'_{HS}	Grad	25,0	35,0	25,0	25,0	25,0
	ψ^*	Grad	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0
	R_{inter}	-	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9
Initial	K_0	-	0,58	0,50	0,75	0,75	0,75
	POP	kN/m ²	0,0	0,0	800,0	800,0	800,0
	OCR	-	1,0	1,0	3,0	3,0	3,0
Hydraulisch	$k_{f,h(x)}$	m/day	8,64	8,64	8,64E-05	8,64E-04	8,64E-02
	$k_{f,v(y)}$	m/day	0,86	0,86	8,64E-06	8,64E-05	8,64E-03
Pfahlwiderstand bei s/D=0,03	$q_{s,k}$	kN/m ²	-	-	55,6	55,6	55,6
	$q_{b,k}$	kN/m ²	-	-	566,7	566,7	566,7

Dilatanzwinkel ψ^* nur für drainierte Analyse angesetzt, *sehr geringe Kohäsion für Anschüttung und Kies zur Vorbeugung FE-bedingter Berechnungsinstabilitäten angesetzt, POP zur Berücksichtigung geologischer Vorbelastung in Plaxis angesetzt;

4.4 Modellierung der Konstruktionselemente

Im ebenen Berechnungsmodell werden die Außenschlitzwände und die Bodenplatte als linear elastische, isotrope Plattenelemente modelliert. Die Modellierung der Aussteifungsträger und der temporären Stahlaussteifungen erfolgt mit Dehnstäben (*anchor elements*). Für die Modellierung der freistehenden Mittelpfeiler werden Pfahlelemente herangezogen (*embedded beam rows*).

4.4.1 Mittelschlitzwände

Die Mittelschlitzwände werden als nebeneinander angeordnete, quadratische Einzelpfähle (Linielemente) modelliert. Die Verwendung der in *Plaxis 2D* vordefinierten Pfahl-Konstruktionselemente (*embedded beam rows*) erlaubt es, einen Abstand aus der Ebene heraus (L_{spacing}) anzugeben, um somit aus der Ebene versetzte Bauteile im Berechnungsmodell berücksichtigen zu können. Um das monolithische Verformungsverhalten der Mittelschlitzwand nachzubilden, ist die Pfahlreihe in definierten Abständen mit Starrstäben gekoppelt. Die quadratischen Einzelpfähle sind als linear elastische Bauteile unter Berücksichtigung des mittleren Elastizitätsmoduls für die Betondruckfestigkeit C25/30 nach *ÖNORM EN 1992-1-1* [37] modelliert.

$$E = E_{\text{cm,C25/30}} = 3,1 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \quad (4.20)$$

Die quadratischen, gekoppelten Pfähle (*solid square beams*) werden als voreingestellte Pfahltypen (*predefined beam type*) in *Plaxis 2D* definiert. Die Bauteilparameter, das Flächenträgheitsmoment I , die Fläche A und der äquivalente Pfahldurchmesser D_{equ} , ergeben sich aus den geometrischen Abmessungen (siehe Abbildung 4.13) und werden in den Gleichungen (4.21) bis (4.23) ermittelt. Der äquivalente Pfahldurchmesser D_{equ} beeinflusst die elastische Zone unter dem Pfahl (siehe Abbildung 4.14) und die Steifigkeitsfaktoren für die Interface-Elemente.

$$I = I_y = I_z = \frac{b_{\text{Lamelle}}^4}{12} = \frac{1,20^4}{12} = 0,1728 \text{ m}^4 \quad (4.21)$$

$$A = b_{\text{Lamelle}}^2 = 1,20^2 = 1,44 \text{ m}^2 \quad (4.22)$$

$$D_{\text{equ}} = \sqrt{\frac{12 \cdot EI}{EA}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 3,1 \cdot 10^7 \cdot 0,1728}{3,1 \cdot 10^7 \cdot 1,44}} = 1,20 \text{ m} \quad (4.23)$$

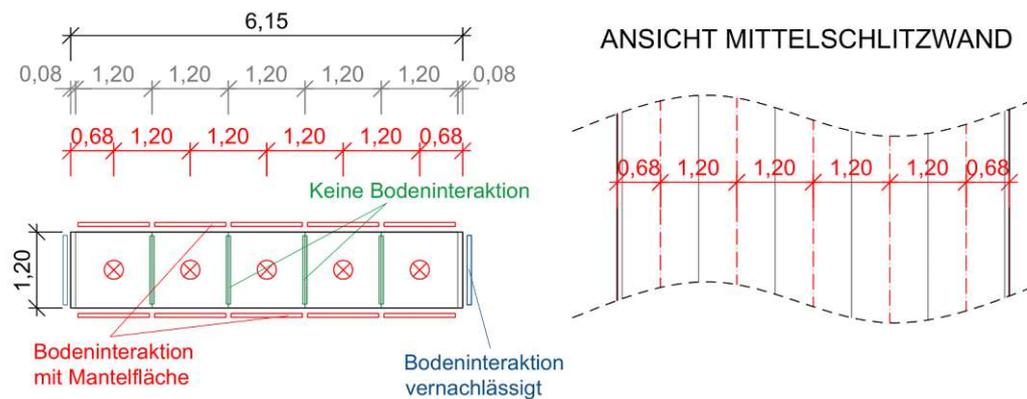


Abb. 4.13: 2D-Modellierung der Mittelschlitzwände als Pfahlreihe

Gemäß [40] muss bei der Modellierung von Pfählen (*embedded beam rows*) in *Plaxis 2D* die Bodenwichte von der Pfahlmaterialwichte abgezogen werden, da im FE-Modell die Pfahlelemente mit den Bodenkontinua überlagert werden. Für die Berechnung der Pfahlwichte wird die Bodenwichte des Miozäns von der Stahlbetonwichte abgezogen (siehe Gleichung (4.24)).

$$\gamma_{\text{Pfahl}} = \gamma_{\text{Stahlbeton}} - \gamma_{\text{MZ,unsat}} = 25,00 - 20,00 = 5 \text{ kN/m}^3 \quad (4.24)$$

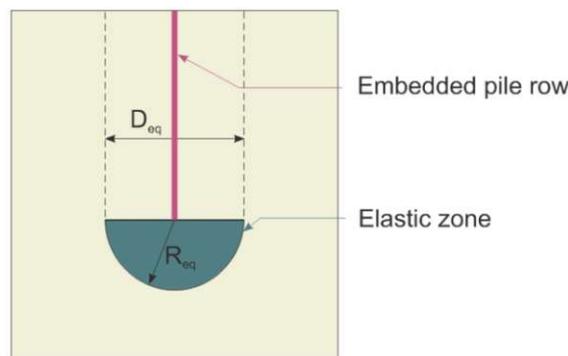


Abb. 4.14: Elastische Zone unter dem Pfahlelement in *Plaxis 2D* [40]

Die Interaktion zwischen den quadratischen Einzelpfählen und dem umgebenden Boden erfolgt analog zu den anderen Konstruktionselementen über Interface-Elemente, die elastoplastischen Materialgesetzen unterworfen sind [40]. Gemäß Abbildung 4.13 werden in *Plaxis 2D* Interface-Elemente entlang des Umfangs jedes Einzelpfahles generiert, sodass im Berechnungsmodell an jeder Seite eine Kontaktbedingung mit dem Boden definiert wird. Um die Tragwirkung des Mittelpfeilers im Modell korrekt abbilden zu können, muss berücksichtigt werden, dass die Kontaktflächen zwischen den Einzelpfählen nicht mit den Bodenelementen interagieren, sondern die Bodeninteraktion ausschließlich über die Mantelaußenfläche der Schlitzwandlamelle erfolgt. Hierzu wird die maximal übertragbare Mantelkraft jedes Einzelpfahles begrenzt, in dem nur zwei Seitenflächen des Einzelpfahles zur Lastabtragung in Rechnung gestellt werden.

Für den Mantel- sowie den Spitzenwiderstand der Pfähle wird anhand von Versagenskriterien zwischen elastischem Verhalten bei kleinen Verformungen und plastischem Verhalten bei Überschreitung eines definierten Grenzwiderstandes unterschieden. Damit sich ein Interface-Element elastisch verhält, darf die auftretende Scherkraft t_s den Mantelwiderstand T_{grenz} gemäß Gleichung (4.25) nicht überschreiten [40].

$$|t_s| < T_{\text{grenz}} \quad (4.25)$$

Plastisches Verhalten eines Interface-Elements liegt dann vor, wenn der Mantelwiderstand T_{grenz} erreicht wird. Die Scherkraft t_s kann in diesem Fall nicht weiter anwachsen und ist somit durch den Mantelwiderstand T_{grenz} begrenzt. Dadurch wird folgende Bedingung beim plastischen Verhalten zwingendermaßen erfüllt [40]:

$$|t_s| = T_{\text{grenz}} \quad (4.26)$$

Der Gesamtpfahlwiderstand N_{pile} setzt sich aus dem Mantelwiderstand F_{skin} und dem Spitzenwiderstand F_{base} zusammen [40].

$$N_{\text{pile}} = F_{\text{base}} + F_{\text{skin}} \quad (4.27)$$

Der Spitzenwiderstand F_{base} des Pfahles kann nur dann aktiviert werden, wenn der Pfahlkörper sich in Richtung des Pfahlfußes bewegt. Bei Zugpfählen kann dementsprechend kein Spitzenwiderstand mobilisiert werden ($F_{\text{base}} = 0$) [40].

Die Berücksichtigung der Pfahl-Boden-Interaktion unter Einbeziehung der Pfahlwiderstände in der FE-Berechnung erfolgt über die Kraftreduktionsfaktoren R_{inter} , die die Kraftübertragung zwischen Pfahl und Boden über Interface-Elemente regeln. Hierzu wird in *Plaxis 2D* die Ermittlung des Mantelwiderstandes auf *layer dependent* gesetzt und die maximal übertragbare Mantelkraft gemäß Gleichung (4.34) mit $T_{\text{grenz}} = 133,33$ kN/m begrenzt. Der Zusammenhang zwischen dem Kraftreduktionsfaktor R_{inter} und den Bodenfestigkeitsparametern gemäß [40] ist in Gleichungen (4.28) bis (4.30) angeführt. Der Kraftreduktionsfaktor wird in Abhängigkeit der Untersuchungen von *Ampera* [3] und *Potyondy* [42] für die miozänen Bodenschichten mit $R_{\text{inter}} = 0,90$ gewählt.

$$\tau_i = c_i + \sigma'_n \cdot \tan(\varphi_i) \quad (4.28)$$

$$c_i = R_{\text{inter}} \cdot c_{\text{soil}} \quad (4.29)$$

$$\tan(\varphi_i) = R_{\text{inter}} \cdot \tan(\varphi_{\text{soil}}) \quad (4.30)$$

Die Mantelwiderstände $q_{s,k(0,03)}$ und Spitzenwiderstände $q_{b,k(0,03)}$ werden in Abhängigkeit zu der gemessenen Mittelschlitzwandhebung s (siehe Abschnitt 2.4.2) und der Bauteildicke D_{equ} (siehe Abbildung 4.12) durch lineare Interpolation aus den Angaben des *Geotechnischen Gutachtens* [59] (siehe Tabelle 4.7) ermittelt.

$$\frac{s}{D_{\text{equ}}} = \frac{0,036}{1,20} = 0,03 \quad (4.31)$$

$$\begin{aligned}
 q_{s,k(0,03)} &= q_{s,k(0,01)} + \frac{q_{s,k(0,1)} - q_{s,k(0,01)}}{0,1 - 0,01} \cdot (0,03 - 0,01) \\
 &= 50 + \frac{75 - 50}{0,1 - 0,01} \cdot (0,03 - 0,01) \\
 &= 55,55 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned} \tag{4.32}$$

$$A_{\text{Mantel}} = 2 \cdot b_{\text{Lamelle}} = 2 \cdot 1,20 = 2,40 \text{ m}^2/\text{m} \tag{4.33}$$

$$T_{\text{grenz}} = F_{\text{skin}} = q_{s,k(0,03)} \cdot A_{\text{Mantel}} = 55,55 \cdot 2,40 = 133,33 \text{ kN/m} \tag{4.34}$$

$$\begin{aligned}
 q_{b,k(0,03)} &= q_{b,k(0,01)} + \frac{q_{b,k(0,1)} - q_{b,k(0,01)}}{0,1 - 0,01} \cdot (0,03 - 0,01) \\
 &= 300 + \frac{1500 - 300}{0,1 - 0,01} \cdot (0,03 - 0,01) \\
 &= 566,67 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned} \tag{4.35}$$

$$A_{\text{Einzelpfahl}} = b_{\text{Lamelle}}^2 = 1,20^2 = 1,44 \text{ m}^2 \tag{4.36}$$

$$F_{\text{base}} = q_{b,k(0,03)} \cdot A_{\text{Einzelpfahl}} = 566,67 \cdot 1,44 = 816,00 \text{ kN} \tag{4.37}$$

Tab. 4.7: Pfahl- und Schlitzwandwiderstände gemäß *Geotechnischem Gutachten* [59]

Gebirgsart / Bezeichnung		DRUCK		Grenzzustand der Tragfähigkeit	
		Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit bis zu einer Kopfsetzung von $s/D \leq 0,01$		bei einer Kopfsetzung von $s/D = 0,1$	
		Mantelwiderstand	Sohlwiderstand ⁴⁾	Mantelwiderstand	Sohlwiderstand ⁴⁾
		$q_{s,k}$	$q_{b,k}$	$q_{s,k}$	$q_{b,k}$
		[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]	[kN/m ²]
-	Anschüttungen	-	-	-	-
QG 3	Quarzsotter	90	500	170	3.000
MZ	Miozän	50	300	75	1.500
⁴⁾ nur anzusetzen, wenn unter der Pfahl- bzw. Schlitzwandsohle noch mind. 3 x D Schichtmächtigkeit vorhanden ist					

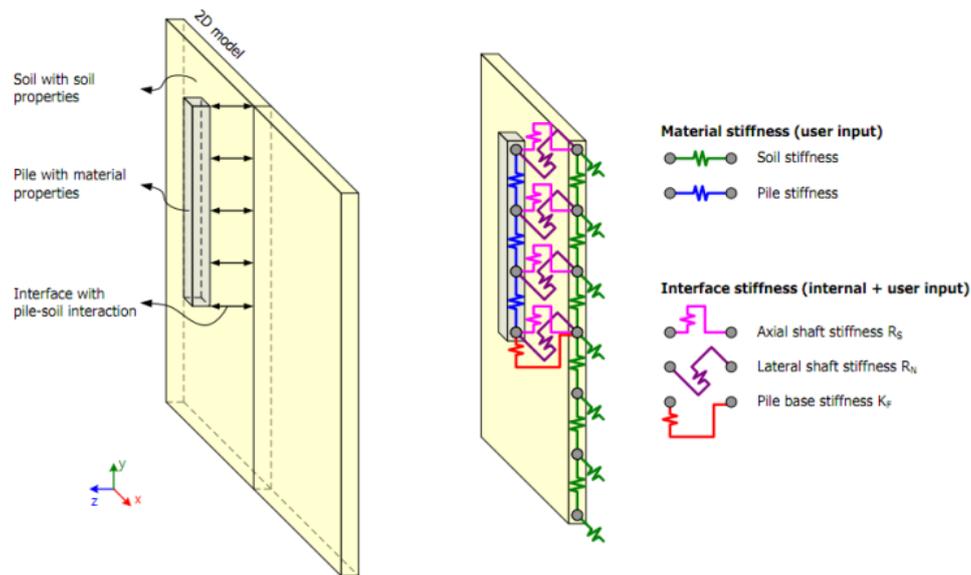


Abb. 4.15: Interaktion zwischen dem Boden und einem Pfahlelement in *Plaxis 2D* [40]

Die Steifigkeitsparameter der Interface-Elemente sind unmittelbar mit den Bodensteifigkeiten (G_{soil}) und den Achsabständen der Pfahlreihe aus der Ebene (L_{spacing}) gekoppelt (siehe Abbildung 4.15). In *Plaxis 2D* wird gemäß [40] die Interaktion zwischen Pfahl und Boden anhand von Interface-Steifigkeitsfaktoren (ISF) abgebildet. Dabei bringen die ISF -Faktoren die Bodensteifigkeitsparameter mit den Interface-Steifigkeiten in Zusammenhang (siehe Abbildung 4.16). Die Interface-Steifigkeiten sowie Steifigkeitsfaktoren werden gemäß [40] mit folgenden Gleichungen berechnet:

$$R_S = ISF_{RS} \cdot \frac{G_{\text{soil}}}{L_{\text{spacing}}} \quad (4.38)$$

$$R_N = ISF_{RN} \cdot \frac{G_{\text{soil}}}{L_{\text{spacing}}} \quad (4.39)$$

$$K_F = ISF_{KF} \cdot \frac{G_{\text{soil}} \cdot R_{\text{equ}}}{L_{\text{spacing}}} \quad (4.40)$$

$$R_{\text{equ}} = \frac{D_{\text{equ}}}{2} = \frac{1,20}{2} = 0,60 \text{ m} \quad (4.41)$$

$$\begin{aligned} ISF_{RS} = ISF_{RN} = ISF_{KF} &= 2,5 \cdot \left(\frac{L_{\text{spacing}}}{D_{\text{equ}}} \right)^{-0,75} \\ &= 2,5 \cdot \left(\frac{8}{1,20} \right)^{-0,75} = 0,60 \end{aligned} \quad (4.42)$$

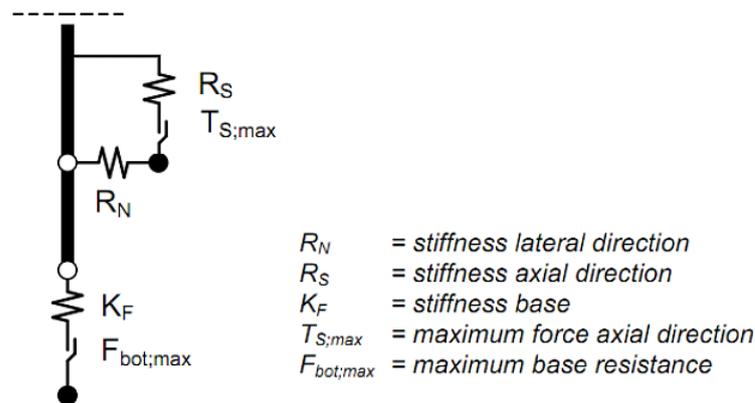


Abb. 4.16: Modellierung der Boden-Pfahl-Interaktion mittels Federelementen in *Plaxis 2D* [40]

4.4.2 Außenschlitzwände, Bodenplatte und Spundwände

Die Außenschlitzwände, Bodenplatte und Spundwände werden als linear elastische, isotrope Plattenelemente mit konstanten Biege- und Dehnsteifigkeiten modelliert. Die Berechnungen basieren gemäß [40] auf der Theorie nach *Mindlin* (schubweiche Berechnung), wodurch neben den Biegeverformungen auch Querkraftverformungen der Plattenelemente in der FE-Berechnung mitberücksichtigt werden.

$$GA = \frac{5 \cdot EA}{12 \cdot (1 + \nu)} = \frac{5 \cdot (d_{\text{equ}} \cdot 1)}{12 \cdot (1 + \nu)} \quad (4.43)$$

Analog zum Abschnitt 4.4.1 wird bei den Plattenelementen auch eine äquivalente Bauteildicke d_{equ} aus den Angaben der Bauteilsteifigkeiten berechnet [40].

$$d_{\text{equ}} = \sqrt{\frac{12 \cdot EI}{EA}} \quad (4.44)$$

Aufgrund der Idealisierung als Plattenelemente besitzen die Bauteile im Modell keine Dicke, sodass sich keine rückstellenden Momente zufolge des vertikalen Anteils des Erddrucks an der Baugrubenrückwand einstellen können. Aufgrund der fehlenden Wanddicke im Modell besteht im Fußbereich der Baugrubenwand auch die Gefahr, dass durch die idealisiert unendlich kleine Fläche ein Durchstanzen des Schlitzwandfußes in den Boden möglich wird. Um ein korrektes Tragverhalten der Baugrubenwände zu gewährleisten, wird für die Berechnungen in *Plaxis 2D* die Funktion *prevent punching* bei den Bauteileigenschaften der Plattenelemente aktiviert, die dem Plattenelement im Bereich des Fußes eine Bauteildicke d_{equ} zuordnet und somit einen Spitzendruckwiderstand simuliert.

Zur Berücksichtigung der Betonroste wird die Außenschlitzwand abschnittsweise modelliert. Im Bereich der Roste wird die Steifigkeit in Abhängigkeit von dem Rostquerschnitt lokal erhöht und somit in die Außenschlitzwand implementiert (siehe Abbildung 4.15). Die Dicke d der Schlitzwand erhöht sich in diesen Bereichen von 1,20 m auf 4,00 m.

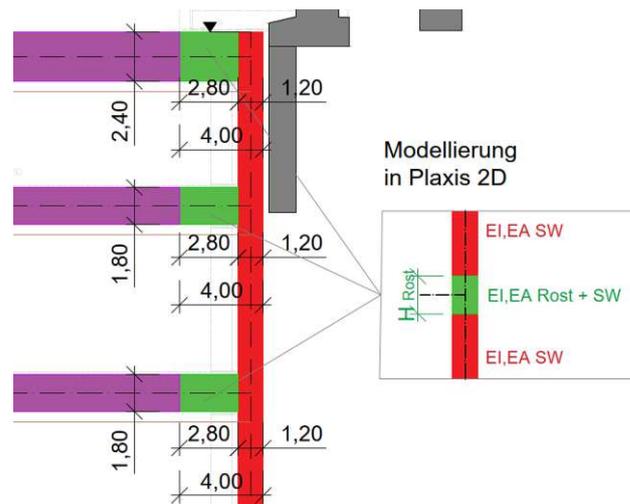


Abb. 4.17: Implementierung des Rostes in die Außenschlitzwände in *Plaxis 2D*

Die Bauteilsteifigkeiten der Außenschlitzwände und der Bereiche mit implementierten Betonrosten werden je Meter Platte berechnet und sind in Abhängigkeit von den Bauteilabmessungen den folgenden Gleichungen zu entnehmen, wobei d die Bauteildicke und l die Bauteillänge pro Laufmeter darstellt:

$$EA_{SW} = E \cdot d \cdot l = 3,1 \cdot 10^7 \cdot 1,20 \cdot 1,00 = 3,72 \cdot 10^7 \text{ kN/m} \quad (4.45)$$

$$EI_{SW} = E \cdot \frac{d^3 \cdot l}{12} = 3,1 \cdot 10^7 \cdot \frac{1,20^3 \cdot 1,00}{12} = 4,46 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (4.46)$$

$$EA_{SW+Rost} = E \cdot d \cdot l = 3,1 \cdot 10^7 \cdot 4,00 \cdot 1,00 = 12,40 \cdot 10^7 \text{ kN/m} \quad (4.47)$$

$$EI_{SW+Rost} = E \cdot \frac{d^3 \cdot l}{12} = 3,1 \cdot 10^7 \cdot \frac{4,00^3 \cdot 1,00}{12} = 16,53 \cdot 10^7 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (4.48)$$

Die Bodenplatte besitzt eine Dicke von 2,00 m (siehe Abbildung 2.7) und wird als kontinuierliches Plattenelement mit folgenden Bauteilsteifigkeiten modelliert:

$$EA_{BPL} = E \cdot d \cdot l = 3,1 \cdot 10^7 \cdot 2,00 \cdot 1,00 = 6,20 \cdot 10^7 \text{ kN/m} \quad (4.49)$$

$$EI_{BPL} = E \cdot \frac{d^3 \cdot l}{12} = 3,1 \cdot 10^7 \cdot \frac{2,00^3 \cdot 1,00}{12} = 2,07 \cdot 10^7 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (4.50)$$

Zur Sicherung der oberflächennahen Böschungen im Bereich der Schachtecken sind zusätzlich Spundwände errichtet worden. Diese Spundwände sind zwar nur untergeordnete Bauteile und haben keinen großen Einfluss auf das Gesamtverformungsverhalten des Schachtes, jedoch werden sie vollständigshalber mitmodelliert. Das Stahlprofil wird unter Berücksichtigung des Elastizitätsmoduls von Baustahl mit folgenden Steifigkeitsparametern modelliert (Fabrikat PU32 Arcelor Mittal [4]):

$$EA_{SPW} = 21 \cdot 10^7 \cdot \frac{242}{10^4} = 5,08 \cdot 10^6 \text{ kN/m} \quad (4.51)$$

$$EI_{SPW} = 21 \cdot 10^7 \cdot \frac{72320}{10^8} = 1,52 \cdot 10^5 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (4.52)$$

$$d_{\text{equ,SPW}} = \sqrt{\frac{12 \cdot EI_{SPW}}{EA_{SPW}}} = \sqrt{\frac{12 \cdot 1,52 \cdot 10^5}{5,08 \cdot 10^6}} = 0,60 \text{ m} \quad (4.53)$$

Für sämtliche linear elastischen Bauteile wird eine Querdehnzahl $\nu = 0,20$ und ideal isotropes Materialverhalten vorausgesetzt. Die Berücksichtigung der Bauteilwichte eines Plattenelements in *Plaxis 2D* erfolgt gemäß Gleichungen (4.54) bis (4.56) anhand der Eingabe der Eigenlast g_i je Quadratmeter Fläche.

$$g_{SW} = \gamma_{\text{Beton}} \cdot d_{SW} = 25 \cdot 1,20 = 30 \text{ kN/m/m} \quad (4.54)$$

$$g_{SW+\text{Rost}} = \gamma_{\text{Beton}} \cdot d_{SW+\text{Rost}} = 25 \cdot 4,00 = 100 \text{ kN/m/m} \quad (4.55)$$

$$g_{BPL} = \gamma_{\text{Beton}} \cdot d_{SW} = 25 \cdot 2,00 = 50 \text{ kN/m/m} \quad (4.56)$$

$$g_{SPW} = \gamma_{\text{Stahl}} \cdot A_{SPW, \text{ je lfm}} = 78,5 \cdot \frac{242}{10^4} = 1,90 \text{ kN/m/m} \quad (4.57)$$

Aufgrund der ebenen Berechnung entsprechen die Plattenelemente in *Plaxis 2D* gemäß [40] biegesteifen Linienelementen mit drei Freiheitsgraden (u_y , u_z und φ_z) und stellen somit Trägerelemente dar.

4.4.3 Betonaussteifungsträger und hydraulische Aussteifung

Für die ebene Berechnung werden die Betonaussteifungsträger als Ankerelemente (*node-to-node anchor*) mit konstanter Federsteifigkeit modelliert. Da es sich bei Ankerelementen um reine Federelemente ohne Biegesteifigkeit handelt, erfolgt die Verbindung zu den anderen Konstruktionselementen im 2D-Modell als ideal gelenkiger Anschluss. Die Steifigkeiten der Betonaussteifungselemente werden in den folgenden Gleichungen ermittelt, wobei der Index N-i die Ebene der Aussteifung angibt.

$$\begin{aligned} EA_{St,N-0} &= E_{C25/30} \cdot A_{St,N-0} = 3,1 \cdot 10^7 \cdot 2,40 \cdot 1,00 \\ &= 7,44 \cdot 10^7 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.58)$$

$$\begin{aligned} EA_{St,N-2} &= EA_{St,N-3} = E_{C25/30} \cdot A_{St,N-2} = 3,1 \cdot 10^7 \cdot 1,80 \cdot 1,00 \\ &= 5,58 \cdot 10^7 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.59)$$

Die Aussteifung in Ebene N-4 wurde mit temporären Stahlaussteifungen der Firma *Groundforce Vp* ausgeführt (siehe Abschnitt 2.4.6), die nach der Herstellung der Bodenplatte rückgebaut wurden. Dabei wurden Steifen des Typs MP 750 (siehe Abbildung 4.18) im Mittelbereich sowie Steifen MP 375 zweilagig im Eckbereich in Abständen zwischen 1,9 m bis 2,8 m angeordnet [64]. Der Aussteifungstyp MP 750 entspricht dem standardisierten Stahlprofil CHS 1016 x 20, der Aussteifungstyp MP 375 kann dem Profil CHS 610 x 12,5

zugeordnet werden. Die Dehnsteifigkeiten errechnen sich unter Berücksichtigung der Querschnittswerte aus der *DIN EN 10220* [17] wie folgt:

$$\begin{aligned} EA_{\text{Groundforce,Mitte}} &= E_{\text{Stahl}} \cdot A_{\text{CHS1016x20}} = 21 \cdot 10^7 \cdot \frac{626}{10^4} \\ &= 13,15 \cdot 10^6 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.60)$$

$$\begin{aligned} EA_{\text{Groundforce,Ecke}} &= 2 \cdot E_{\text{Stahl}} \cdot A_{\text{CHS610x12,5}} \\ &= 2 \cdot 21 \cdot 10^7 \cdot \frac{235}{10^4} \\ &= 9,87 \cdot 10^6 \text{ kN} \end{aligned} \quad (4.61)$$

Ähnlich wie bei den im Abschnitt 4.4.1 behandelten Pfahlelementen, kann auch bei den Anker-elementen ein Bauteilachsabstand aus der Ebene heraus (L_{spacing}) angegeben werden, um die Federsteifigkeit je Laufmeter Baugrube angeben zu können.



Abb. 4.18: Hydraulische Aussteifung MP 750 System Groundforce der *Vp GmbH* [64]

4.4.4 Lagerung der Aussteifungsträger auf der Mittelschlitzwand

Die Aussteifungsträger werden über ein hydraulisches Pressensystem auf den Mittelschlitzwänden gelagert (siehe Abschnitt 2.4.4). Die Mittelschlitzwände werden also für die vertikale Lastabtragung der Auflagerlasten in den Untergrund benötigt und müssen dabei Zwangsverschiebungen aufnehmen, die sich mit fortschreitendem Bodenaushub durch die Hebung der Baugrubensohle einstellen. Im Auflagerbereich werden sowohl Auflagerlasten eingeleitet als auch Zwangsbeanspruchungen aus den Baugrundhebungen aufgenommen und in die Aussteifungsträger geleitet.

Die Modellierung der Lagerung der Längsaussteifungsträger auf den Mittelpfeilern wird mittels Wegfederelementen (*fixed-end anchor*) umgesetzt. Dabei werden die Aussteifungsträger in Schnittebene als nachgiebige Bauteile betrachtet, die in Abhängigkeit ihrer Bauteilsteifigkeit durch Zwangsverschiebungen zufolge der Mittelpfeilerhebungen

belastet werden. Für die Ermittlung dieser äquivalenten Federsteifigkeit des Lagers K wird die Durchbiegung w eines Aussteifungsträgers an der Stelle des Schlitzwandlagers ermittelt, die durch Belastung einer Einheitspunktlast $F = 1 \text{ kN}$ im Bereich des Auflagerpunktes hervorgerufen wird. In Abbildung 4.19 ist die Modellierung der Lagerung der Aussteifungsträger auf der Mittelschlitzwand schematisch dargestellt. Die Biegesteifigkeit des Längsträgers normal zur Schnittebene wird vernachlässigt.

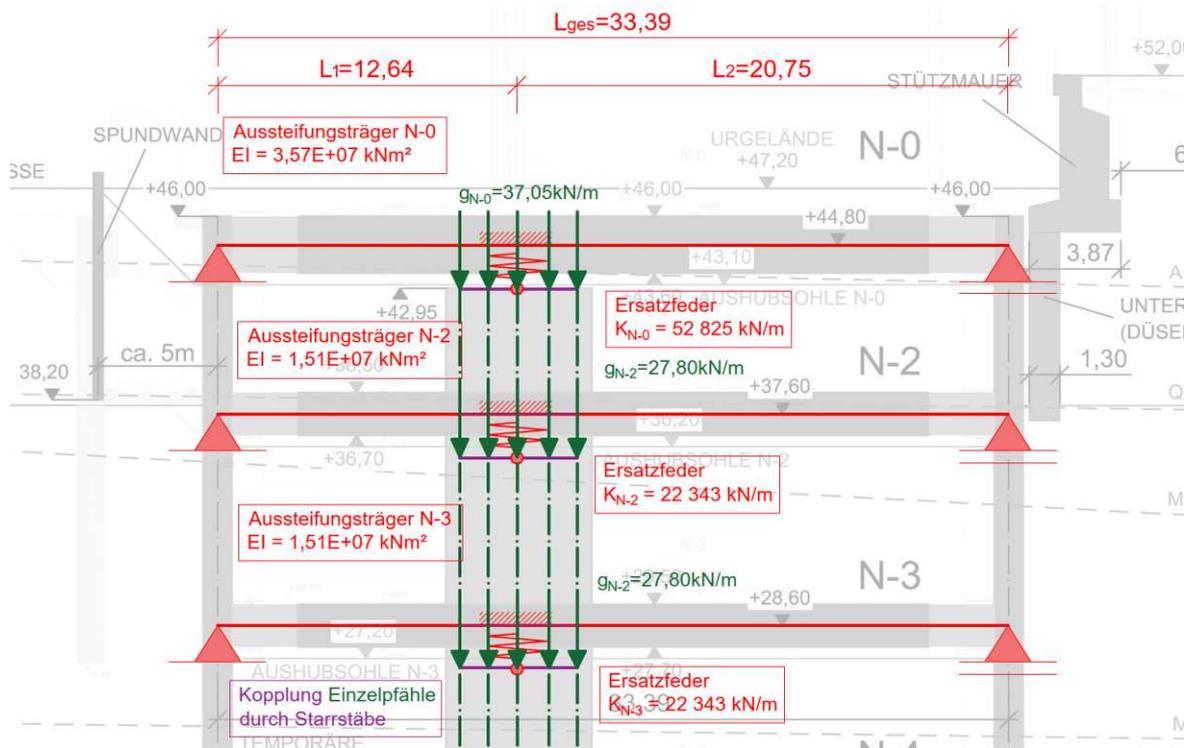


Abb. 4.19: Systemabmessungen der Aussteifungsträger im Schnitt A-A für die Modellierung der Mittelschlitzwandlagerung

Die Biegesteifigkeit der Aussteifungsträger EI_{N-i} in Schnittebene kann den Gleichungen (4.62) und (4.63) entnommen werden, wobei der Index $N-i$ die Ebene der Aussteifung, h die Trägerhöhe und b die Trägerbreite des Aussteifungsträgers angibt. Unter der Annahme eines ideal gelenkigen Einfeldträgers unter Einwirkung einer Einheitspunktlast $F = 1 \text{ kN}$ lässt sich die Trägerdurchbiegung w unter Berücksichtigung der Abstände des Lastangriffspunktes mit den Gleichungen (4.64) und (4.65) berechnen, wobei die Abstände L_1 und L_2 in Abbildung 4.20 definiert sind und L_{ges} die Länge des Aussteifungsträgers angibt [30]. Für die Ermittlung der Ersatzfedersteifigkeit K wird die Einheitspunktlast $F = 1 \text{ kN}$ durch die errechnete Trägerdurchbiegung w dividiert (siehe Gleichungen (4.66) und (4.67)).

$$EI_{N-0} = E \cdot \frac{h^3 \cdot b}{12} = 3,1 \cdot 10^7 \cdot \frac{2,40^3 \cdot 1,00}{12} = 3,57 \cdot 10^7 \text{ kNm}^2 \quad (4.62)$$

$$\begin{aligned} EI_{N-2} = EI_{N-3} &= E \cdot \frac{h^3 \cdot b}{12} = 3,1 \cdot 10^7 \cdot \frac{1,80^3 \cdot 1,00}{12} \\ &= 1,51 \cdot 10^7 \text{ kNm}^2 \end{aligned} \quad (4.63)$$

$$w_{N-0} = \frac{F}{3 \cdot EI_{N-0}} \cdot \frac{L_1^2 \cdot L_2^2}{L_{ges}} = \frac{1}{3 \cdot 3,57 \cdot 10^7} \cdot \frac{12,64^2 \cdot 20,75^2}{33,93} \quad (4.64)$$

$$= 1,893 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$w_{N-2} = w_{N-3} = \frac{F}{3 \cdot EI_{N-2}} \cdot \frac{L_1^2 \cdot L_2^2}{L_{ges}} = \frac{1}{3 \cdot 1,51 \cdot 10^7} \cdot \frac{12,64^2 \cdot 20,75^2}{33,93} \quad (4.65)$$

$$= 4,475 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

$$K_{N-0} = \frac{F}{w_{N-0}} = \frac{1}{1,893 \cdot 10^{-5}} = 52\,825 \text{ kN/m} \quad (4.66)$$

$$K_{N-2} = K_{N-3} = \frac{F}{w_{N-0}} = \frac{1}{4,475 \cdot 10^{-5}} = 22\,343 \text{ kN/m} \quad (4.67)$$

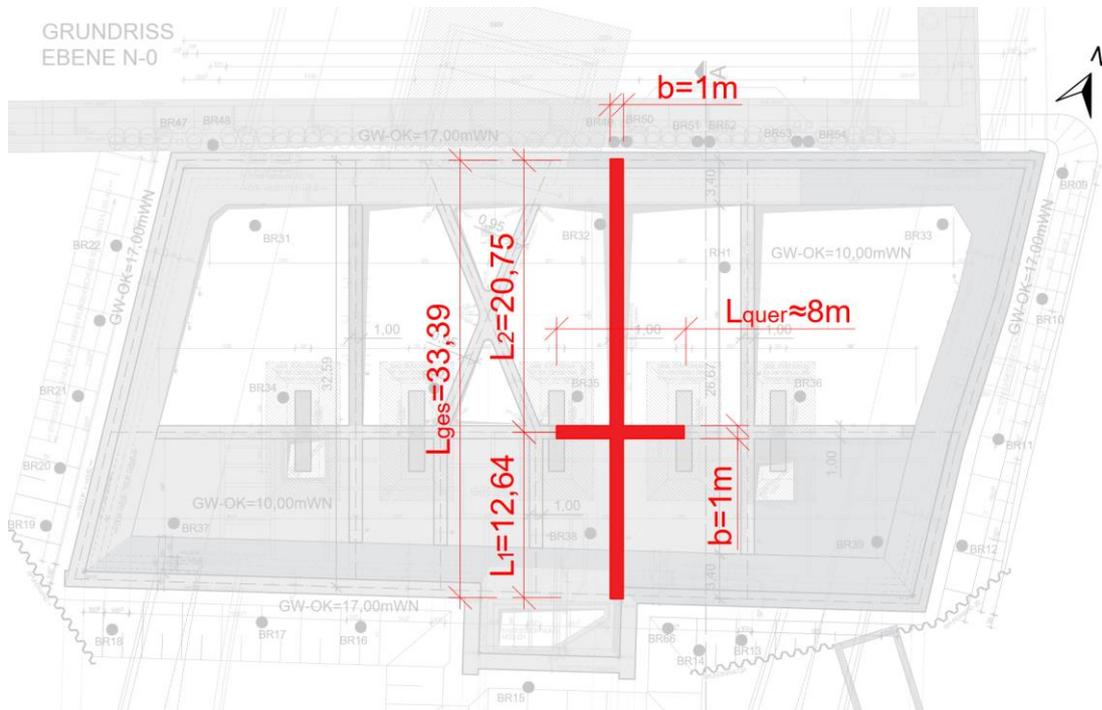


Abb. 4.20: Systemabmessungen der Aussteifungsträger im Grundriss N-0 für die Modellierung der Mittelschlitzwandlagerung (adaptiert nach [67])

Um die Auflast aus den Aussteifungsträgern in Schnittebene auf die Mittelpfeiler im Modell zu berücksichtigen, werden die in Gleichungen (4.68) und (4.69) errechneten Eigenlasten G direkt auf die Mittelpfeiler angesetzt. L_{quer} ist gemäß Abbildung 4.20 die für die Eigenlastermittlung mitberücksichtigte Trägerlänge des Längsaussteifungsträgers rechtwinkelig zur Schnittebene.

$$G_{N-0} = \gamma_{Beton} \cdot h_{N-0} \cdot b \cdot \left[\left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) + L_{quer} \right] \quad (4.68)$$

$$= 25 \cdot 2,40 \cdot 1,00 \cdot \left[\left(\frac{12,64 + 20,75}{2} \right) + 8,00 \right] = 1482 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 G_{N-2} = G_{N-3} &= \gamma_{\text{Beton}} \cdot h_{N-2} \cdot b \cdot \left[\left(\frac{L_1 + L_2}{2} \right) + L_{\text{quer}} \right] \\
 &= 25 \cdot 1,80 \cdot 1,00 \cdot \left[\left(\frac{12,64 + 20,75}{2} \right) + 8,00 \right] = 1112 \text{ kN}
 \end{aligned}
 \tag{4.69}$$

Im ebenen Rechenmodell werden Einzellasten je Laufmeter Baugrube angegeben. Unter Berücksichtigung eines Mittelpfeilerabstandes von 8 m und der gleichmäßigen Aufteilung der Einzellast G_i auf alle Einzelpfähle ergeben sich folgende Linienlasten g_i :

$$g_{N-0} = \frac{G_{N-0}}{L_{\text{spacing}} \cdot n_{\text{Pfähle}}} = \frac{1482}{8 \cdot 5} = 37,05 \text{ kN/m} \tag{4.70}$$

$$g_{N-2} = G_{N-3} = \frac{G_{N-2}}{L_{\text{spacing}} \cdot n_{\text{Pfähle}}} = \frac{1112}{8 \cdot 5} = 27,80 \text{ kN/m} \tag{4.71}$$

Die hier durchgeführte Modellierung (siehe Abbildung 4.19) stellt einen stark vereinfachten Ansatz zur Simulation der Kopplung zwischen den Aussteifungsträgern und den Mittelpfeilern da. In Realität ist die Auflagersituation aufgrund der in Abschnitt 2.4.4 beschriebenen Trägerlagerung auf den hydraulischen Pressen wesentlich komplexer. Durchgeführte Hebungskompensationen werden im Modell nicht abgebildet, sodass sich im Vergleich zu den gemessenen Mittelpfeilerhebungen im Berechnungsmodell geringere Hebungen einstellen werden.

4.5 Netzgenerierung

Für das ebene Bodenmodell werden 15-knotige Dreieckselemente verwendet (siehe Abschnitt 3.1.2). Das FE-Netz wird im Nahebereich von Strukturelementen und Lasteinleitungspunkten, wie beispielsweise den Aussteifungsträgern oder der Außenschlitzwand, lokal verfeinert (siehe Abbildung 4.21). Innerhalb des Schachtes bzw. im Bereich der Mittelpfeiler wird das FE-Netz besonders stark verfeinert, um die Mittelpfeilerhebungen bestmöglich zu simulieren.

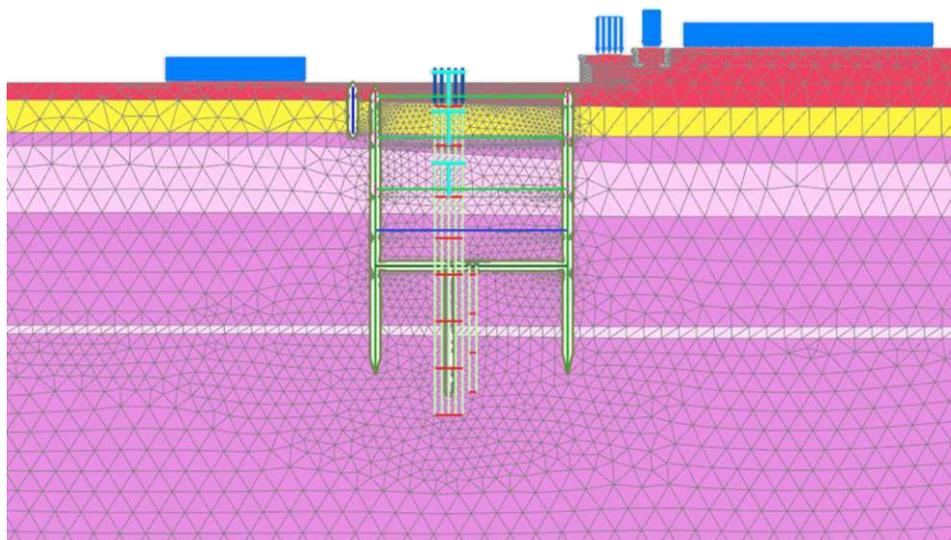
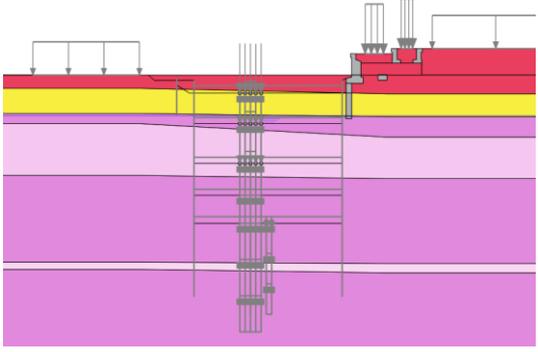
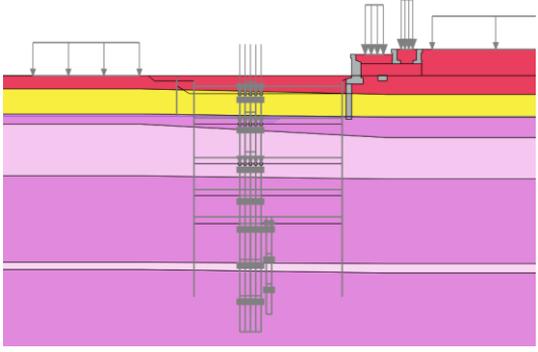
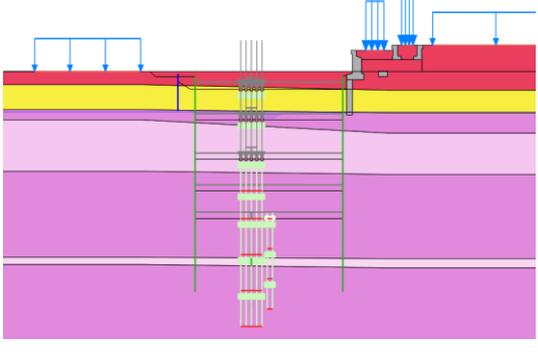


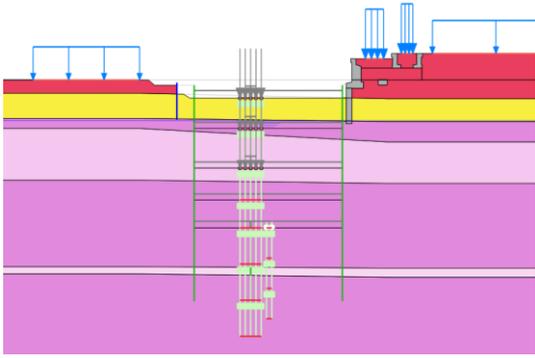
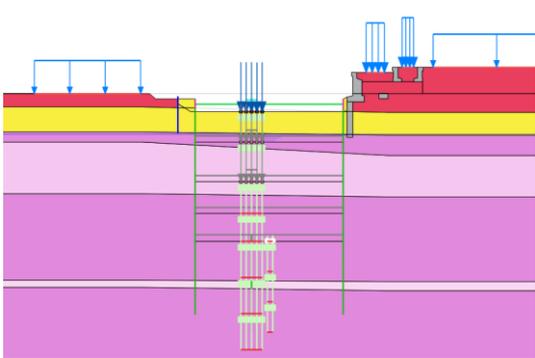
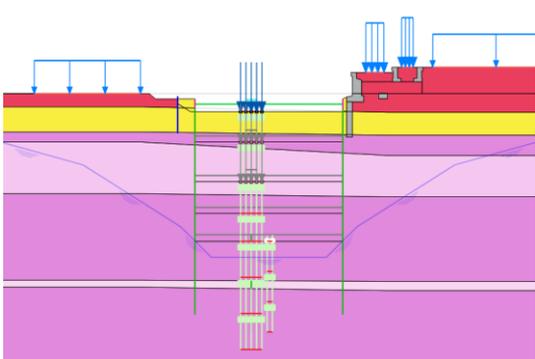
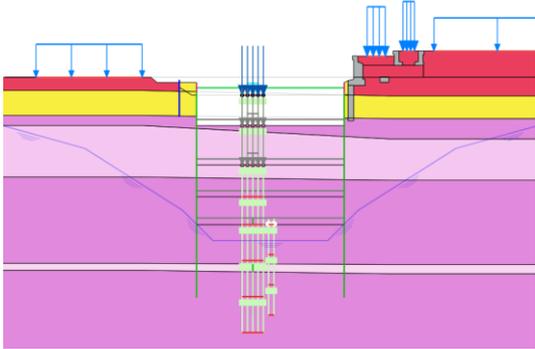
Abb. 4.21: Generiertes FE-Netz des ebenen Berechnungsmodells in *Plaxis 2D*

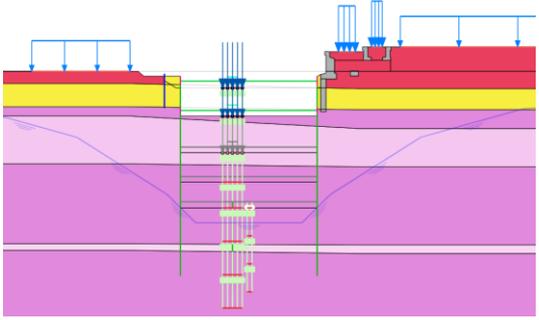
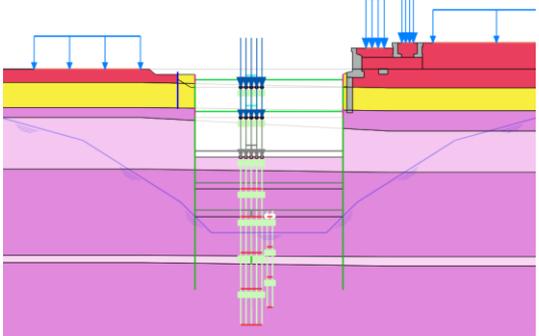
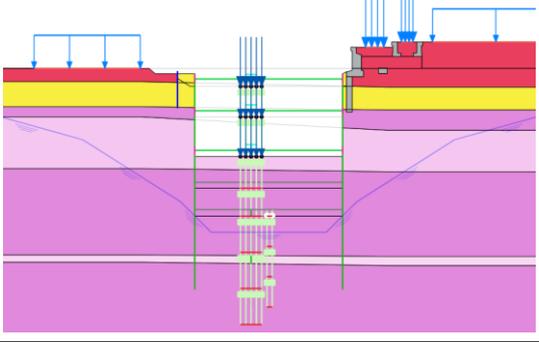
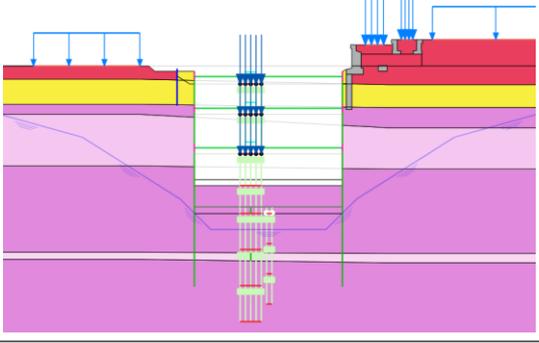
4.6 Aufbau des 2D-Modells

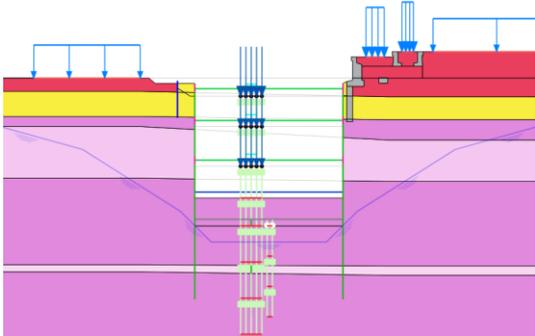
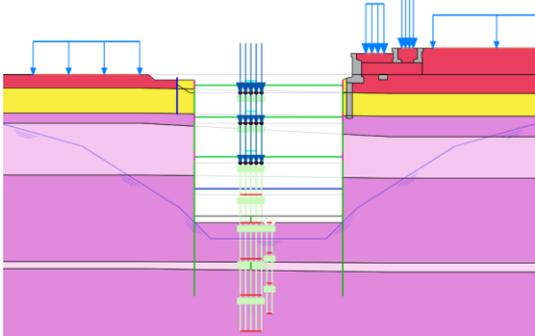
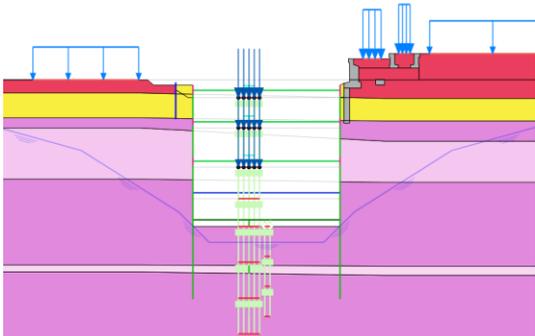
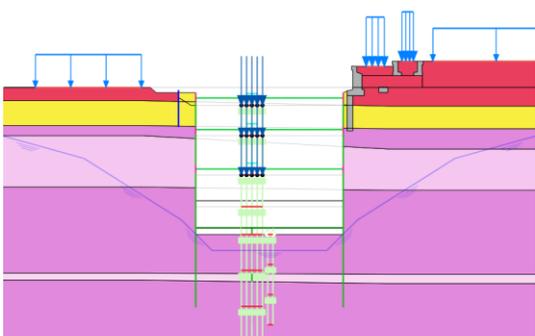
In *Plaxis 2D* können Bauabläufe, wie z.B. der Aushub einer Baugrube, durch einzelne Berechnungsschritte (*staged construction*) im Modell simuliert werden [20]. In Tabelle 4.8 ist eine Übersicht über die Modellierung der einzelnen Bauphasen gegeben. Das Vorgehen ist in Abschnitt 4.1 genauer beschrieben.

Tab. 4.8: Übersicht und Beschreibung der Bauphasen in *Plaxis 2D*

<p>Initialphase</p> <p>Für die Generierung des Primärzustandes wird das K_0-Verfahren gewählt (siehe Abschnitt 3.1.3). Die Seitendruckbeiwerte K_0 werden für die Schicht A und QG3 nach der Formel von <i>Jaky</i> mit $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$ ermittelt. Für die überkonsolidierten miozänen Schichten MZ wird der Seitendruckbeiwert gemäß dem <i>Geotechnischen Gutachten</i> [59] mit $K_0 = 0,75$ gewählt.</p>	
<p>NIL-Phase</p> <p>Aufgrund der geneigten Bodenschichten besteht die Möglichkeit, dass das primäre Spannungsfeld nach dem K_0-Verfahren nicht im Gleichgewicht steht (siehe Abschnitt 3.1.3). Um einen Gleichgewichtszustand sicherzustellen wird eine NIL-Phase vorgesehen. Nach der Berechnung werden sowohl die Verformungen als auch die <i>small strains</i> zurückgestellt.</p>	
<p>Schlitzwandherstellung</p> <p>In dieser Phase werden die Oberflächenlasten, die Spundwände und die Schlitzwände aktiviert. Im Bereich der Bahnanlage wird eine Flächenlast von 30 kN/m^2 angesetzt und im Straßebereich wird eine Flächenlast von 20 kN/m^2 angenommen. Die Baugrubenwände werden als „<i>wished-in-place</i>“-Wände betrachtet, sodass herstellungsbedingte Einflüsse im FE-Modell nicht mitberücksichtigt werden.</p>	
<p>Rückstellung Verformungen</p>	<p>Nach der Phase „Schlitzwandherstellung“ werden alle Verformungen und <i>small strains</i> zurückgesetzt.</p>

<p>Aushub Ebene N-0</p> <p>Der Bodenaushub bis zur Aushubebene N-0 auf Höhe +43,10 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.</p>	
<p>Einbau Aussteifung N-0</p> <p>Die Betonaussteifungsträger im Bereich der Ebene N-0 werden hergestellt. Durch die Herstellung der Mittelschlitzwandfenster und der Pressenaufleger (siehe Abschnitt 2.4.4) werden die in Abschnitt 4.4.4 berechneten Eigenlasten und die Ersatzwegfeder aktiviert. Die Bereiche unmittelbar hinter dem Rost werden hinterfüllt.</p>	
<p>Nullmessung</p> <p>Die Verformungen werden zurückgestellt, die <i>small strains</i> der Vorphase werden mitberücksichtigt.</p>	<p>Die Nullmessung der in Kapitel 2.4 vorgestellten Messeinrichtungen wurde nach Herstellung der Aussteifung im Bereich der Ebene N-0 und vor der Grundwasserabsenkung durchgeführt.</p>
<p>Grundwasserentspannung</p> <p>Die Grundwasserentspannung wird gemäß Abschnitt 3.1.4 als eigener „Lastfall“ berücksichtigt. Der Grundwasserspiegel wird vom natürlichen Pegel in Höhe +38,00 mWN auf +10mWN im Schachtbereich abgesenkt. Der so entstehende Absenktrichter wird in Abhängigkeit der Brunnenstandorte und Pegelmessungen aus [53] konstruiert.</p>	
<p>Aushub Ebene N-2</p> <p>Der Bodenaushub bis zur Aushubebene N-2 auf Höhe +36,20 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.</p>	

<p>Einbau Aussteifung N-2</p> <p>Die Betonaussteifungsträger im Bereich der Ebene N-2 werden hergestellt. Durch die Herstellung der Mittelschlitzwandfenster und der Pressenaufleger (siehe Abschnitt 2.4.4) werden die in Abschnitt 4.4.4 berechneten Eigenlasten und die Ersatzwegfeder aktiviert.</p>	
<p>Aushub Ebene N-3</p> <p>Der Bodenaushub bis zur Aushubebene N-3 auf Höhe +27,20 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.</p>	
<p>Einbau Aussteifung N-3</p> <p>Die Betonaussteifungsträger im Bereich der Ebene N-3 werden hergestellt. Durch die Herstellung der Mittelschlitzwandfenster und der Pressenaufleger (siehe Abschnitt 2.4.4) werden die in Kapitel Abschnitt berechneten Eigenlasten und die Ersatzwegfeder aktiviert.</p>	
<p>Aushub Ebene N-4</p> <p>Der Bodenaushub bis zur Aushubebene N-4 auf Höhe +20,00 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.</p>	

<p>Einbau prov. Stahlaussteifung</p> <p>Die provisorische Stahlaussteifung (<i>Groundforce</i>) wird eingebaut bzw. im Modell aktiviert. Gemäß Abschnitt 2.4.6 wurde 5 % der prognostizierten Gebrauchslast, also 325 kN, auf die hydraulischen Aussteifungen aufgebracht.</p>	
<p>Aushub tiefste Baugrubensohle</p> <p>Der Bodenaushub bis zur tiefsten Aushubebene auf Höhe +13,65 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.</p>	
<p>Herstellung Bodenplatte</p> <p>Die Bodenplatte wird im Modell aktiviert.</p>	
<p>Ausbau prov. Stahlaussteifung</p> <p>Die provisorische Stahlaussteifung wird ausgebaut bzw. im Modell wieder deaktiviert.</p>	



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

5 Räumliche Finite-Elemente-Berechnung mit Plaxis 3D

5.1 Modellierung und Ausgangskonfiguration

Die Größe des Berechnungsausschnitts für das räumliche Berechnungsmodell wird gemäß den *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG [20]* in Abhängigkeit von der Baugrubenbreite b und der Aushubtiefe h gewählt (siehe Abbildung 5.1). In Gleichung (5.1) bis (5.3) werden die Mindestabmessungen für den Berechnungsausschnitt ermittelt, wobei gemäß Gleichung (5.4) für die undrainierte Berechnung der untere Modellrand des Berechnungsausschnittes größer gewählt wird.

$$\begin{aligned} L_{X,\min,\text{drain}} &= 2 \cdot b + b + 2 \cdot b = 2 \cdot 33 + 33 + 2 \cdot 33 \\ &= 165 \text{ m} < L_{X,\text{gew}} = 170 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.1)$$

$$\begin{aligned} L_{Y,\min,\text{drain}} &= 2 \cdot h + h + 2 \cdot h = 2 \cdot 33 + 33 + 2 \cdot 33 \\ &= 165 \text{ m} < L_{Y,\text{gew}} = 240 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.2)$$

$$\begin{aligned} L_{Z,\min,\text{drain}} &= 2 \cdot h + h = 2 \cdot 33 + 33 \\ &= 99 \text{ m} < L_{Z,\text{gew}} = 103,20 \text{ m} \end{aligned} \quad (5.3)$$

$$L_{Z,\text{undrain}} = L_{Z,\min,\text{drain}} + 50 = 153,20 \text{ m} \quad (5.4)$$

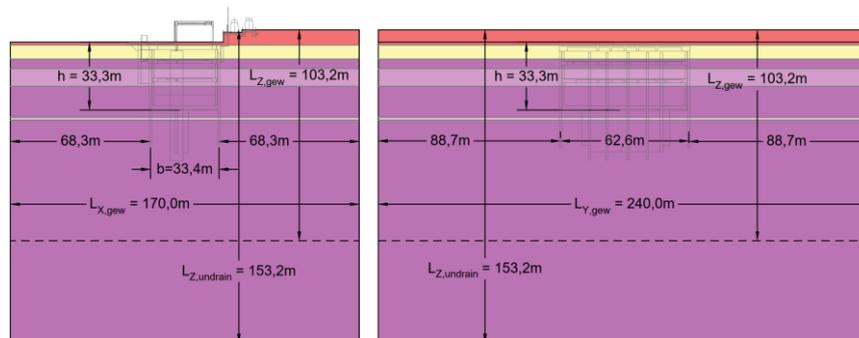


Abb. 5.1: Definition des Berechnungsausschnitts für das räumliche Modell in *Plaxis 3D*

Analog zur ebenen Modellierung in Abschnitt 4.1 werden insgesamt 12 Modelle erstellt. Es werden zwei Bodenparametersets untersucht, wobei drainierte, undrainierte und Konsolidationsberechnungen durchgeführt werden. In Abbildung 5.2 ist eine Übersicht der mit *Plaxis 3D* erstellten Modelle dargestellt.

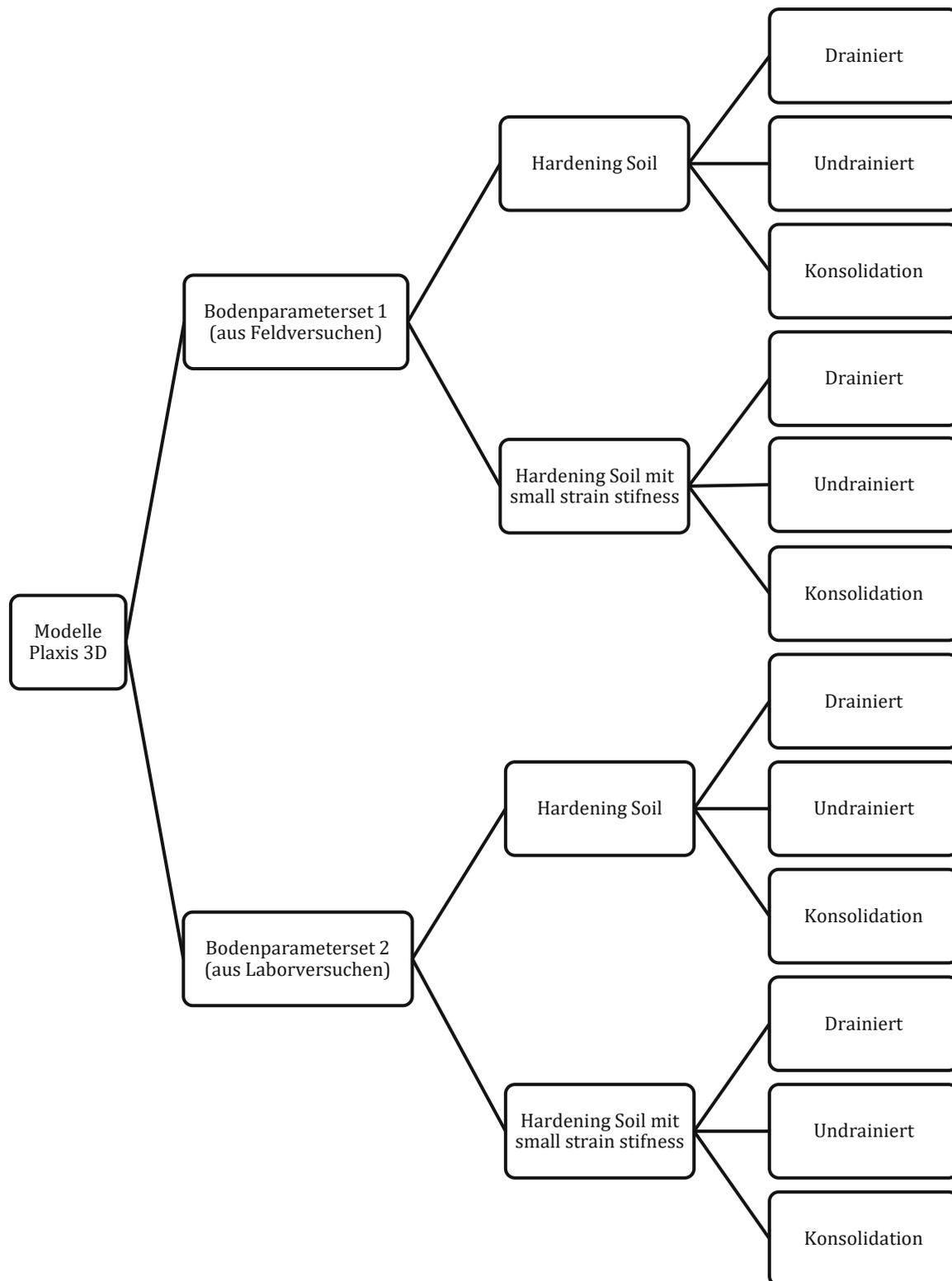


Abb. 5.2: Übersicht der erstellten *Plaxis 3D*-Modelle

Die Außenschlitzwände werden als Plattenelemente (*plate elements*) mit anisotropem Materialverhalten modelliert. Durch eine transversal isotrope Materialeigenschaft (*cross anisotropy*) ist es möglich, separate Elastizitätsparameter (Elastizitätsmodul E und Schubmodul G) in Baugrubenlängsrichtung anzugeben, sodass herstellungsbedingte Einflüsse, wie z.B. die Arbeitsfuge zwischen den Schlitzwandlamellen, im Modell berücksichtigt werden können [51]. Die Verbindung zwischen den Außenschlitzwänden im Bereich der Schachtecken wird gemäß den Empfehlungen von *Klein und Moormann* [29] biegesteif modelliert. Die Mittelschlitzwände werden ebenfalls als Plattenelemente mit ähnlichen Materialeigenschaften wie die Außenschlitzwände definiert. Die südliche Ausbuchtung wird im Berechnungsmodell nicht nachgebildet.

Die Betonaussteifungsträger werden als Trägerelemente (*beam elements*) mit linear elastischen, isotropen Materialeigenschaften modelliert. Die temporären Stahlaussteifungen in Ebene N-4 werden als Ankerelemente (*node-to-node anchor*) mit konstanter Dehnsteifigkeit definiert. Die Modellierung der Strukturelemente wird in Abschnitt 5.4 detailliert beschrieben.

Die angesetzten Oberflächenlasten werden aus Abschnitt 4.1 übernommen. Wie in Abbildung 5.3 dargestellt, wird in den rot gekennzeichneten Bereichen der Straße und des Bahndammes eine Flächenlast von 20 kN/m^2 angesetzt. In den grün markierten Bereichen unmittelbar neben der Stützmauer werden 30 kN/m^2 angesetzt. Die angesetzten Oberflächenlasten besitzen nur eine untergeordnete Rolle, da das Verformungsverhalten des Schlitzwandschachtes hauptsächlich von der Eigenlast des Bodens beeinflusst wird.

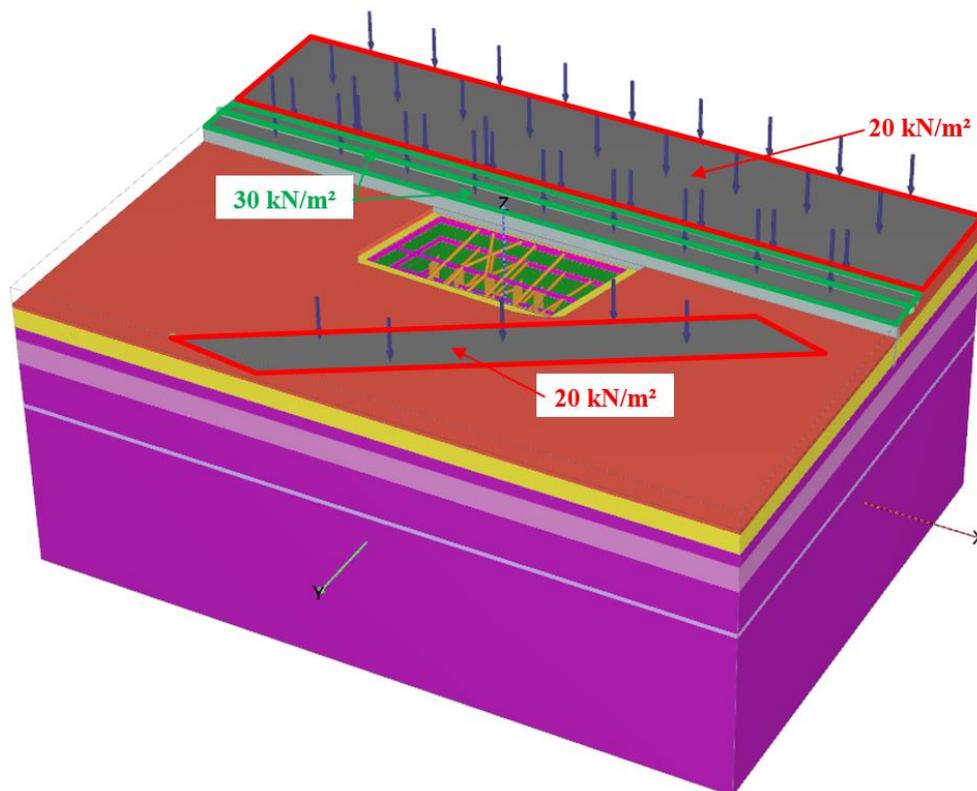


Abb. 5.3: Oberflächenlasten im Bereich der Straße und der Bahnanlage in Plaxis 3D

5.2 Definition der Untergrundverhältnisse

In Tabelle 5.1 sind die Unterkanten der Bodenschichten aus den Baugrundaufschlüssen (siehe Abbildung 5.4) zusammengefasst, die für die Erstellung des Baugrundmodells herangezogen werden [43]. Die Definition der Bodenschichten in *Plaxis 3D* erfolgt über das programminterne Bohrloch-Tool (siehe Abschnitt 4.2). Dabei wird ein Bohrloch mit den in Tabelle 5.1 angegebenen, mittleren Bodenschichtunterkanten definiert, wodurch ein Baugrundmodell generiert wird, das ausschließlich horizontale Bodenschichten aufweist. Die Modellierung von horizontalen Schichtverläufen im Berechnungsmodell hat den Vorteil, dass sich das Spannungsfeld nach dem Generieren des Primärzustandes im Gleichgewicht befindet, wodurch auf eine NIL-Phase als zusätzlichen Berechnungsschritt verzichtet wird (siehe Abschnitt 3.1.3) [46].

Tab. 5.1: Ermittlung der mittleren Bodenschichtunterkanten für das 3D-Modell aus den Baugrundaufschlüssen [59]

Bodenaufschluss	Modellkoordinaten		Bodenschichtunterkanten [mWN]						
	X	Y	A	QG3	MZa	MZb	MZa	MZd	Mza
P374/RKB3	93,85	5,75	46,67	39,47	35,07	29,97	7,07	5,37	-50,00
P705/RKB7400	-19,57	-0,55	44,97	38,27	34,92	24,32	4,72	2,87	-50,00
P773/RKB7406	44,26	-13,83	44,81	38,41	32,41	26,31	15,91	15,41	-50,00
P773/RKB7410	20,61	77,78	47,55	38,95	34,25	22,47	10,55	8,50	-50,00
P773/RKB7408	-65,96	39,26	44,56	39,39	34,66	24,66	14,16	13,16	-50,00
Schichtunterkanten im Mittel [mWN]			45,71	38,90	34,26	25,55	10,48	9,06	-50,00

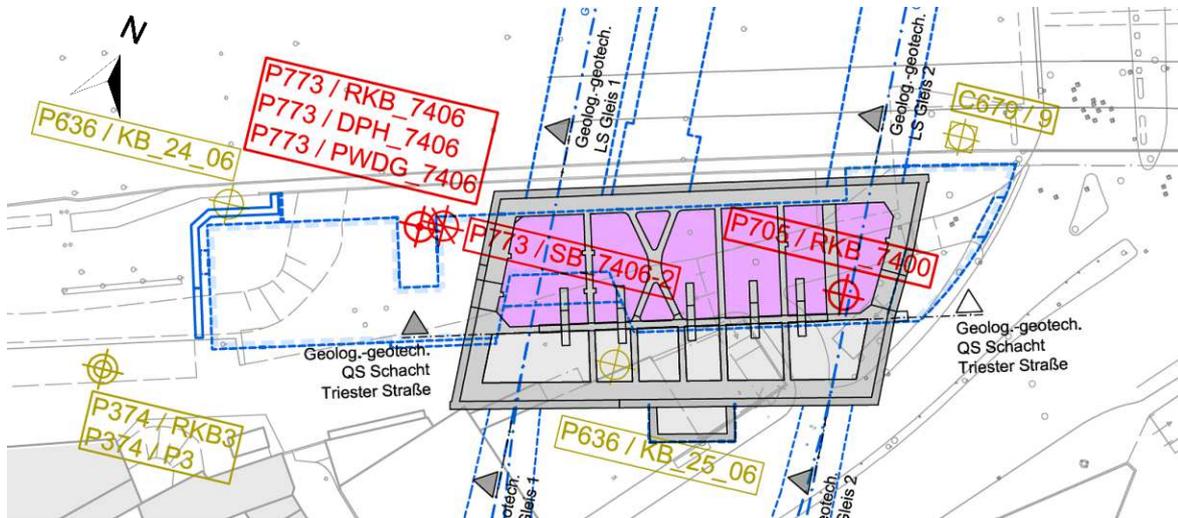


Abb. 5.4: Lage der Baugrundaufschlüsse, entspricht Abbildung 2.3

Zur Berücksichtigung der Grundwasserentspannung im räumlichen Berechnungsmodell wird auf Basis der durchgeführten Grundwasserpegelmessungen (siehe Abschnitt 2.4.7) ein dreidimensionaler Absenktrichter nachgebildet. Das Vorgehen zur Rekonstruktion des Absenktrichters aus Abbildung 5.5 und Abbildung 5.6 wird in Abschnitt 4.2 näher erläutert.

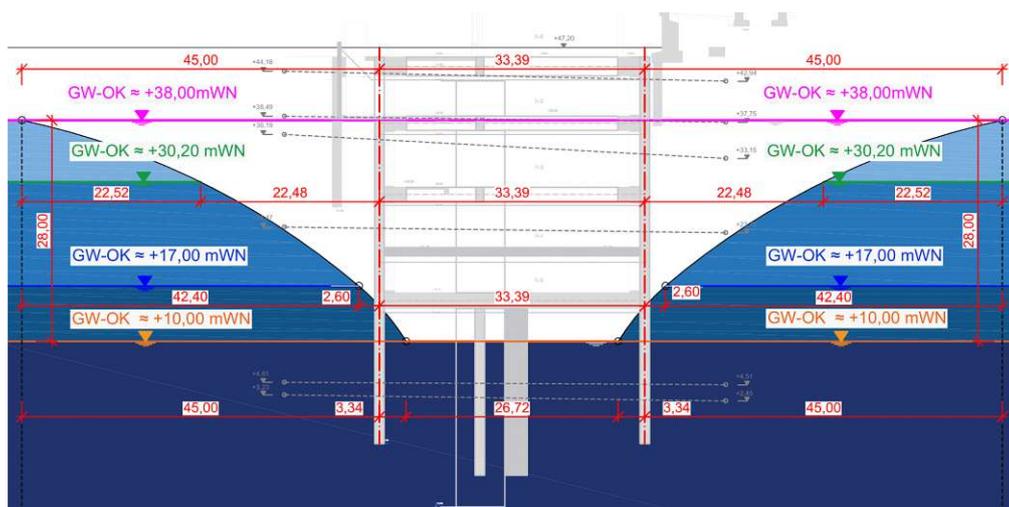


Abb. 5.5: Schnitt A-A mit Absenkrichter der Grundwasserentspannung, entspricht Abbildung 4.7

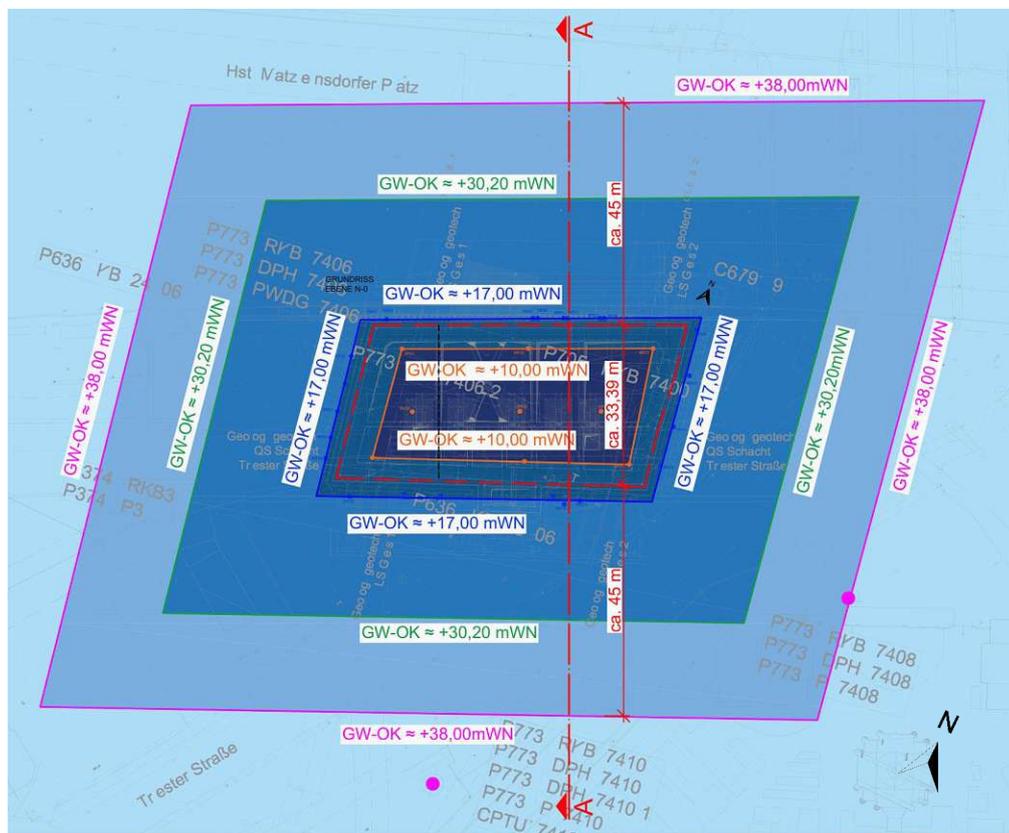


Abb. 5.6: Grundwasser-Schichtenplan der Baugrube während der Grundwasserentspannung, entspricht Abbildung 4.8

5.3 Bodenmechanische Eingangsparameter für das räumliche Rechenmodell

Die bodenmechanischen Eingangsparameter für das räumliche Berechnungsmodell werden aus Abschnitt 4.3.3 übernommen und sind in Tabelle 5.2 und Tabelle 5.3 ersichtlic.

Tab. 5.2: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HS-Modell des Bodenparametersets 1, entspricht Tabelle 4.5

Bodenparameterset 1 (OG)			Anschüttung	Quarzsotter	Miozäne Ablagerungen		
Parameter	Symbol	Einheit	A	QG3	MZa	MZb	MZd
Wichte	γ_{unsat}	kN/m ³	19,0	21,0	20,0	20,0	20,0
	γ_{sat}	kN/m ³	20,0	22,0	20,5	20,5	20,5
	γ'	kN/m ³	10,0	12,0	10,5	10,5	10,5
Steifigkeit HS	E_{50}^{ref}	kN/m ²	10 000	40 000	20 000	20 000	20 000
	E_{oed}^{ref}	kN/m ²	10 000	40 000	25 000	25 000	25 000
	E_{ur}^{ref}	kN/m ²	40 000	120 000	100 000	100 000	100 000
	m	-	0,50	0,50	0,80	0,80	0,80
	p^{ref}	kN/m ²	100	100	100	100	100
	ν_{ur}	-	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	R_f	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
	$E_{initial}$	kN/m ²	18 182	72 727	36 364	36 364	36 364
Steifigkeit HSS	G_0^{ref} gewählt	kN/m ²	80 000	170 000	120 000	120 000	120 000
	$\gamma_{0,7}^{gewählt}$	kN/m ²	1,00E-04	1,00E-04	4,00E-04	2,00E-04	4,00E-04
Konsistenz und Lagerungsdichte	I_p	%	0,0	0,0	44,75	14,81	n.v.
	e	-	n.v.	0,351	0,710	0,710	0,710
	I_D	-	0,167	0,667	n.v.	n.v.	n.v.
Festigkeit	c'	kN/m ²	1,0*	1,0*	30,0	30,0	30,0
	ϕ'_{HS}	Grad	25,0	35,0	25,0	25,0	25,0
	ψ^*	Grad	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0
	R_{inter}	-	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9
Initial	K_0	-	0,58	0,50	0,75	0,75	0,75
	POP	kN/m ²	0,0	0,0	800,0	800,0	800,0
	OCR	-	1,0	1,0	3,0	3,0	3,0
Hydraulisch	$k_{f,h(x)}$	m/day	8,64	8,64	8,64E-05	8,64E-04	8,64E-02
	$k_{f,v(y)}$	m/day	0,86	0,86	8,64E-06	8,64E-05	8,64E-03
Pfahlwiderstand bei s/D=0,03	$q_{s,k}$	kN/m ²	-	-	55,6	55,6	55,6
	$q_{b,k}$	kN/m ²	-	-	566,7	566,7	566,7

Dilatanzwinkel ψ^* nur für drainierte Analyse angesetzt, *sehr geringe Kohäsion für Anschüttung und Kies zur Vorbeugung FE-bedingter Berechnungsinstabilitäten angesetzt, POP zur Berücksichtigung geologischer Vorbelastung in Plaxis angesetzt;

Tab. 5.3: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HS-Modell des Bodenparametersets 2, entspricht Tabelle 4.6

Bodenparameterset 2 (UG)			Anschüttung	Quarzsotter	Miozäne Ablagerungen		
Parameter	Symbol	Einheit	A	QG3	MZa	MZb	MZd
Wichte	γ_{unsat}	kN/m ³	19,0	21,0	20,0	20,0	20,0
	γ_{sat}	kN/m ³	20,0	22,0	20,5	20,5	20,5
	γ'	kN/m ³	10,0	12,0	10,5	10,5	10,5
Steifigkeit HS	E_{50}^{ref}	kN/m ²	10 000	40 000	10 000	10 000	10 000
	E_{oed}^{ref}	kN/m ²	10 000	40 000	10 000	10 000	10 000
	E_{ur}^{ref}	kN/m ²	40 000	120 000	40 000	40 000	40 000
	m	-	0,50	0,50	0,80	0,80	0,80
	p^{ref}	kN/m ²	100	100	100	100	100
	ν_{ur}	-	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	R_f	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
	$E_{initial}$	kN/m ²	18 182	72 727	18 182	18 182	18 182
Steifigkeit HSS	G_0^{ref} gewählt	kN/m ²	80 000	170 000	80 000	80 000	80 000
	$\gamma_{0,7}^{gewählt}$	kN/m ²	1,00E-04	1,00E-04	4,00E-04	2,00E-04	4,00E-04
Konsistenz und Lagerungsdichte	I_p	%	0,0	0,0	44,75	14,81	n.v.
	e	-	n.v.	0,351	0,710	0,710	0,710
	I_D	-	0,167	0,667	n.v.	n.v.	n.v.
Festigkeit	c'	kN/m ²	1,0*	1,0*	30,0	30,0	30,0
	ϕ'_{HS}	Grad	25,0	35,0	25,0	25,0	25,0
	ψ^*	Grad	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0
	R_{inter}	-	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9
Initial	K_0	-	0,58	0,50	0,75	0,75	0,75
	POP	kN/m ²	0,0	0,0	800,0	800,0	800,0
	OCR	-	1,0	1,0	3,0	3,0	3,0
Hydraulisch	$k_{f,h(x)}$	m/day	8,64	8,64	8,64E-05	8,64E-04	8,64E-02
	$k_{f,v(y)}$	m/day	0,86	0,86	8,64E-06	8,64E-05	8,64E-03
Pfahlwiderstand bei s/D=0,03	$q_{s,k}$	kN/m ²	-	-	55,6	55,6	55,6
	$q_{b,k}$	kN/m ²	-	-	566,7	566,7	566,7

Dilatanzwinkel ψ^* nur für drainierte Analyse angesetzt, *sehr geringe Kohäsion für Anschüttung und Kies zur Vorbeugung FE-bedingter Berechnungsinstabilitäten angesetzt, POP zur Berücksichtigung geologischer Vorbelastung in Plaxis angesetzt;

5.4 Modellierung der Konstruktionselemente

Wie auch beim 2D-Modell müssen bei der 3D-Modellierung vorhandene Konstruktionselemente entsprechend modelliert werden, um das Verhalten dieser realitätsnahe zu simulieren. Ein wichtiger Punkt in der räumlichen Modellierung ist die Anisotropie von Bauteilen.

5.4.1 Mittelschlitzwände

Die Mittelschlitzwände werden im räumlichen Berechnungsmodell als Plattenelemente mit linear elastischer, isotroper Materialeigenschaft modelliert. Die Dicke d der Mittelschlitzwände beträgt 1,20 m. Die Bauteilsteifigkeiten je Meter Platte (EA_{MSW} und EI_{MSW}) ergeben sich in Abhängigkeit der Bauteildicke d gemäß Gleichung (5.5) und Gleichung (5.6) zu:

$$EA_{MSW} = E \cdot d \cdot l = 3,1 \cdot 10^7 \cdot 1,20 \cdot 1,00 = 3,72 \cdot 10^7 \text{ kN/m} \quad (5.5)$$

$$EI_{MSW} = E \cdot \frac{d^3 \cdot l}{12} = 3,1 \cdot 10^7 \cdot \frac{1,20^3 \cdot 1,00}{12} = 4,46 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2/\text{m} \quad (5.6)$$

Die Bauteil-Boden-Interaktion erfolgt über Interface-Elemente, die in Abhängigkeit von dem Kraftreduktionsfaktor R_{inter} die Kontaktbedingungen zwischen dem Boden und dem Bauteil im Modell simulieren. In Abschnitt 4.4.1 wird der Zusammenhang zwischen den Scherparametern des Bodens (φ, c) und dem Kraftreduktionsfaktor R_{inter} näher erläutert. Der Kraftreduktionsfaktor R_{inter} wird in Abhängigkeit der Untersuchungen von *Ampera* [3] und *Potyondy* [42] für die miozänen Bodenschichten mit $R_{inter} = 0,90$ gewählt. In Abbildung 5.7 ist ersichtlich, dass sich der Beton durch den hohen hydrostatischen Frischbetondruck während der Schlitzwandherstellung in die Wandung des Bodenschlitzes gedrückt hat, wodurch sich ein Überprofil mit vielen Spitzen und Vertiefungen ergeben hat. Aufgrund der freigelegten Spitzen und Täler des Überprofils wird in diesen Schlitzwandbereichen von einer guten Verzahnung mit dem Boden ausgegangen, wodurch die Wahl $R_{inter} = 0,90$ zusätzlich untermauert wird.



Abb. 5.7: Ansicht der Mittelschlitzwände von der Ebene N-4 mit Blickrichtung nach Südwesten

5.4.2 Außenschlitzwände, Bodenplatte und Spundwände

Die Außenschlitzwände werden in *Plaxis 3D* als Plattenelemente mit linear elastischen Materialparametern modelliert. Für dreidimensionale FE-Berechnungen wird gemäß *Zdravkovic* [51] empfohlen, die Steifigkeitsparameter der Baugrubenwand in Baugrubenlängsrichtung zu reduzieren, um herstellungsbedingte Einflüsse (Fugen zwischen den Schlitzwandlamellen) im Berechnungsmodell mitzuberechnen.

Für die Ermittlung der Elastizitätsparameter in Baugrubenlängsrichtung E_2 , G_{12} und G_{23} werden die Elastizitätsparameter E_1 und G_{13} mit dem Abminderungsfaktor α reduziert und gemäß Abbildung 5.8 im Berechnungsmodell definiert. Der von *Klein* [29] vorgeschlagene Wert für den Abminderungsfaktor $\alpha = 0,65$ wird dabei übernommen. Die in Abschnitt 4.4.2 berechneten Bauteilsteifigkeiten für die Außenschlitzwand werden weitestgehend übernommen, jedoch werden aufgrund des anisotropen Materialverhaltens zusätzliche Elastizitätsparameter E_2 , G_{12} und G_{23} gemäß Gleichung (5.9) und Gleichung (5.10) ermittelt.

$$E_1 = E_{cm,C25/30} = 3,10 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \quad (5.7)$$

$$G_{13} = \frac{E_1}{2 \cdot (1 + \nu)} = \frac{3,10 \cdot 10^7}{2 \cdot (1 + 0,2)} = 1,29 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \quad (5.8)$$

$$E_2 = \alpha \cdot E_1 = 0,65 \cdot 3,10 \cdot 10^7 = 2,02 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \quad (5.9)$$

$$G_{12} = G_{23} = \alpha \cdot G_{13} = 0,65 \cdot 1,29 \cdot 10^7 = 0,83 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2 \quad (5.10)$$

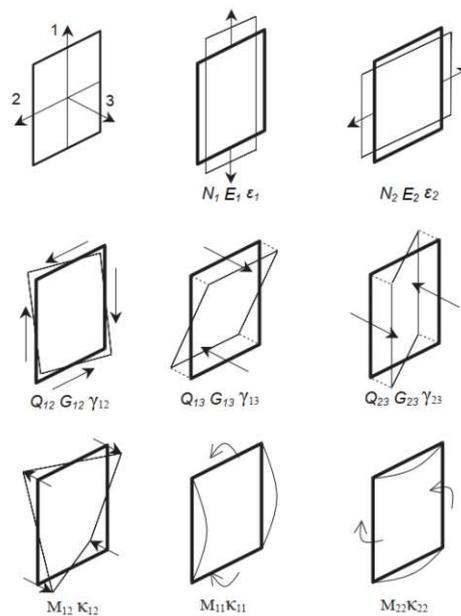


Abb. 5.8: Definition anisotroper Stoffparameter bei Plattenelementen in *Plaxis 3D*, entspricht Abbildung 3.8

Für die Modellierung der Stahlbetonroste, der Bodenplatte und der Spundwände werden Plattenelemente mit isotropem Materialverhalten verwendet. Infolgedessen werden die in Abschnitt 4.4.2 berechneten Bauteilsteifigkeiten übernommen.

5.4.3 Betonaussteifungsträger und hydraulische Aussteifung

Die temporären Stahlaussteifungen in Ebene N-4 werden analog zu der Modellierung aus Abschnitt 4.4.3 als Ankerelemente (*node-to-node anchor*) mit konstanter Federsteifigkeit modelliert. Die Verbindung zwischen Anker- und Plattenelementen erfolgt in *Plaxis 3D* über gelenkige Anschlüsse, da Ankerelemente definitionsgemäß keine Biegemomente aufnehmen können. Die Bauteilsteifigkeiten für die Stahlaussteifungen werden aus Abschnitt 4.4.3 übernommen. Die Einzelsteifen werden dabei im dreidimensionalen Modell entsprechend der in Abbildung 5.9 dargestellten Steifenanordnung positioniert.

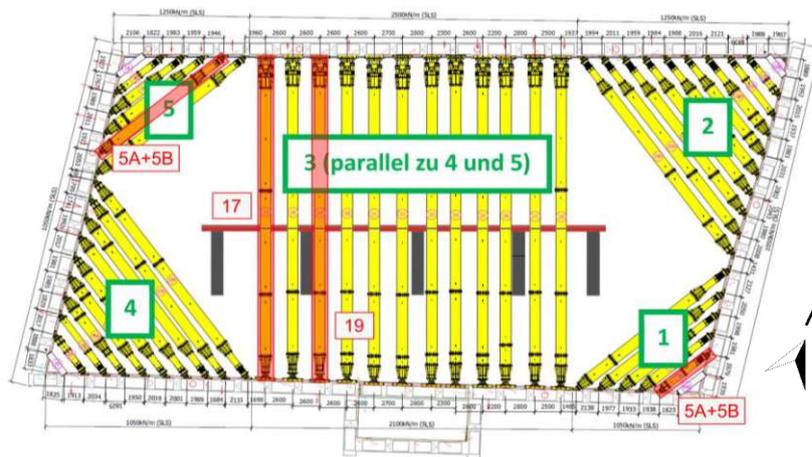


Abb. 5.9: Übersicht und Anordnung der provisorischen Stahlaussteifungen in der Ebene N-4, entspricht Abbildung 2.12

In *Plaxis 3D* werden alle in Abbildung 5.10 dargestellten Aussteifungsträger modelliert. Der Längsaussteifungsträger lagert auf den Mittelschlitzwänden und stützt dabei die westliche gegen die östliche Außenschlitzwand ab. Die Aussteifungsträger in Querrichtung sind ungefähr in Schachtmitte monolithisch mit den Längsaussteifungsträgern verbunden.

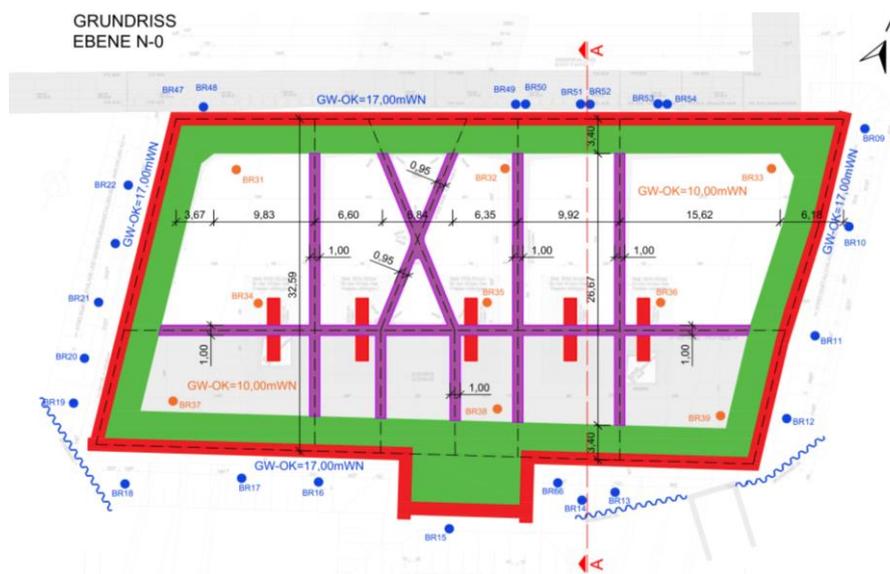


Abb. 5.10: Grundriss der Ebene N-0, entspricht Abbildung 2.9

Sämtliche Betonaussteifungsträger werden im räumlichen Berechnungsmodell als Trägerelemente (*beam elements*) modelliert. Neben der Normalkraftbeanspruchung aus der Baugrubenwand und der Biegebeanspruchung aus dem Eigengewicht, werden die Aussteifungsträger zusätzlich durch die Zwangsbeanspruchung aus der Mittelpfeilerhebung belastet (siehe Abschnitt 4.4.4). Dabei wird sowohl die Verbindung zwischen den Aussteifungsträgern als auch die Verbindung zu den Plattenelementen biegesteif modelliert, wobei anzumerken ist, dass die Verbindungsart zwischen diesen Bauteilen einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf das Gesamtverformungsverhalten des Schachtes hat.

Die in Abschnitt 4.4.3 berechneten Dehnsteifigkeiten der Aussteifungsträger werden für das räumliche Berechnungsmodell übernommen. Alle Aussteifungsträger derselben Schachtebene besitzen die gleichen Querschnittsabmessungen. Die Flächenträgheitsmomente $I_{y,N-i}$ und $I_{z,N-i}$ werden in Abhängigkeit der Trägerbreite b und der Trägerhöhe h gemäß Gleichungen (5.11) bis (5.14) berechnet, wobei der Index N-i die Ebene der Aussteifung angibt. In Tabelle 5.4 sind alle Bauteilsteifigkeiten der Aussteifungsträger zusammengefasst.

$$I_{y,N-0} = \frac{h^3 \cdot b}{12} = \frac{2,4^3 \cdot 1}{12} = 1,1520 \text{ m}^4 \quad (5.11)$$

$$I_{z,N-0} = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{1^3 \cdot 2,4}{12} = 0,2000 \text{ m}^4 \quad (5.12)$$

$$I_{y,N-2} = I_{y,N-3} = \frac{h^3 \cdot b}{12} = \frac{1,8^3 \cdot 1}{12} = 0,4860 \text{ m}^4 \quad (5.13)$$

$$I_{z,N-2} = I_{z,N-3} = \frac{b^3 \cdot h}{12} = \frac{1^3 \cdot 1,8}{12} = 0,1500 \text{ m}^4 \quad (5.14)$$

Tab. 5.4: Übersicht der ermittelten Steifigkeitsparameter der Aussteifungsträger für die Modellierung als Trägerelemente in *Plaxis 3D*

Konstruktionselemente	Geometrische Parameter						Steifigkeitsparameter		
	h [m]	b [m]	A [m ²]	E [kN/m ²]	I _y [m ⁴]	I _z [m ⁴]	EA [kN]	EI _y [kNm ²]	EI _z [kNm ²]
Aussteifungsträger quer N-0	2,40	1,00	2,4000	3,10E+07	1,1520	0,2000	7,44E+07	3,57E+07	6,20E+06
Aussteifungsträger quer N-2	1,80	1,00	1,8000	3,10E+07	0,4860	0,1500	5,58E+07	1,51E+07	4,65E+06
Aussteifungsträger quer N-3	1,80	1,00	1,8000	3,10E+07	0,4860	0,1500	5,58E+07	1,51E+07	4,65E+06
Aussteifungsträger längs N-0	2,40	1,00	2,4000	3,10E+07	1,1520	0,2000	7,44E+07	3,57E+07	6,20E+06
Aussteifungsträger längs N-2	1,80	1,00	1,8000	3,10E+07	0,4860	0,1500	5,58E+07	1,51E+07	4,65E+06
Aussteifungsträger längs N-3	1,80	1,00	1,8000	3,10E+07	0,4860	0,1500	5,58E+07	1,51E+07	4,65E+06

5.5 Netzgenerierung

Für das räumliche Bodenmodell werden 10-knotige Tetraeder-Elemente gemäß Abbildung 5.11 verwendet. In Lasteinleitungszonen, Übergangsbereichen zwischen verschiedenen Bauteilen (Diskontinuitäten) und Bereichen, in denen hohe Deformationsgradienten zu erwarten sind, wird das FE-Netz lokal verfeinert. In *Plaxis 3D* kann die Netzfeinheit über den sogenannten *coarseness factor* lokal gesteuert werden [41]. In Abbildung 5.12 sind Bereiche mit lokalen Netzverfeinerungen im Modell ersichtlich. Hellgrüne Bereiche weisen auf eine Netzverfeinerung hin, bei der ein *coarseness factor* < 1 gewählt wurde. Je heller ein Bereich dargestellt ist, umso kleiner ist der *coarseness factor* bzw., umso feinmaschiger wird das FE-Netz generiert, da die Elementgröße um den angegebenen Faktor verkleinert bzw. vergrößert wird. Der *coarseness factor* wird in Abhängigkeit der betrachteten Bereiche zwischen 1 und 0,1 gewählt.

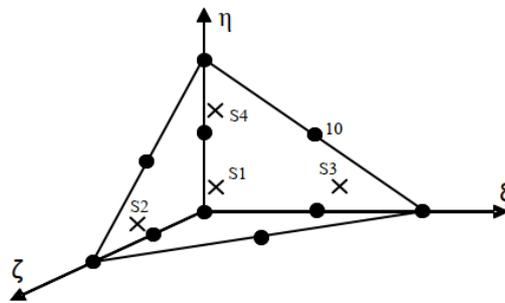


Abb. 5.11: 10-knotiger Tetraeder-FE-Elementtyp in Plaxis 3D [41]

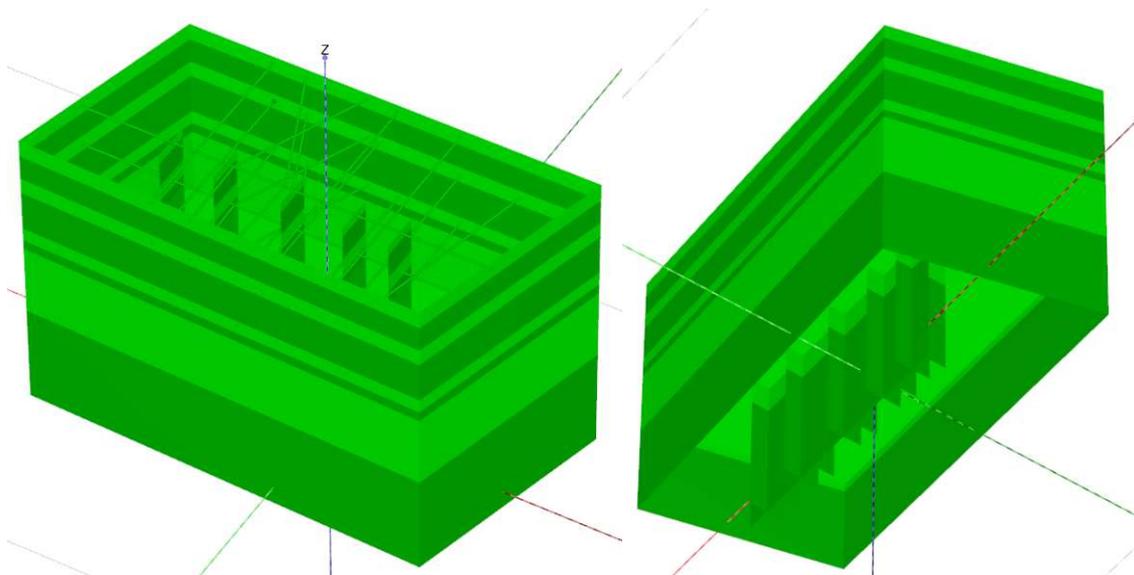


Abb. 5.12: FE-Netz-Verdichtungsgebiete des räumlichen Berechnungsmodells in *Plaxis 3D*, hellgrüne Bereiche weisen auf eine Netzverfeinerung hin, bei dunkelgrünen Bereichen wird keine Netzverfeinerung vorgenommen; links: Ansicht des Schachtmodells von oben; rechts: Ansicht des Schachtmodells von unten;

Besonders im Bereich der Aushubsohle (siehe Abbildung 5.14) wird ein dichtes FE-Netz erzeugt, um die Sohlhebungen im Zuge des Schachtaushubs bestmöglich erfassen zu können. In Abbildung 5.13 ist das FE-Netz der Schachtelemente dargestellt. Zur Diskretisierung des 3D-Berechnungsmodells werden rund 500.000 finite Elemente generiert.

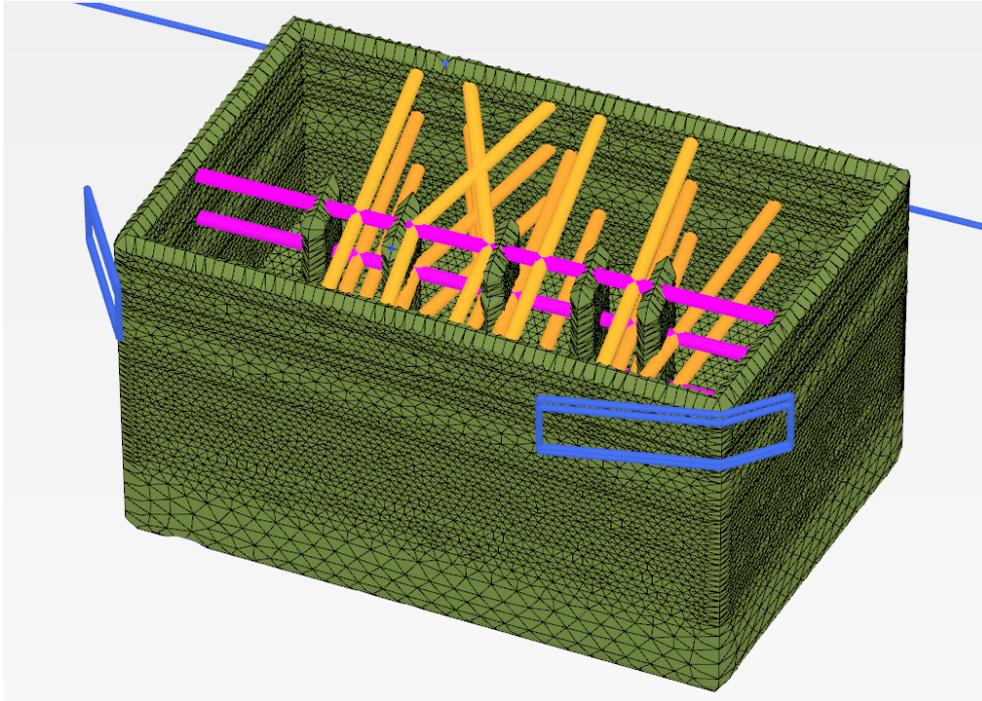


Abb. 5.13: Generiertes Schacht-FE-Netz des räumlichen Berechnungsmodells in *Plaxis 3D*

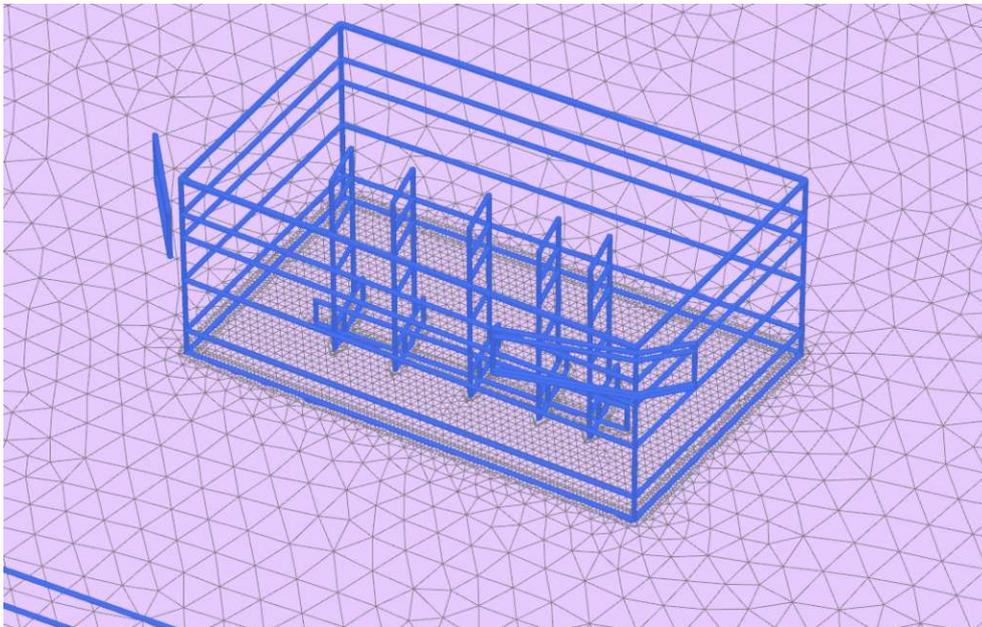
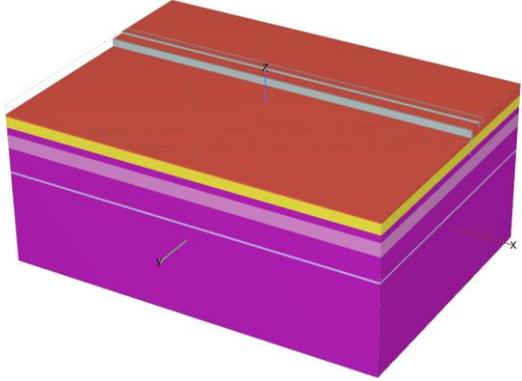
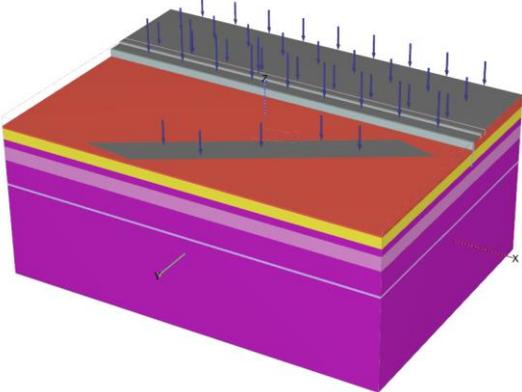
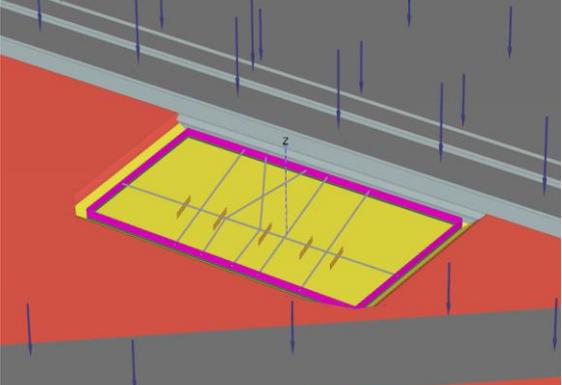


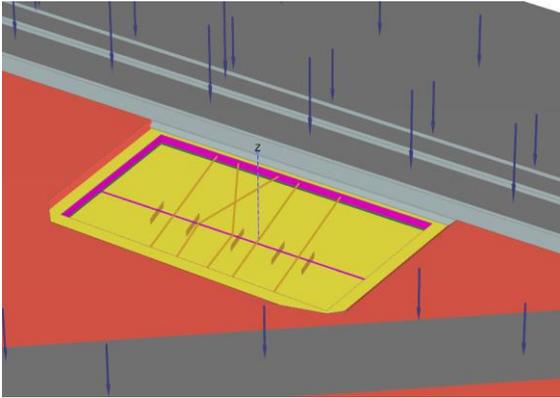
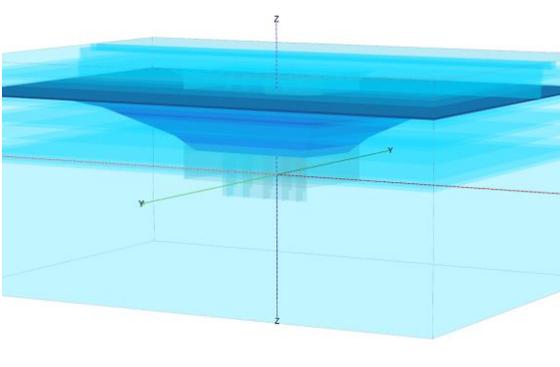
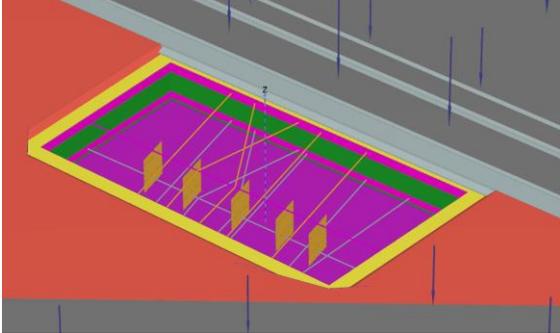
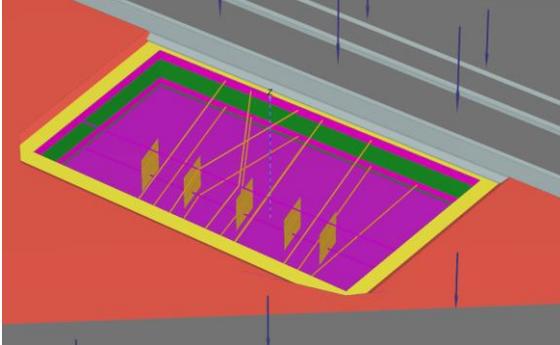
Abb. 5.14: Generiertes Boden-FE-Netz im Bereich der Schachtsohle in *Plaxis 3D*

5.6 Aufbau des 3D-Modells

In *Plaxis 3D* können Bauabläufe, wie z.B. der Aushub einer Baugrube, durch einzelne Berechnungsschritte (*staged construction*) im Modell simuliert werden [20]. Eine Übersicht über die Modellierung der einzelnen Bauphasen ist in Tabelle 5.5 gegeben. Das Vorgehen ist in Abschnitt 5.1 genauer beschrieben.

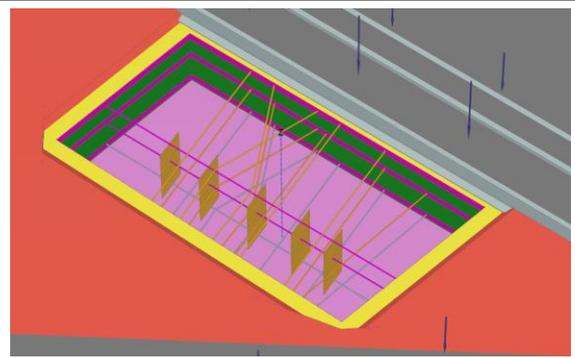
Tab. 5.5: Übersicht und Beschreibung der Bauphasen in *Plaxis 3D*

<p>Initialphase</p> <p>Für die Generierung des Primärzustandes wird das K_0-Verfahren gewählt (siehe Abschnitt 3.1.3). Die Seitendruckbeiwerte K_0 werden für die Schicht A und QG3 nach der Formel von <i>Jaky</i> mit $K_0 = 1 - \sin(\varphi)$ ermittelt. Für die überkonsolidierten miozänen Schichten MZ wird der Seitendruckbeiwert gemäß dem <i>Geotechnischen Gutachten</i> [59] mit $K_0 = 0,75$ gewählt.</p>	
<p>Schlitzwandherstellung</p> <p>In dieser Phase werden die Oberflächenlasten, die Spundwände und die Schlitzwände aktiviert. Im Bereich der Bahnanlage wird eine Flächenlast von 30 kN/m^2 angesetzt und im Straßenbereich wird eine Flächenlast von 20 kN/m^2 angenommen. Die Baugrubenwände werden als „<i>wished-in-place</i>“-Wände betrachtet, sodass herstellungsbedingte Einflüsse im FE-Modell nicht mitberücksichtigt werden.</p>	
<p>Rückstellung Verformungen</p>	<p>Nach der Phase „Schlitzwandherstellung“ werden alle Verformungen und <i>small strains</i> zurückgesetzt.</p>
<p>Aushub Ebene N-0</p> <p>Der Bodenaushub bis zur Aushubebene N-0 auf Höhe +43,10 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.</p>	

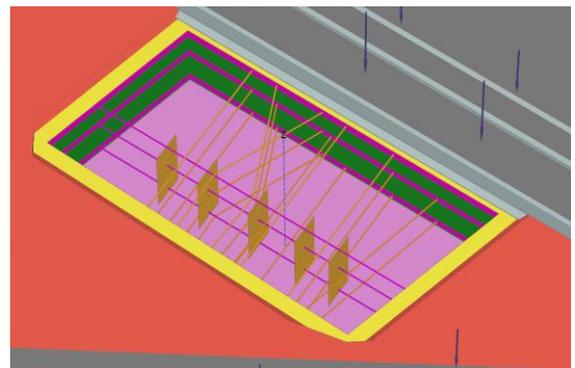
<p>Einbau Aussteifung N-0</p> <p>Die Betonaussteifungsträger im Bereich der Ebene N-0 werden hergestellt. Die Bereiche unmittelbar hinter dem Rost werden hinterfüllt.</p>	
<p>Nullmessung</p> <p>Die Verformungen werden zurückgestellt, die <i>small strains</i> der Vorphase werden mitberücksichtigt.</p>	<p>Die Nullmessung der in Kapitel 2.4 vorgestellten Messeinrichtungen wurde nach Herstellung der Aussteifung im Bereich der Ebene N-0 und vor der Grundwasserabsenkung durchgeführt.</p>
<p>Grundwasserentspannung</p> <p>Die Grundwasserentspannung wird gemäß Abschnitt 3.1.4 als eigener „Lastfall“ berücksichtigt. Der Grundwasserspiegel wird vom natürlichen Pegel in Höhe +38,00 mWN auf +10mWN im Schachtbereich abgesenkt. Der so entstehende Absenktrichter wird in Abhängigkeit der Brunnenstandorte und Pegelmessungen gemäß [53] konstruiert.</p>	
<p>Aushub Ebene N-2</p> <p>Der Bodenaushub bis zur Aushubebene N-2 auf Höhe +36,20 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.</p>	
<p>Einbau Aussteifung N-2</p> <p>Die Betonaussteifungsträger im Bereich der Ebene N-2 werden hergestellt.</p>	

Aushub Ebene N-3

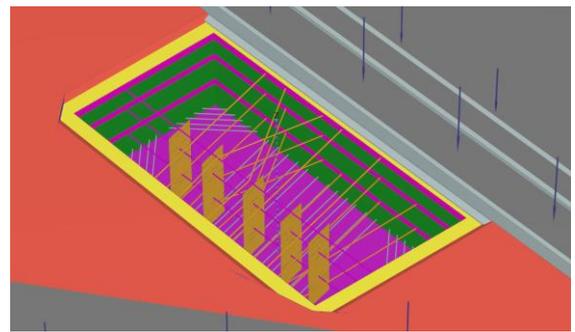
Der Bodenaushub bis zur Aushubebene N-3 auf Höhe +27,20 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.

**Einbau Aussteifung N-3**

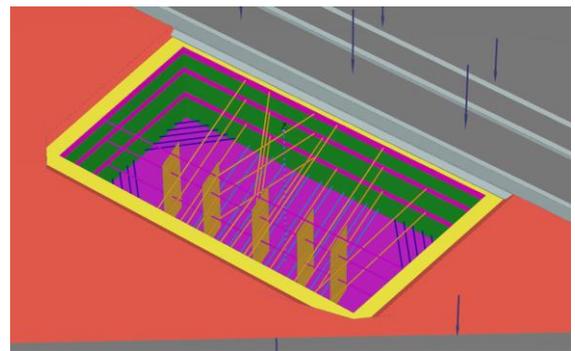
Die Betonaussteifungsträger im Bereich der Ebene N-3 werden hergestellt.

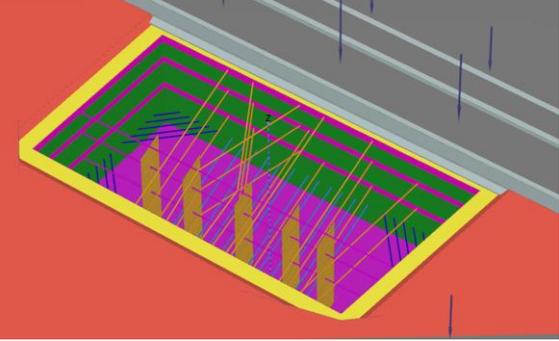
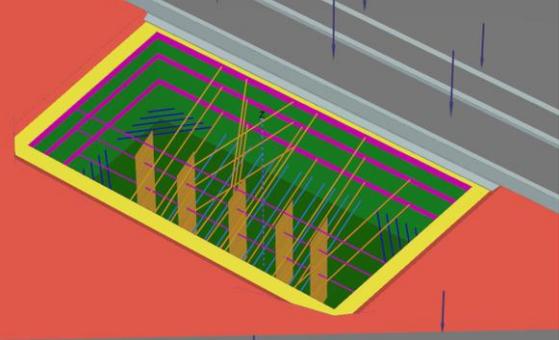
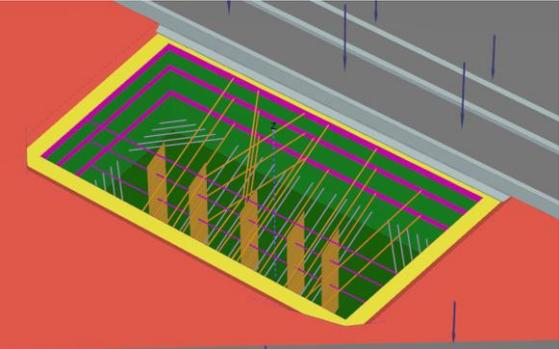
**Aushub Ebene N-4**

Der Bodenaushub bis zur Aushubebene N-4 auf Höhe +20,00 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.

**Einbau prov. Stahlaussteifung**

Die provisorische Stahlaussteifung (*Groundforce*) wird eingebaut bzw. im Modell aktiviert. Gemäß Abschnitt 2.4.6 wurde 5 % der prognostizierten Gebrauchslast, also 325 kN, auf die hydraulischen Aussteifungen aufgebracht.



<p>Aushub tiefste Baugrubensohle</p> <p>Der Bodenaushub bis zur tiefsten Aushubebene auf Höhe +13,65 mWN wird durch die Deaktivierung der zugehörigen Bodenkörper simuliert.</p>	
<p>Herstellung Bodenplatte</p> <p>Die Bodenplatte wird im Modell aktiviert.</p>	
<p>Ausbau prov. Stahlaussteifung</p> <p>Die provisorische Stahlaussteifung wird ausgebaut bzw. im Modell wieder deaktiviert.</p>	

6 Analyse und Interpretation der Ergebnisse

In diesem Abschnitt werden die Messergebnisse der erfassten Schlitzwand- und Baugrundverformungen (siehe Abschnitt 2.4) mit den Berechnungsergebnissen der FE-Berechnung verglichen. Für die Diagrammkurven, die in diesem Abschnitt gezeigt werden, wird ein einheitliches Darstellungsschema verwendet, das Tabelle 6.1 entnommen werden kann. Die Diagrammkurven werden dabei gemäß Abbildung 6.1 bezeichnet.

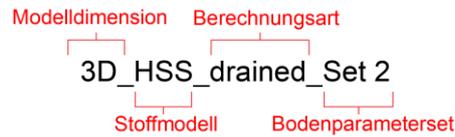


Abb. 6.1: Bezeichnung der Diagrammkurven

Tab. 6.1: Farblegende für die Diagrammkurven

Kurvenbezeichnung im Diagramm	Kurvendarstellung im Diagramm
Messergebnisse	schwarze Volllinie 
Adaptierte Messergebnisse	schwarze Strichlinie 
3D_HSS_drained_Set 1 3D_HSS_undrained_Set 1 3D_HSS_coupled_Set 1	rote Volllinie 
2D_HSS_drained_Set 1 2D_HSS_undrained_Set 1 2D_HSS_coupled_Set 1	rote Strichlinie 
3D_HS_drained_Set 1 3D_HS_undrained_Set 1 3D_HS_coupled_Set 1	blaue Volllinie 
2D_HS_drained_Set 1 2D_HS_undrained_Set 1 2D_HS_coupled_Set 1	blaue Strichlinie 
3D_HSS_drained_Set 2 3D_HSS_undrained_Set 2 3D_HSS_coupled_Set 2	pinke Volllinie 
2D_HSS_drained_Set 2 2D_HSS_undrained_Set 2 2D_HSS_coupled_Set 2	pinke Strichlinie 
3D_HS_drained_Set 2 3D_HS_undrained_Set 2 3D_HS_coupled_Set 2	grüne Volllinie 
2D_HS_drained_Set 2 2D_HS_undrained_Set 2 2D_HS_coupled_Set 2	grüne Strichlinie 

6.1 Horizontalverformung der Baugrubenumschließung

Für die Gegenüberstellung der berechneten Horizontalverformungen der Schlitzwand werden die Inklinometermessungen vom 30.03.2021, nach dem Ausbau der temporären Stahlaussteifung aus der Ebene N-4, herangezogen. Für den Vergleich werden die resultierenden Horizontalverformungen der Neuauswertung der Inklinometer [55] verwendet, sodass auch bei verdreht eingebautem Inklinometerrohr die Messwerte mit den Berechnungsergebnissen verglichen werden können. Es wird davon ausgegangen, dass wandparallele Verschiebungen vernachlässigbar klein sind, sodass die resultierenden Horizontalverformungen ungefähr den Verformungen senkrecht zur Schlitzwand entsprechen.

Für die Auswertung der Berechnungsergebnisse aus dem 3D-Modell werden die resultierenden Schlitzwandverformungen gemäß Gleichung (6.1) ermittelt, wobei u_x die Schlitzwandverformung in x-Richtung und u_y die Schlitzwandverformung in y-Richtung des Modells ist. Verformungen der Schlitzwand in Richtung der Baugrube sind in den Diagrammen positiv und in Richtung des Bodens negativ definiert. Durch die Betragsbildung sind die Ergebnisse aus Gleichung (6.1) stets positiv, was bei der Interpretation der Diagrammkurven berücksichtigt werden muss. Negative Wandverformungen können in den Diagrammen deshalb nicht richtungstreu dargestellt werden, da sie definitionsgemäß immer als Absolutwerte wiedergegeben werden. Im 2D-Modell wird der Absolutwert der Schlitzwandverformungen u_x gemäß Gleichung (6.2) für die Auswertung herangezogen.

$$u_{h,res} = \sqrt{u_x^2 + u_y^2} \quad \text{für das 3D-Modell} \quad (6.1)$$

$$u_{h,res} = |u_x| \quad \text{für das 2D-Modell} \quad (6.2)$$

Aufgrund der geringen hydraulischen Durchlässigkeit der miozänen Bodenschichten und den kurzen Be- und Entlastungsdauern zufolge des Aushubprozesses, liegen keine rein drainierten Verhältnisse vor, sodass davon ausgegangen wird, dass die Ergebnisse aus der Konsolidationsberechnung („coupled“ analysis) das reale Verformungsverhalten bestmöglich wiedergeben (siehe Abschnitt 4.1). In Abbildung 6.2 und Abbildung 6.3 werden die Schlitzwandverformungen aus der drainierten Analyse dargestellt und in Abbildung 6.6 und Abbildung 6.7 werden die Berechnungsergebnisse aus der undrainierten Analyse den Inklinometermessergebnissen gegenübergestellt. In Abbildung 6.10 und Abbildung 6.11 werden die Berechnungsergebnisse aus der Konsolidationsanalyse mit den Inklinometermessungen verglichen. Auf der Abszisse wird jeweils die resultierende Horizontalverformung der Schlitzwand $u_{h,res}$ in Millimetern (mm) aufgetragen und auf der Ordinate ist das absolute Niveau in Meter über Wiener Null (mWN) angegeben.

Die Inklinometerrohre wurden nicht bis zum Schlitzwandfuß eingebaut, wie es für eine vollständige Messung der Verschiebungen wünschenswert wäre, sondern enden rund 8 m oberhalb des Schlitzwandfußes. Dadurch konnten unterhalb des Inklinometerrohrs keine Verschiebungen erfasst werden. Um die Messergebnisse dennoch mit den Berechnungsergebnissen vergleichen zu können, muss die Messkurve manuell adaptiert werden, indem sie um 8 mm translatorisch in Richtung der Baugrube verschoben und um 2°

gegen den Uhrzeigersinn um den Fußpunkt gedreht wird. Die gewählte Verschiebung entspricht dabei der errechneten Fußverschiebung aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 und dient als Abschätzung für die nicht erfassten translatorischen Horizontalverschiebungen. Im Anhang sind weitere Diagramme vorhanden (siehe Abbildung A.1 bis A.6).

6.1.1 Horizontalverformungen der drainierten Berechnung

Drainierte Verhältnisse liegen erst dann vor, wenn die Porenwasserüberdrücke in den miozänen Schichten weitestgehend abgebaut sind. Wie in Abschnitt 4.2 gezeigt wird, liegen für den hier untersuchten Betrachtungszeitraum keine drainierten Verhältnisse vor, sodass die Berechnungsergebnisse der Konsolidationsanalyse aus Abschnitt 6.1.3 die tatsächlichen Schlitzwandverformungen besser nachbilden. In Abbildung 6.2 und Abbildung 6.3 werden die errechneten Schlitzwandverformungen aus der drainierten Analyse den Inklinometermessergebnissen gegenübergestellt.

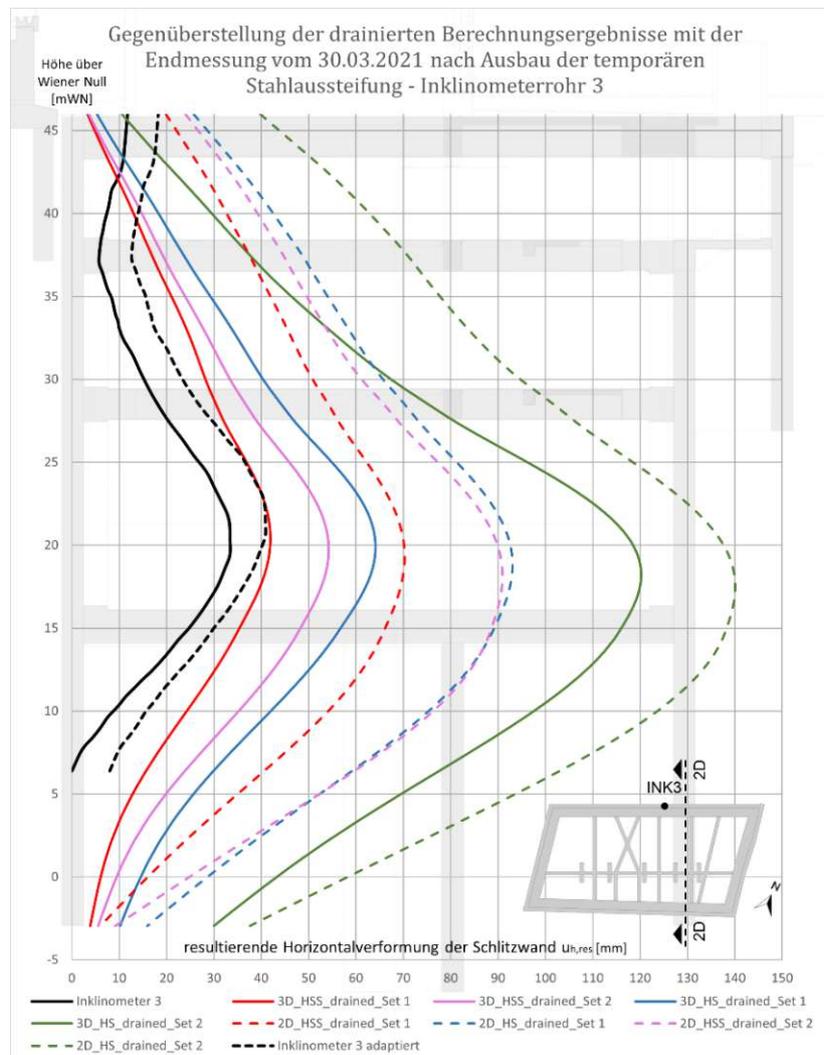


Abb. 6.2: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

Sowohl in Abbildung 6.2 als auch in Abbildung 6.3 ist ersichtlich, dass nahezu alle errechneten Schlitzwandverformungen die Inklinometermessergebnisse überschreiten, mit Ausnahme der Berechnungsergebnisse aus dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 1.



Abb. 6.3: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 8; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

In Abbildung 6.4 werden die aus dem 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 2 errechneten horizontalen Baugrundverformungen in einem Vertikalschnitt dargestellt. Im Vergleich zu den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten und gekoppelten Analyse fällt auf, dass unmittelbar unterhalb der Bodenplatte ein größerer Teil des Bodens zwischen den Schlitzwandfüßen horizontale Verformungen aufweist. In Abbildung 6.5 werden die errechneten Baugrundverformungen in einem Horizontalschnitt des Berechnungsmodells auf dem Niveau +21 mWN dargestellt, wobei die größte resultierende Horizontalverformung rund 51 mm beträgt.

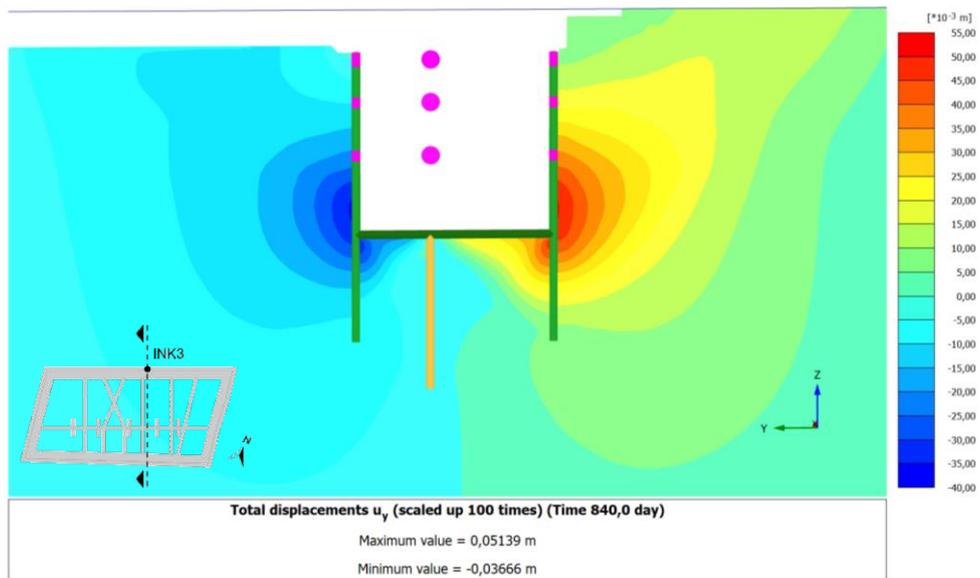


Abb. 6.4: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten horizontalen Baugrundverformungen aus der drainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3

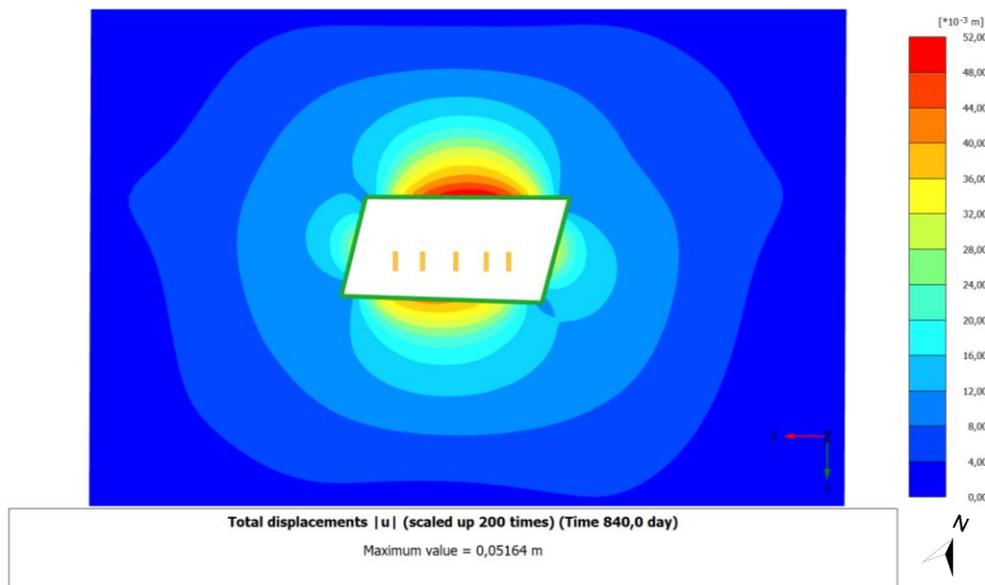


Abb. 6.5: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten Baugrundverformungen aus der drainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Horizontalschnitt bei +21,00mWN im Bereich der maximal errechneten Schlitzwandverformung

6.1.2 Horizontalverformungen der undrainierten Berechnung

Abbildung 6.6 zeigt die Gegenüberstellung der Inklinometermessergebnisse mit den aus der undrainierten Analyse errechneten Horizontalverformungen der Schlitzwand im Bereich des Inklinometers 3. Dabei ist zu erkennen, dass die vom Inklinometer erfassten Horizontalverschiebungen die Berechnungsergebnisse der 3D-HSS-Modelle überschreiten.

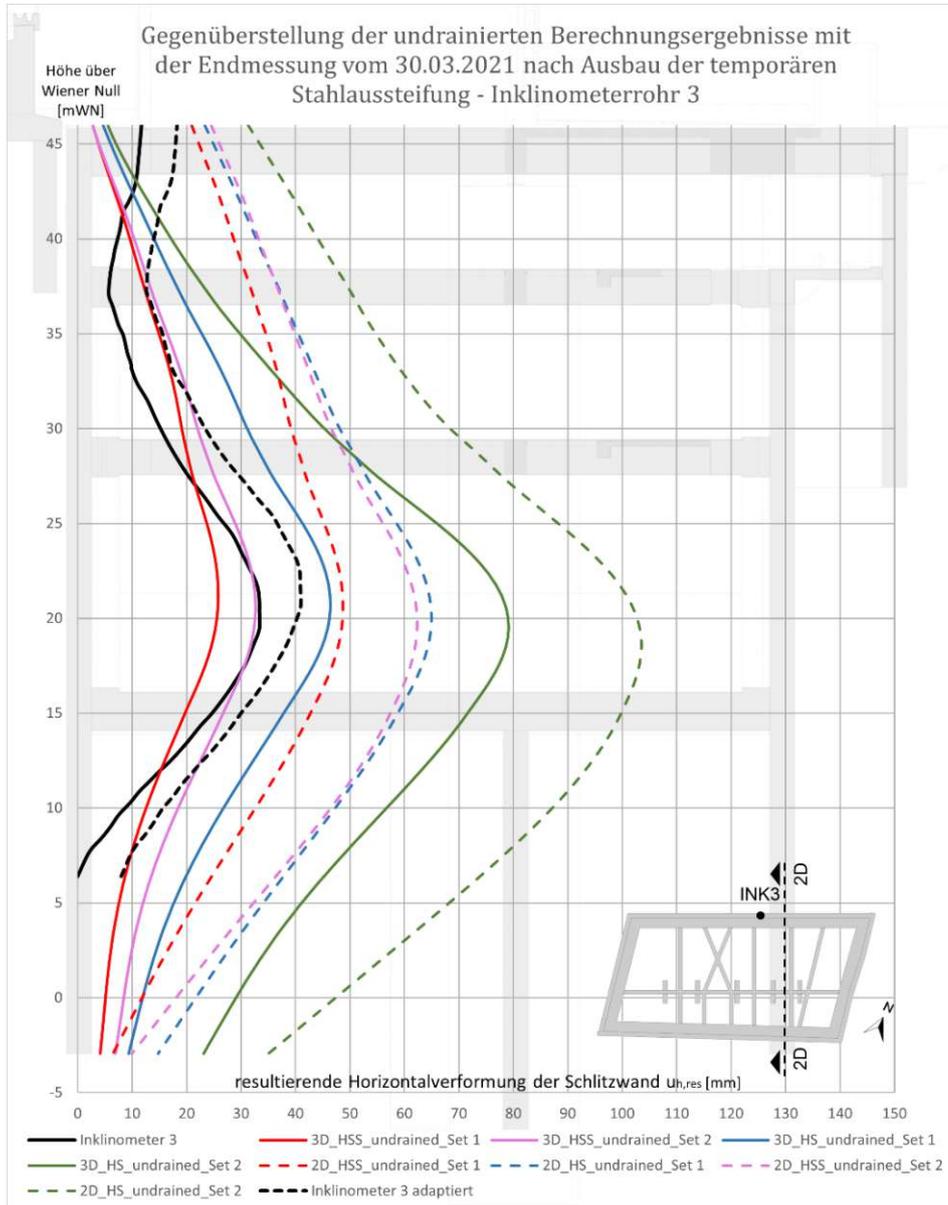


Abb. 6.6: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

Analog zu der Erkenntnis aus Abbildung 6.6 unterschreiten die Berechnungsergebnisse der 3D-HSS-Modelle auch in Abbildung 6.7 die erfassten Schlitzwandverformungen der westlichen Außenschlitzwand, wobei die mit dem Bodenparameterset 2 errechneten Horizontalverformungen des 3D-HSS-Modells (pinke Volllinie) im unteren

Schlitzwandabschnitt die Messergebnisse teilweise knapp überschreiten. Die Berechnungsergebnisse der HS-Modelle (grüne und blaue Linien) überschreiten aufgrund der Vernachlässigung der *small strain stiffness* sowohl in Abbildung 6.6, als auch in Abbildung 6.7 die Inklinometermessergebnisse.

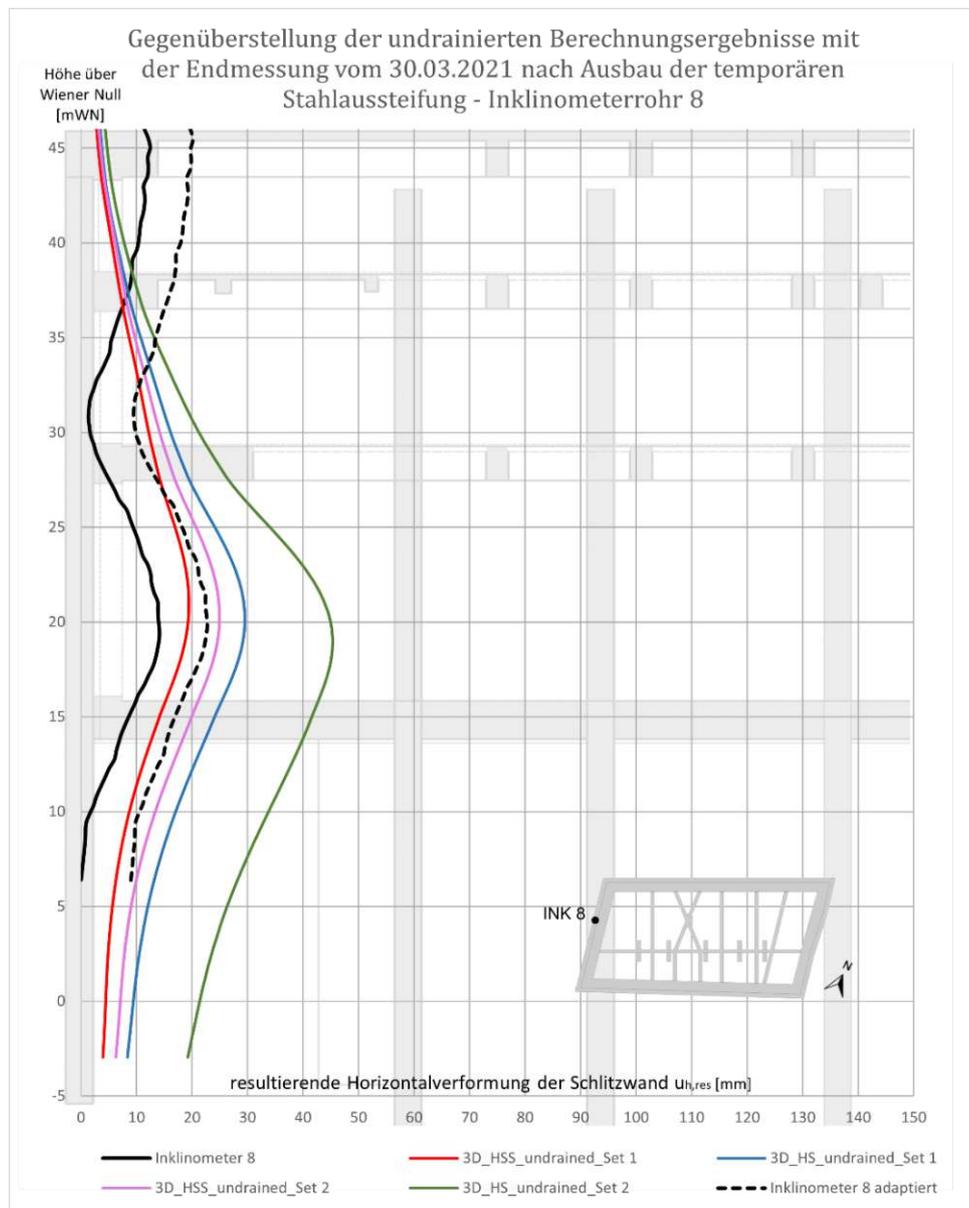


Abb. 6.7: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 8; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

In Abbildung 6.8 und Abbildung 6.9 werden die mit dem räumlichen Modell errechneten horizontalen Baugrundverformungen des HSS-Modells unter Anwendung des Bodenparametersets 2 in einem Vertikalschnitt und einem Horizontalschnitt durch das Berechnungsmodell dargestellt. Vergleicht man Abbildung 6.9 mit Abbildung 6.4 aus der drainierten Berechnung und Abbildung 6.13 aus der Konsolidationsberechnung, fällt auf, dass die errechneten Schlitzwandverformungen der südlichen und nördlichen Außenschlitzwand

bei der undrainierten Analyse gleich groß sind, wohingegen bei der drainierten Berechnung und der Konsolidationsberechnung für die nördliche Schlitzwand weitaus größere Horizontalverformungen als bei der südlichen errechnet werden. Das ist auf die der undrainierten Analyse zugrunde gelegten, volumenkonstanten Berechnung zurückzuführen.

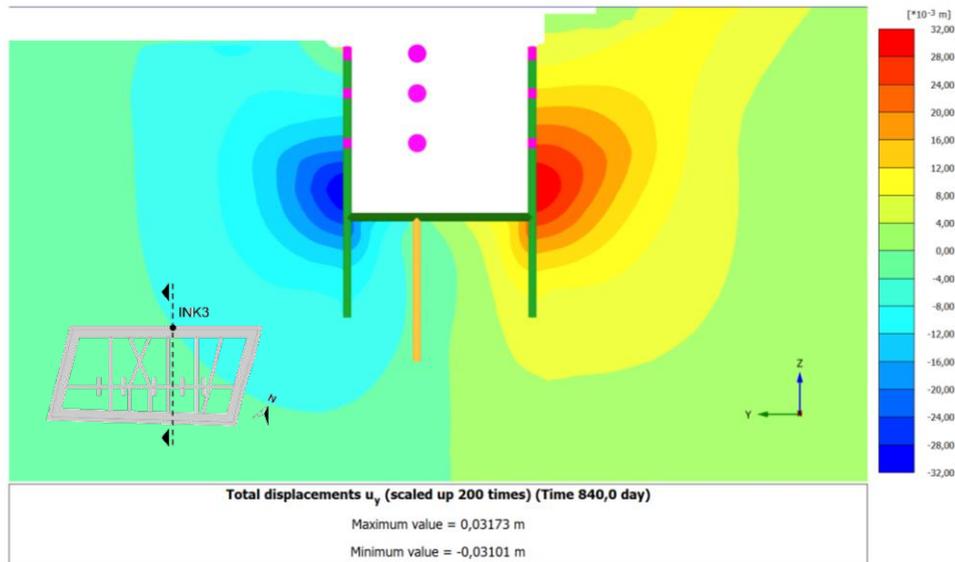


Abb. 6.8: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten horizontalen Baugrundverformungen aus der undrainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3

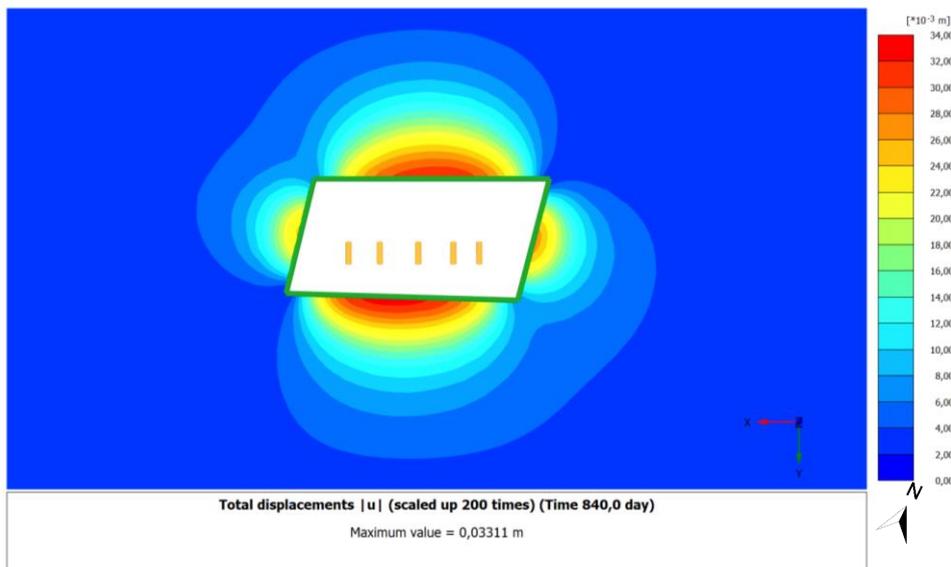


Abb. 6.9: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten Baugrundverformungen aus der undrainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Horizontalschnitt bei +21,00mWN im Bereich der maximal errechneten Schlitzwandverformung

6.1.3 Horizontalverformungen der Konsolidationsberechnung

In Abbildung 6.10 werden die Inklinometermessergebnisse der nördlichen Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3 den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse gegenübergestellt. In diesem Zusammenhang wird darauf hingewiesen, dass die in dieser Diplomarbeit durchgeführten Konsolidationsberechnungen trotz nicht durchgeführter Grundwasserströmungsberechnungen dennoch als gekoppelte Berechnungen bezeichnet werden. Die Berechnungsergebnisse des 3D-Modells unter Anwendung des HSS-Stoffmodells mit dem Bodenparameterset 2 (pinke Volllinie) stimmen dabei im Bereich der größten Schlitzwandverformung sehr gut mit den adaptierten Messergebnissen überein.

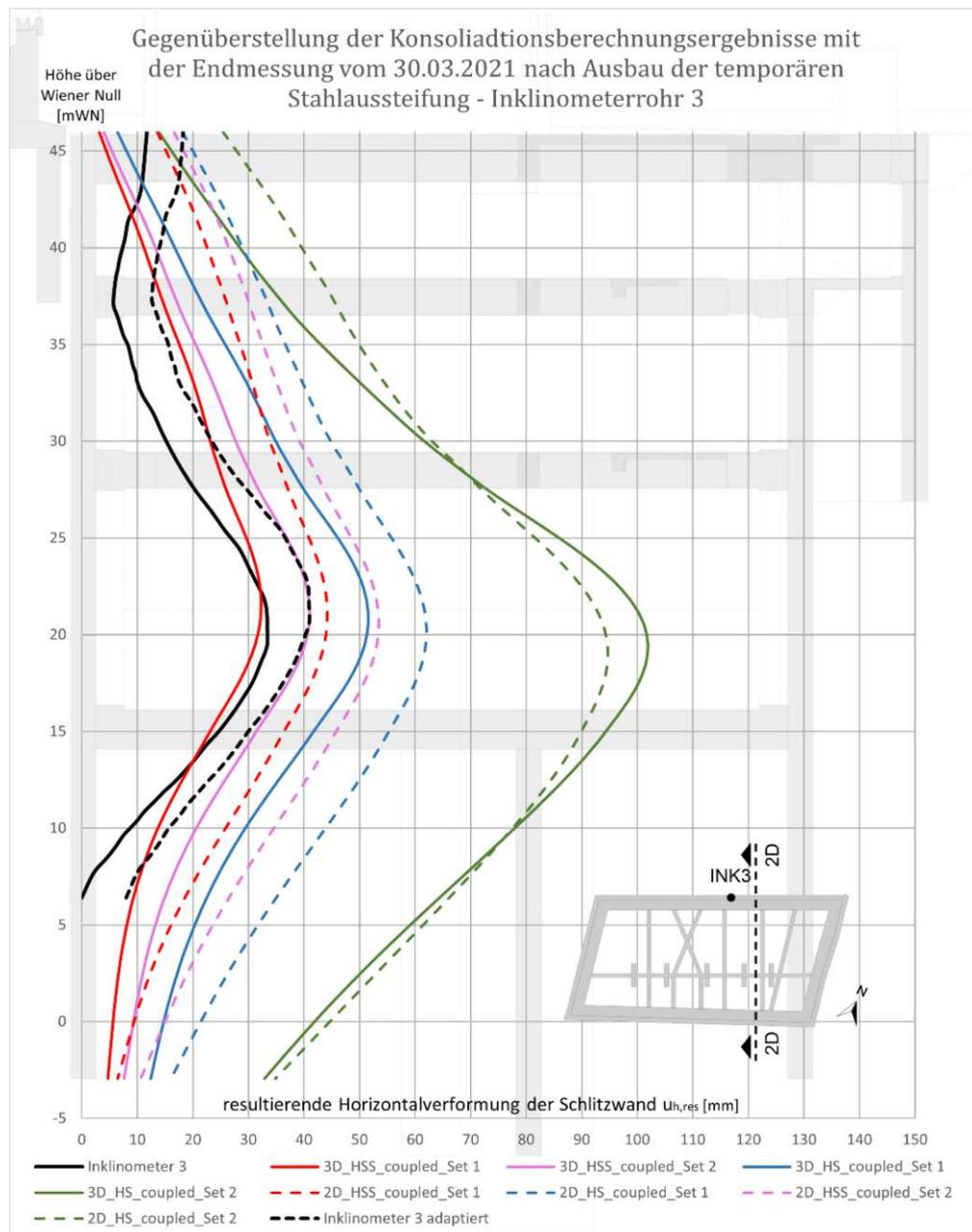


Abb. 6.10: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsberechnung

Die errechneten Horizontalverformungen des 3D-HSS-Modells mit dem Bodenparameterset 1 unterschreiten die messtechnisch erfassten Schlitzwandverformungen. Die HS-Modelle ohne Berücksichtigung der hohen Bodensteifigkeiten bei kleinen Dehnungen (*small strain stiffness*) führen im Vergleich zu den Messergebnissen zu übermäßig großen Horizontalverformungen. Das 3D-HS-Modell mit dem Bodenparameterset 1 errechnet bis zu 20 mm höhere Schlitzwandverformungen als das 3D-HSS-Modell unter Anwendung desselben Bodenparametersets. Vergleicht man die Berechnungsergebnisse der unterschiedlichen 3D-Modelle (drainiert, undrainiert, gekoppelt für HS und HSS; siehe Abbildung 6.10) mit dem Bodenparameterset 2 miteinander, erkennt man, dass die Abweichung der errechneten Horizontalverformungen der Schlitzwand bis zu 60 mm beträgt. Die Vernachlässigung der *small strain stiffness* bei der Anwendung des HS-Modells führt bei der Konsolidationsberechnung unter der Anwendung des Bodenparametersets 2 zu doppelt so großen Horizontalverformungen der Schlitzwand. Die *small strain stiffness* beeinflusst also maßgeblich das horizontale Verformungsverhalten der Baugrubenwände im FE-Modell. Der Einfluss der *small strain stiffness* sinkt mit steigenden HS-Steifigkeitsparametern, ist jedoch zur Berechnung realitätsnaher Schlitzwandverformungen im FE-Berechnungsmodell zu berücksichtigen, da sonst zu große Horizontalverformungen errechnet werden.

Die errechneten Horizontalverformungen der 2D-Modelle aus Abbildung 6.10 überschreiten im Regelfall die errechneten Schlitzwandverformungen der 3D-Modelle. Das ist größtenteils auf das ebene Berechnungsverfahren (*plane strain*) zurückzuführen, wodurch räumliche Effekte im ebenen Berechnungsmodell unberücksichtigt bleiben. Die errechneten Horizontalverformungen der 2D-Modelle sind dabei ungefähr um 10 mm größer als die Schlitzwandverformungen der räumlichen. Die Berechnungsergebnisse der HS-Modelle mit dem Bodenparameterset 2 stellen einen Ausnahmefall dar. In diesem Fall überschreiten die Berechnungsergebnisse aus dem 3D-Modell die errechneten Horizontalverformungen des 2D-Modells bei +21 mWN etwas. Ein möglicher Grund dafür könnte die im 3D-Modell reduzierte Schlitzwandsteifigkeit in Baugrubenlängsrichtung sein (siehe Abschnitt 5.4.2). Der qualitative Krümmungsverlauf der Schlitzwandverformung kann im Bereich zwischen der Bodenplatte bei +14 mWN und dem Aussteifungsträger bei +36 mWN von allen Berechnungsmodellen gut reproduziert werden.

Abbildung 6.11 zeigt die Gegenüberstellung der Messergebnisse des Inklinometers 8 mit den im räumlichen Modell errechneten, horizontalen Schlitzwandverformungen der westlichen Schlitzwand. Analog zu dem Diagramm aus Abbildung 6.10 stimmen die Berechnungsergebnisse aus dem 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 2 (pinke Volllinie) am besten mit den Messergebnissen überein. Der errechnete Krümmungsverlauf sowie die Horizontalverschiebungen decken sich im unteren Schlitzwandbereich zwischen +5 mWN und +30 mWN, in dem die größten Schlitzwandverformungen auftreten, besonders gut mit den adaptierten Inklinometermessergebnissen.

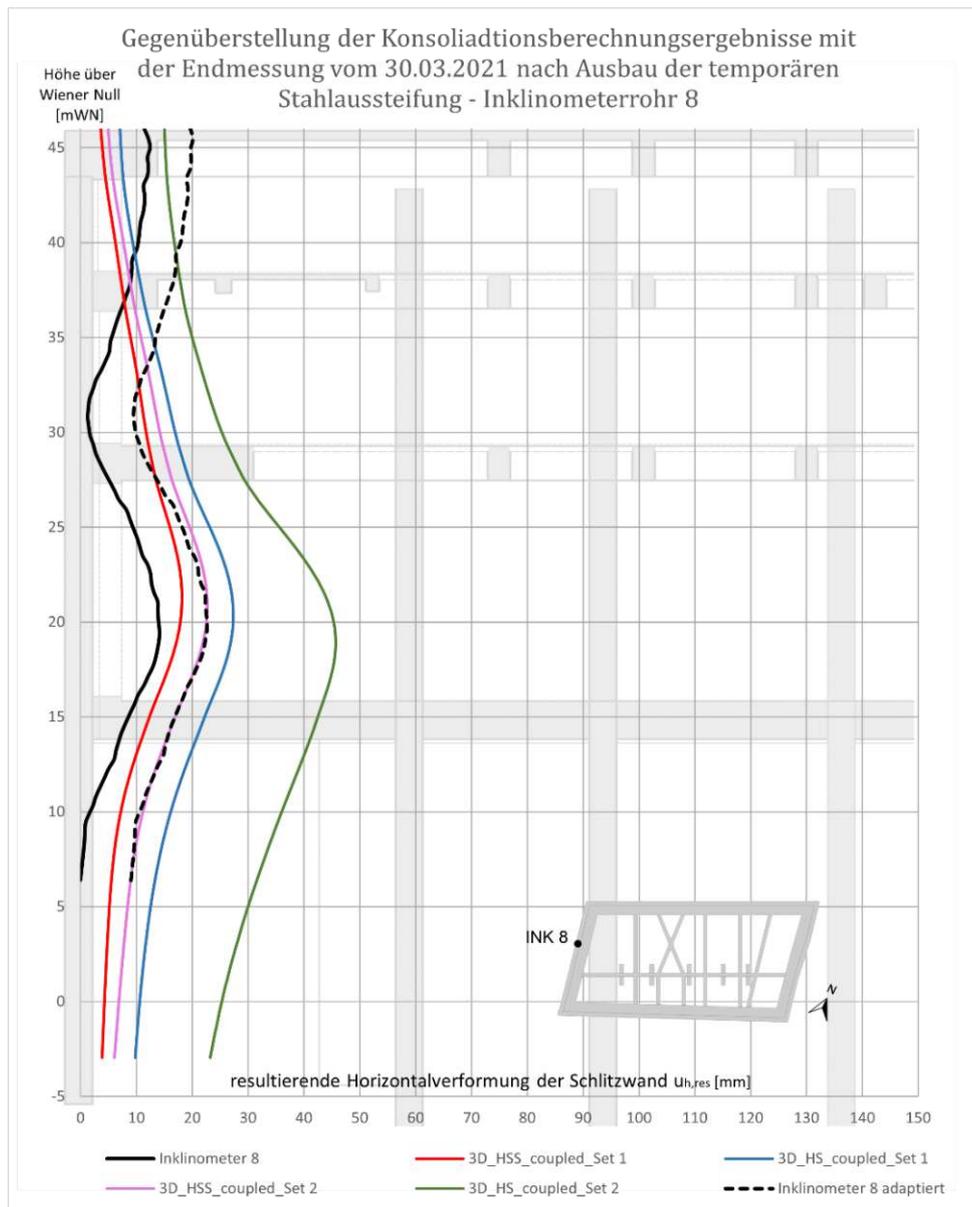


Abb. 6.11: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 8; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsberechnung

In Abbildung 6.12 werden die aus dem HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 2 errechneten horizontalen Baugrundverformungen den gemessenen Verschiebungsgrößen in einem Vertikalschnitt gegenübergestellt. Die größten horizontalen Baugrundverformungen treten dabei nach dem Ausbau der temporären Stahlaussteifung auf dem Niveau +21 mWN im Bereich zwischen der Bodenplatte und dem untersten Betonaussteifungsträger auf. In Abbildung 6.13 wird ein Horizontalschnitt des 3D-Modells auf dem Niveau +21 mWN im Bereich der größten errechneten Schlitzwandverformung gezeigt.

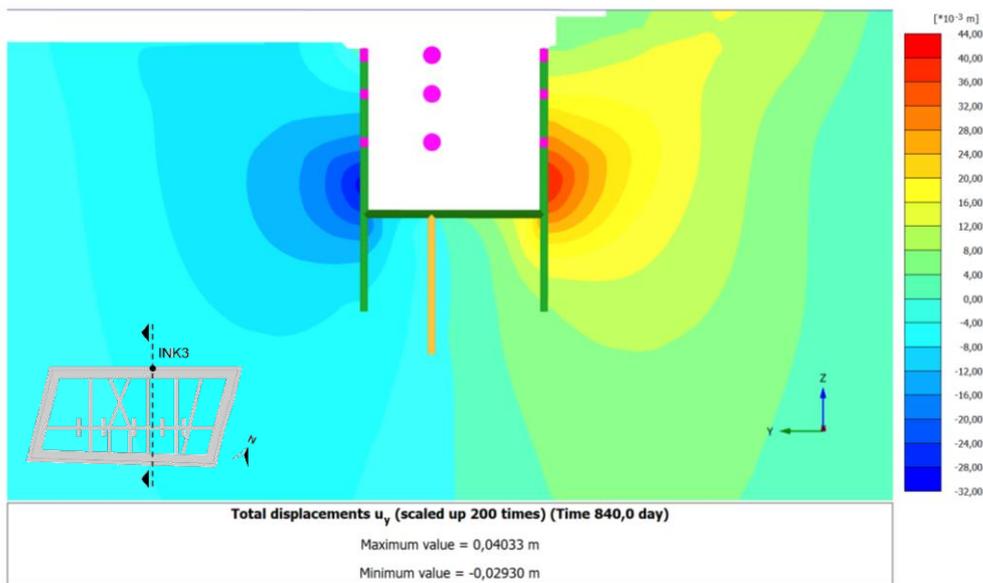


Abb. 6.12: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten horizontalen Baugrundverformungen aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3

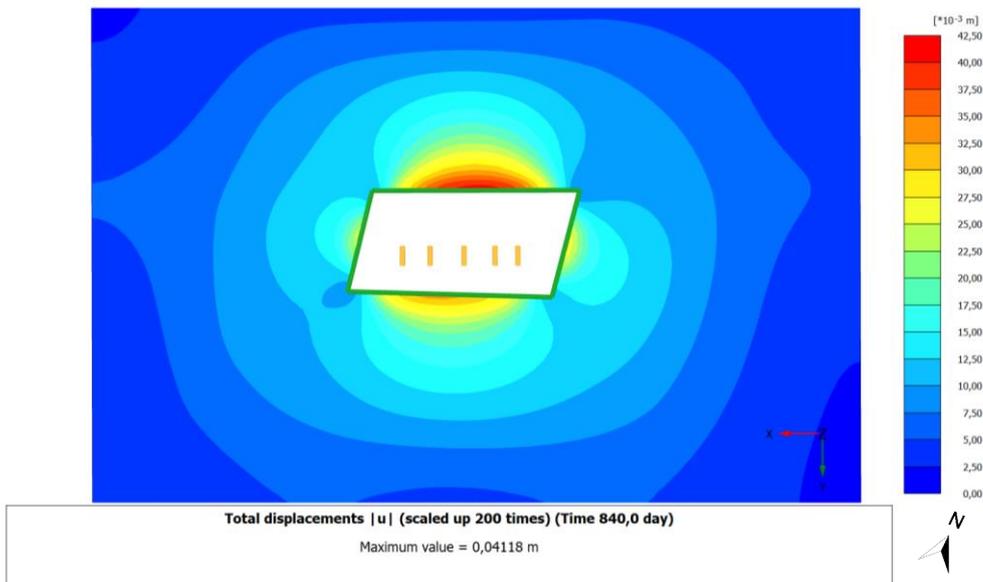


Abb. 6.13: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten Baugrundverformungen aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Horizontalschnitt bei +21,00 mWN im Bereich der maximal errechneten Schlitzwandverformung

6.1.4 Vergleich der Berechnungsmethoden und Interpretation der Ergebnisse

Die durch die Inklinometer erfassten Schlitzwandverformungen werden durch die Berechnungsergebnisse des 3D-HSS-Modells unter Anwendung des Bodenparametersets 2 am besten reproduziert. In Abbildung 6.14 werden die errechneten, horizontalen Schlitzwandverformungen dieses Modells den Messergebnissen des Inklinometers 3 gegenübergestellt, wobei die Berechnungsergebnisse aus der gekoppelten Analyse die erfassten Schlitzwandverformungen am besten wiedergeben.

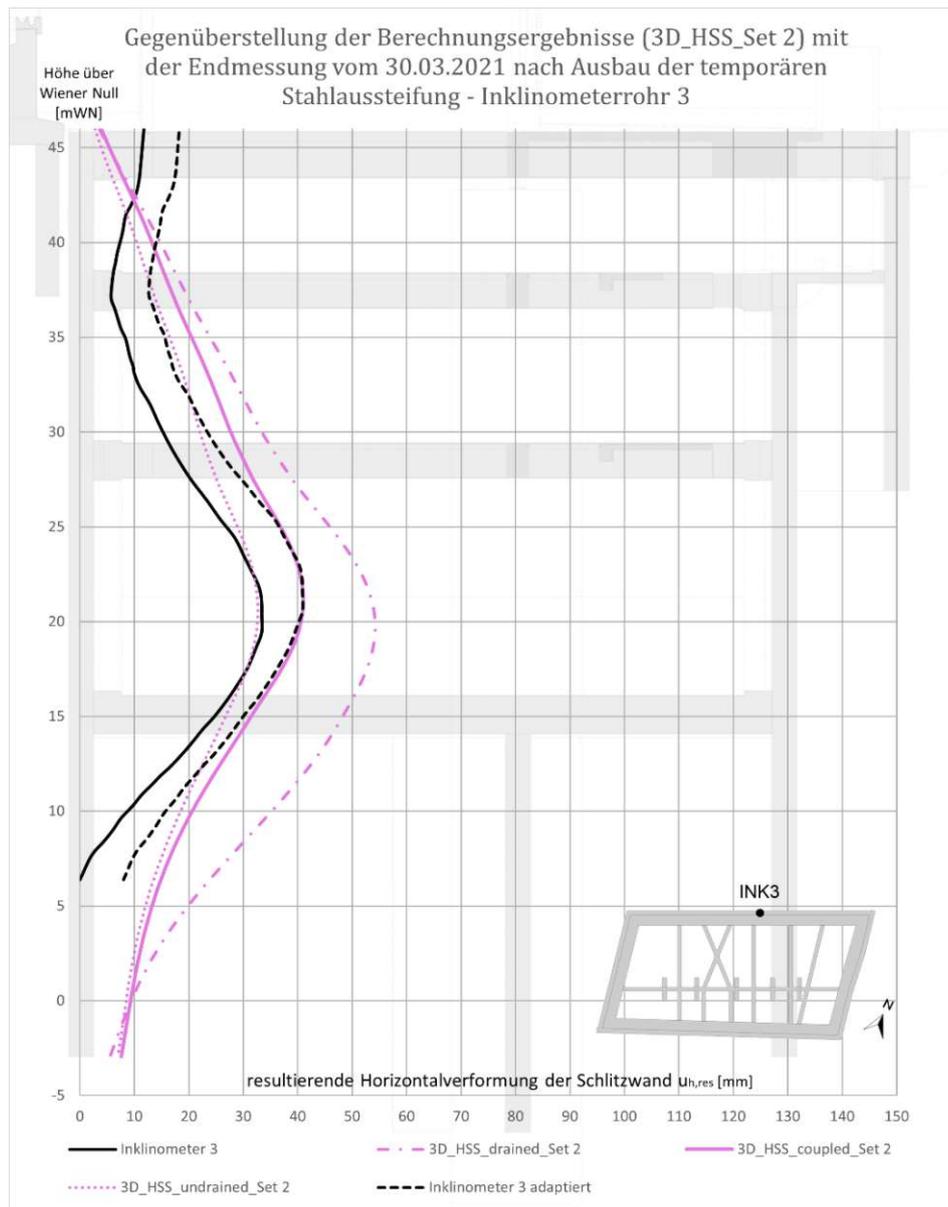


Abb. 6.14: Vergleich der errechneten Schlitzwandverformungen aus dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 mit den Messergebnissen des Inklinometers 3

Um die Ergebnisse der FE-Berechnungen untereinander vergleichen zu können, werden die größten, errechneten Schlitzwandverformungen jedes Berechnungsmodells in Tabellen zusammengefasst und in Abhängigkeit der Fragestellung miteinander in Zusammenhang

gebracht. Für den Vergleich werden die errechneten Horizontalverformungen der nördlichen Schlitzwand im Bereich des Inklinometers 3 herangezogen. Als Referenzwert für die Berechnung der prozentuellen Abweichung werden je nach untersuchter Fragestellung die Berechnungsergebnisse aus dem HSS-Modell, der Konsolidationsberechnung, dem Bodenparameterset 2 oder dem 3D-Berechnungsmodell verwendet, da diese die mittels Inklinometermessung ermittelten Verformungen am besten abbilden. Für die in diesem Abschnitt gezeigten Tabellen werden die Zelleneinträge, die das 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 2 betreffen, fett hervorgehoben, da mit dieser Modellkonfiguration die Inklinometermessergebnisse am besten reproduziert werden.

In Tabelle 6.2 werden die mit dem HSS-Stoffmodell errechneten Schlitzwandverschiebungen den aus den HS-Stoffmodellen ermittelten Berechnungsergebnissen gegenübergestellt. Bei Anwendung des HSS-Stoffmodells werden für alle Modellkonfigurationen kleinere horizontale Schlitzwandverformungen errechnet als bei Anwendung des HS-Stoffmodells. Die erhöhte Bodensteifigkeit bei kleinen Dehnungen (*small strain stiffness*) beeinflusst stark das horizontale Verformungsverhalten der Baugrubenwände im FE-Modell, wobei der Einfluss der *small strain stiffness* mit steigenden HS-Steifigkeitsparametern sinkt. Das ist anhand der Ergebnisse aus Tabelle 6.2 gut zu erkennen, da bei den Berechnungen mit dem Bodenparameterset 1, welches höhere HS-Steifigkeitsparameter aufweist, deutlich geringere Abweichungen von der entsprechenden HSS-Berechnung auftreten als bei den zugehörigen Berechnungen mit dem Bodenparameterset 2. Bei FE-Berechnungen sollte die *small strain stiffness* jedenfalls berücksichtigt werden, da sonst größere Horizontalverformungen der Baugrubenwände errechnet werden.

Mit dem 3D-HS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 werden bis zu 149 % größere Schlitzwandverformungen berechnet als mit dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung desselben Bodenparametersatzes. Die Auswirkungen der *small strain stiffness* auf die errechneten Horizontalverformungen der Schlitzwand können dabei bei der undrainierten, drainierten und gekoppelten Analyse in ähnlicher Größenordnung beobachtet werden.

Tab. 6.2: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung für die Stoffmodelle HS und HSS bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Horizontale Schlitzwandverformungen (Inklinometer 3)					
Vergleich zwischen den Stoffmodellen HSS / HS					
Modellkonfiguration			HSS (Referenz)	HS	
			$u_{h,max}$ [mm]	$u_{h,max}$ [mm]	Abweichung [%]
Konsolidation	3D	Set 1	32	52	60%
		Set 2	41	102	149%
	2D	Set 1	44	62	40%
		Set 2	53	95	77%
Undrainiert	3D	Set 1	26	46	80%
		Set 2	33	79	142%
	2D	Set 1	49	65	33%
		Set 2	62	104	66%
Drainiert	3D	Set 1	42	64	53%
		Set 2	54	120	122%
	2D	Set 1	70	93	32%
		Set 2	91	140	54%

Stellt man die Ergebnisse der drainierten, undrainierten und gekoppelten FE-Berechnung einander gegenüber, erkennt man, dass in der drainierten Analyse bis zu 70 % höhere

Horizontalverformungen errechnet werden als bei der Konsolidationsberechnung (siehe Tabelle 6.3). Bei den undrainierten Analysen werden mit den 3D-Modellen bis zu 22 % geringere Schlitzwandverformungen als bei der gekoppelten Analyse berechnet, wohingegen mit den 2D-Modellen bis zu 17 % größere Horizontalverformungen errechnet werden. Der Grund für diese gegenläufige Abweichung ist die der 2D-Berechnung zugrundeliegende, verhinderte Verschiebungsausdehnung aus der Ebene heraus. Durch die undrainierte Berechnung verformt sich der Boden volumenkonstant. Zusätzlich wird dem Boden durch die ebene Berechnung (*plane strain*) die Möglichkeit genommen, sich aus der Berechnungsebene heraus zu verformen, wodurch sich größere Schlitzwandverformungen ergeben.

Tab. 6.3: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung für die Berechnungsarten Konsolidation, Drainiert, Undrainiert bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Horizontale Schlitzwandverformungen (Inklinometer 3)							
Vergleich zwischen den Berechnungsarten Undrainiert / Konsolidation / Drainiert							
Modellkonfiguration		Konsolidation (Referenz)	Drainiert			Undrainiert	
			$u_{h,max}$ [mm]	$u_{h,max}$ [mm]	Abweichung [%]	$u_{h,max}$ [mm]	Abweichung [%]
HSS	3D	Set 1	32	42	30%	26	-20%
		Set 2	41	54	32%	33	-20%
	2D	Set 1	44	70	59%	49	10%
		Set 2	53	91	70%	62	17%
HS	3D	Set 1	52	64	24%	46	-10%
		Set 2	102	120	18%	79	-22%
	2D	Set 1	62	93	50%	65	5%
		Set 2	95	140	48%	104	9%

In Tabelle 6.4 werden die mit dem Bodenparameterset 1 errechneten Verformungen den mit dem Bodenparameterset 2 errechneten Schlitzwandverformungen gegenübergestellt. Dabei wird festgestellt, dass die Schlitzwandverformungen mit Bodenparameterset 1 (Feldversuche) bei allen Modellkonfigurationen kleiner sind als die Verformungen mit Bodenparameterset 2 (Laborversuche). Bei den HS-Modellen betragen die Abweichungen der Berechnungsergebnisse 34 – 49 %, wohingegen bei den HSS-Modellen die Abweichungen zwischen 17 – 23 % liegen. Die ungefähr halb so großen Abweichungen bei den HSS-Modellen lassen sich auf die großen initialen Bodensteifigkeiten bei kleinen Dehnungen zurückführen.

Tab. 6.4: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung für die Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) und Set 2 (Laborversuche) bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Horizontale Schlitzwandverformungen (Inklinometer 3)						
Vergleich zwischen den Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) / Set 2 (Laborversuche)						
Modellkonfiguration			Set 2 (Referenz)	Set 1		
			$u_{h,max}$ [mm]	$u_{h,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	3D	HS	102	52	-49%	
		HSS	41	32	-21%	
	2D	HS	95	62	-34%	
		HSS	53	44	-17%	
Undrainiert	3D	HS	79	46	-41%	
		HSS	33	26	-21%	
	2D	HS	104	65	-37%	
		HSS	62	49	-22%	
Drainiert	3D	HS	120	64	-47%	
		HSS	54	42	-23%	
	2D	HS	140	93	-34%	
		HSS	91	70	-23%	

In Tabelle 6.5 werden die Berechnungsergebnisse der 3D-Modelle mit den Ergebnissen der 2D-Modelle verglichen. Die mit dem 3D-Modell errechneten Horizontalverformungen der Schlitzwand überschreiten im Regelfall die Berechnungsergebnisse der 2D-Modelle. Dies ist auf das ebene Berechnungsverfahren zurückzuführen, bei dem räumliche Effekte (steife Schachtecken, räumlicher Erddruck) nicht berücksichtigt werden können. Die Berechnungsergebnisse der HS-Modelle unter Verwendung des Bodenparametersets 2 stellen einen Sonderfall dar, da die Berechnungsergebnisse aus dem 3D-Modell die errechneten Horizontalverformungen aus dem 2D-Modell knapp überschreiten. Ein möglicher Grund dafür könnte die im 3D-Modell reduzierte Schlitzwandsteifigkeit in Baugrubenlängsrichtung sein.

Tab. 6.5: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung zwischen dem 2D-Berechnungsmodell und dem 3D-Berechnungsmodell bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Horizontale Schlitzwandverformungen (Inklinometer 3)					
Vergleich zwischen dem 3D-Berechnungsmodell und dem 2D-Berechnungsmodell					
Modellkonfiguration			3D (Referenz)	2D	
			$u_{h,max}$ [mm]	$u_{h,max}$ [mm]	Abweichung [%]
Konsolidation	HSS	Set 1	32	44	37%
		Set 2	41	53	30%
	HS	Set 1	52	62	20%
		Set 2	102	95	-7%
Undrainiert	HSS	Set 1	26	49	89%
		Set 2	33	62	91%
	HS	Set 1	46	65	40%
		Set 2	79	104	31%
Drainiert	HSS	Set 1	42	70	68%
		Set 2	54	91	68%
	HS	Set 1	64	93	45%
		Set 2	120	140	17%

In Tabelle 6.6 werden die errechneten, maximalen Schlitzwandverformungen dem angepassten Messergebnis des Inklinometers 3 ($u_{h,max} = 40$ mm) gegenübergestellt. Dabei kann festgestellt werden, dass die in der Konsolidationsberechnung mit dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 errechnete maximale Schlitzwandverformung in Höhe von 41 mm die geringste Abweichung (+3 %) zu dem adaptierten Inklinometermessergebnis aufweist. Mit derselben Modellkonfiguration wird mit dem Bodenparameterset 1 eine 19 % geringere Schlitzwandverformung im Vergleich zur adaptierten Inklinometermessung errechnet. Unter Anwendung derselben Modellkonfiguration unterschreiten sowohl die in der undrainierten Analyse mit dem Bodenparameterset 1 als auch mit dem Bodenparameterset 2 errechneten Schlitzwandverformungen die adaptierten Inklinometermessergebnisse um 35 % und 18 %. Die Berechnungsergebnisse der restlichen Modelle überschreiten die adaptierten Inklinometermessergebnisse zwischen 5 % und 250 %.

Tab. 6.6: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung zwischen dem adaptierten Inklinometermessergebnis aus Inklinometer 3 und den Berechnungsergebnissen bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Horizontale Schlitzwandverformungen (Inklinometer 3)					
Vergleich zwischen dem adaptierten Inklinometermessergebnis und den Berechnungsergebnissen					
Adaptierte Referenzhorizontalverformung aus Inklinometermessung $u_{h,max} = 40\text{mm}$					
Modellkonfiguration				Berechnungsergebnis $u_{h,max}$ [mm]	Abweichung zu adaptiertem Inklinometermessergebnis [%]
Konsolidation	HSS	Set 1	3D	32	-19%
			2D	44	11%
		Set 2	3D	41	3%
			2D	53	34%
	HS	Set 1	3D	52	29%
			2D	62	55%
		Set 2	3D	102	155%
			2D	95	137%
Undrainiert	HSS	Set 1	3D	26	-35%
			2D	49	22%
		Set 2	3D	33	-18%
			2D	62	56%
	HS	Set 1	3D	46	16%
			2D	65	62%
		Set 2	3D	79	98%
			2D	104	159%
Drainiert	HSS	Set 1	3D	42	5%
			2D	70	76%
		Set 2	3D	54	36%
			2D	91	127%
	HS	Set 1	3D	64	60%
			2D	93	133%
		Set 2	3D	120	201%
			2D	140	250%

6.2 Hebung der Baugrubensohle

Für die Analyse der Baugrundhebungen werden die durch die Kettenextensometer erfassten Baugrundhebungen aus Abschnitt 2.4.3 mit den Ergebnissen der FE-Berechnung verglichen. Bei der Auswertung der Extensometermessdaten wird davon ausgegangen, dass der unterste Ankerpunkt keinen Verschiebungen ausgesetzt ist. Folglich werden möglich auftretende Baugrundhebungen im Bereich des Ankerpunktes des Extensometers bei -6,50 mWN außer Acht gelassen.

Ausgehend von dem untersten Ankerpunkt, der als unverschieblicher Referenzpunkt angenommen wird, setzen sich die Verschiebungen der jeweiligen Höhenmesspunkte aus der Summe der Eigenverformung zuzüglich der kumulierten Segmentverschiebungen der darunterliegenden Punkte gemäß Gleichung (6.3) zusammen, wobei für die Ankerpunktverschiebung $u_{-6,50} = 0$ angenommen wird.

$$u_{\text{ges},+13,50} = u_{+13,50} + u_{+8,50} + u_{+3,50} + u_{-1,50} (+u_{-6,50}) \quad (6.3)$$

Um die Extensometermessergebnisse nun mit den errechneten Baugrundhebungen vergleichen zu können, müssen die in den Berechnungsmodellen ermittelten Baugrundhebungen im Bereich des Ankerpunktes $u_{-6,50}$ von den errechneten totalen Baugrundhebungen $u_{i,\text{total}}$ gemäß Gleichung (6.4) abgezogen werden. Dabei beschreibt der Index i das Niveau des Extensometermesspunktes in Metern über Wiener Null (mWN).

$$u_{\text{ges},i} = u_{i,\text{total}} - u_{-6,50} \quad (6.4)$$

6.2.1 Berechnungsergebnisse aus der drainierten Analyse

In Abbildung 6.15 werden die Ergebnisse der drainierten FE-Berechnung den im Extensometermesspunkt RH 1.4 erfassten, relativen Hebungen der Aushubsohle gegenübergestellt. In Abbildung 6.16 werden die errechneten absoluten Baugrundverformungen dargestellt. Dabei wird, im Unterschied zu den in Abbildung 6.15 präsentierten Berechnungsergebnissen, die Verschiebung $u_{-6,50}$ des Extensometerankerpunktes RH 1 nicht von den errechneten Baugrundverschiebungen $u_{i,\text{total}}$ abgezogen, sodass im Diagramm die absoluten Sohlhebungen dargestellt werden. Dadurch ergeben sich von der Abbildung 6.15 abweichende Kurvenverläufe mit deutlich größeren Sohlhebungen.

Da sich der Messpunkt RH 1.4 unmittelbar neben einer Mittelschlitzwand befindet, ist in Abbildung 6.15 gut zu erkennen, dass in der drainierten Analyse anfänglich Setzungen zwischen 5 mm und 10 mm errechnet werden. Der Abbildung 6.16 sind je nach betrachteten Berechnungsmodell sogar anfängliche Setzungen zwischen 10 mm und 70 mm zu entnehmen. Mit fortschreitendem Aushub werden immer größere Hebungen der Aushubsohle errechnet. Dieselben Schlussfolgerungen lassen sich für die in Abbildung 6.17 und in Abbildung 6.18 gezeigten Berechnungsergebnisse im Bereich des Extensometermesspunktes RH 2.4 ziehen.

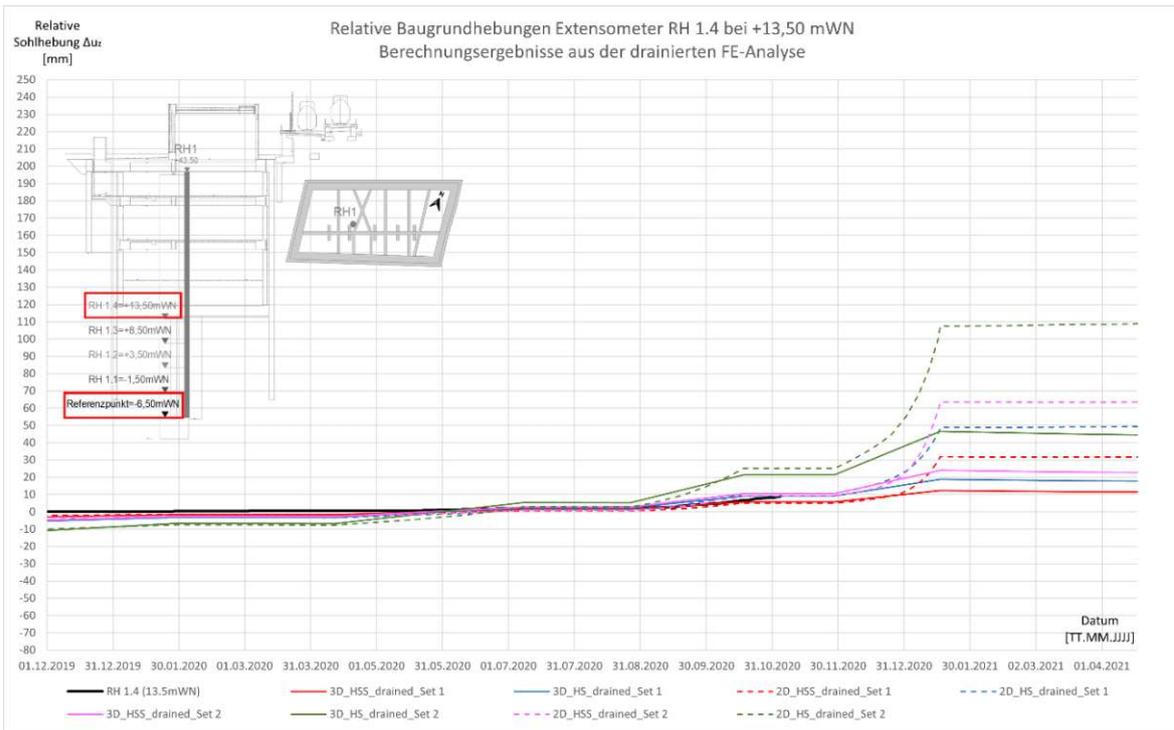


Abb. 6.15: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

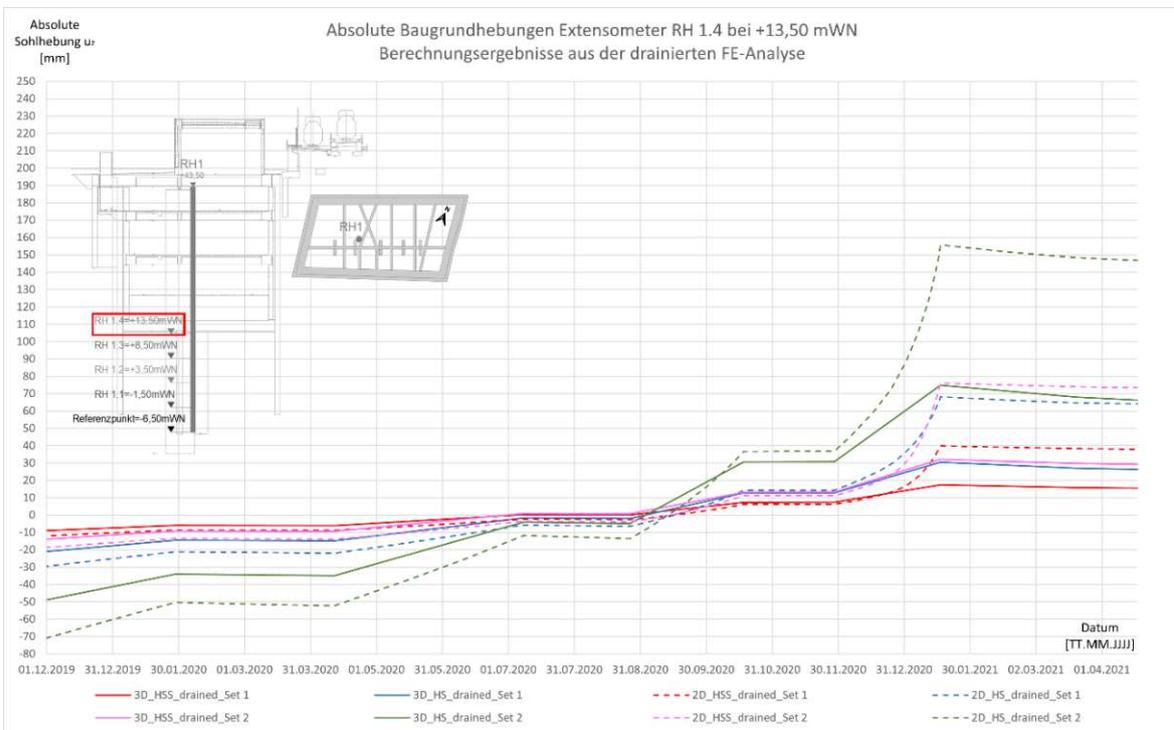


Abb. 6.16: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

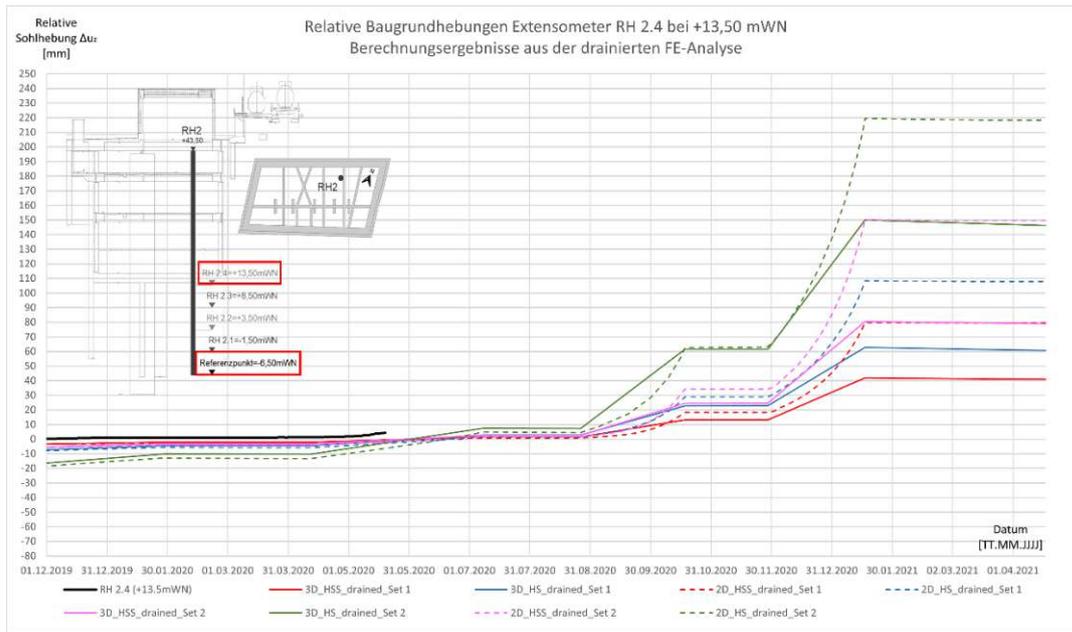


Abb. 6.17: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

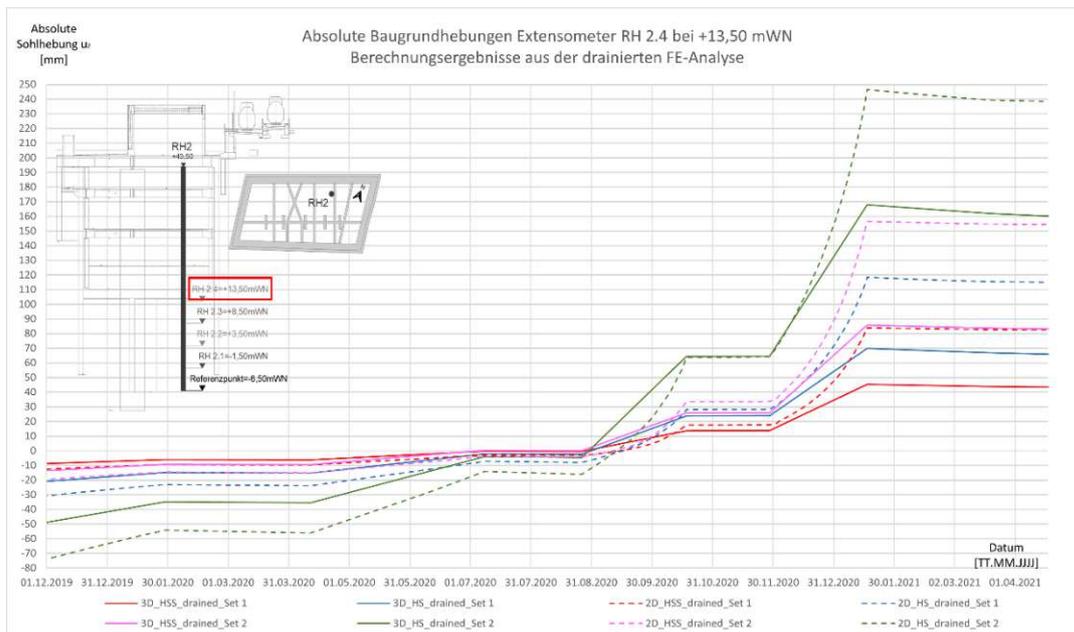


Abb. 6.18: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

In Abbildung 6.19 werden die mit dem 3D-Modell errechneten, vertikalen Baugrundhebungen aus der drainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 vor dem Einbau der temporären Stahlaussteifungen in einem Horizontalschnitt dargestellt. Dabei ist die Gewölbewirkung im Bereich der Schachtsohle gut zu erkennen, wobei im Gegensatz zu den Berechnungsergebnissen der undrainierten Berechnung aus Abbildung 6.25 die größten Sohlhebungen zwischen der nördlichen Außenschlitzwand und den Mittelschlitzwänden errechnet werden.

Abbildung 6.20 zeigt die Hebungen der Aushubsohle nach dem Ausbau der temporären Stahlaussteifungen in einem Vertikalschnitt. Die größte errechnete Sohlhebung beträgt in dieser Berechnungsphase rund 100 mm und ist somit knapp um 10 mm größer als die maximale Sohlhebung aus der in Abbildung 6.19 dargestellten Berechnungsphase nach erfolgtem Endaushub. Das ist auf Umlagerungsprozesse nach dem Ausbau der temporären Stahlaussteifung zurückzuführen. Im Bereich der Geländeoberkanten werden Setzungen bis zu 21 mm errechnet.

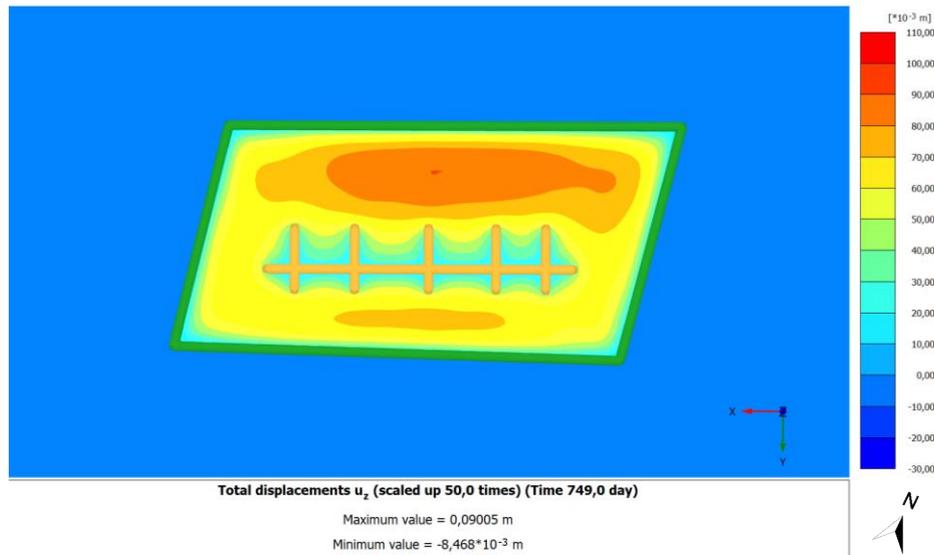


Abb. 6.19: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der drainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 vor Einbau der Bodenplatte; Horizontalschnitt bei +13,65 mWN im Bereich der tiefsten Aushubsohle

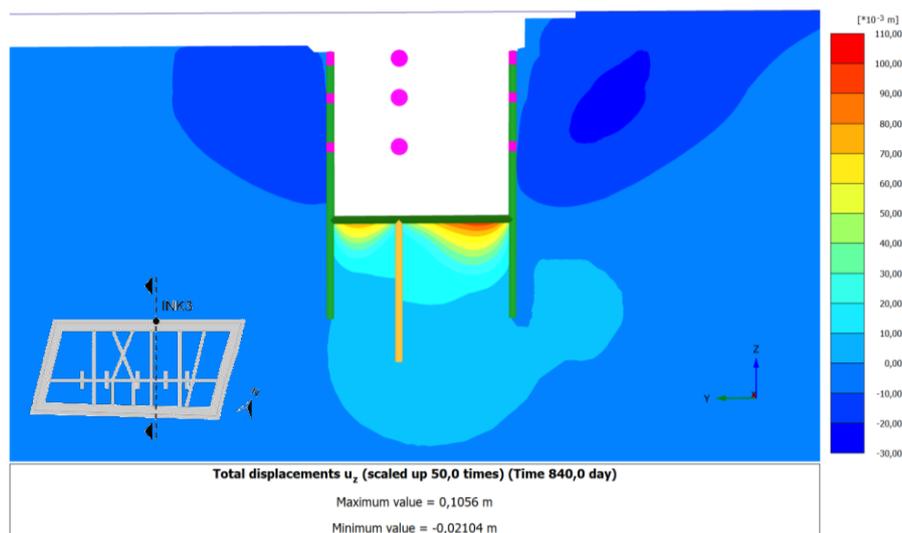


Abb. 6.20: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der drainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3

6.2.2 Berechnungsergebnisse aus der undrainierten Analyse

In Abbildung 6.21 werden die Berechnungsergebnisse der undrainierten Analyse den im Extensometermesspunkt RH 1.4 erfassten, relativen Hebungen der Aushubsohle gegenübergestellt. Abbildung 6.22 zeigt die absoluten Baugrundverformungen aus den undrainierten FE-Berechnungen. Aus Abbildung 6.21 geht hervor, dass die Berechnungsergebnisse des 3D-HSS-Modells unter Anwendung des Bodenparametersets 2 die Extensometermessergebnisse hinreichend gut wiedergeben.

Mit fortschreitendem Aushub werden immer größere Hebungen der Aushubsohle errechnet. Nach dem 05.11.2020 liegen keine weiteren Messergebnisse für den Messpunkt RH 1.4 vor. In den letzten Berechnungsphasen, nach dem Erreichen der Aushubsohle zwischen Dezember 2020 und Jänner 2021, ist ein signifikanter Anstieg der errechneten Hebungen der Aushubsohle zu verzeichnen, wobei sich die Berechnungsergebnisse aus der 3D-Berechnung deutlich von den Ergebnissen der 2D-Berechnung unterscheiden. Dieselben Schlussfolgerungen lassen sich für die in Abbildung 6.23 und Abbildung 6.24 ersichtlichen Sohlhebungen im Bereich des Extensometermesspunktes RH 2.4 ziehen, wobei größere Vertikalverformungen errechnet werden, da der Extensometermesspunkt RH 2 zwischen der nördlichen Außenschlitzwand und den Mittelschlitzwänden positioniert ist.

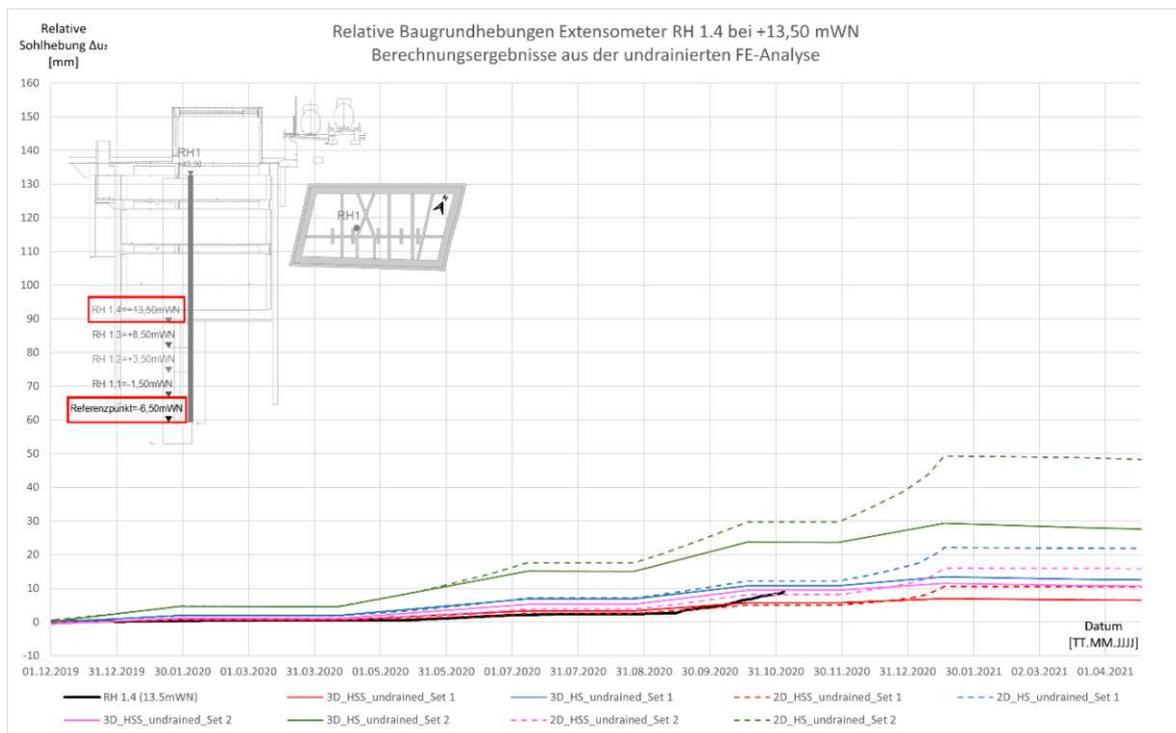


Abb. 6.21: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

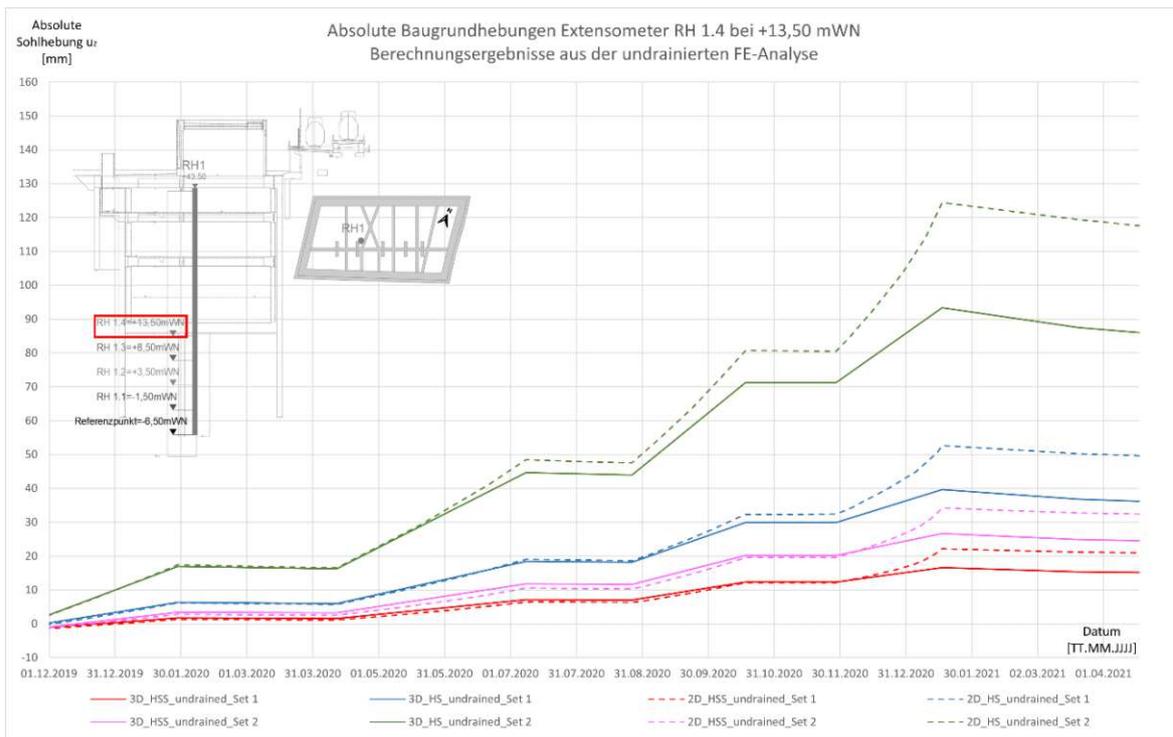


Abb. 6.22: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

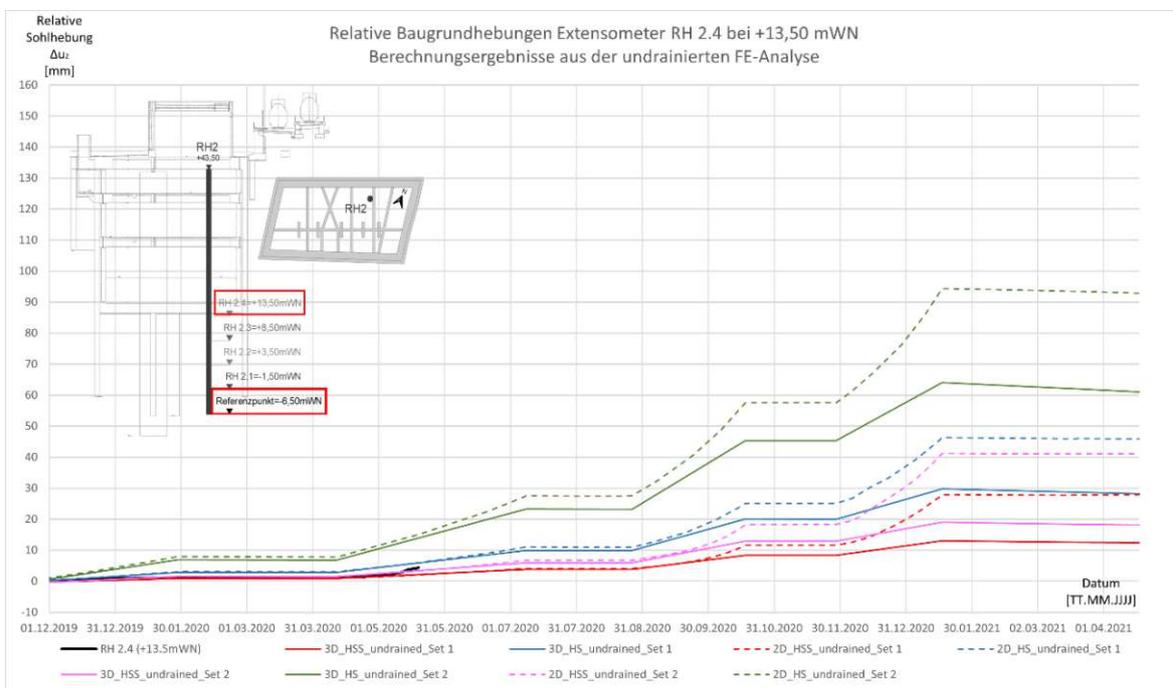


Abb. 6.23: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

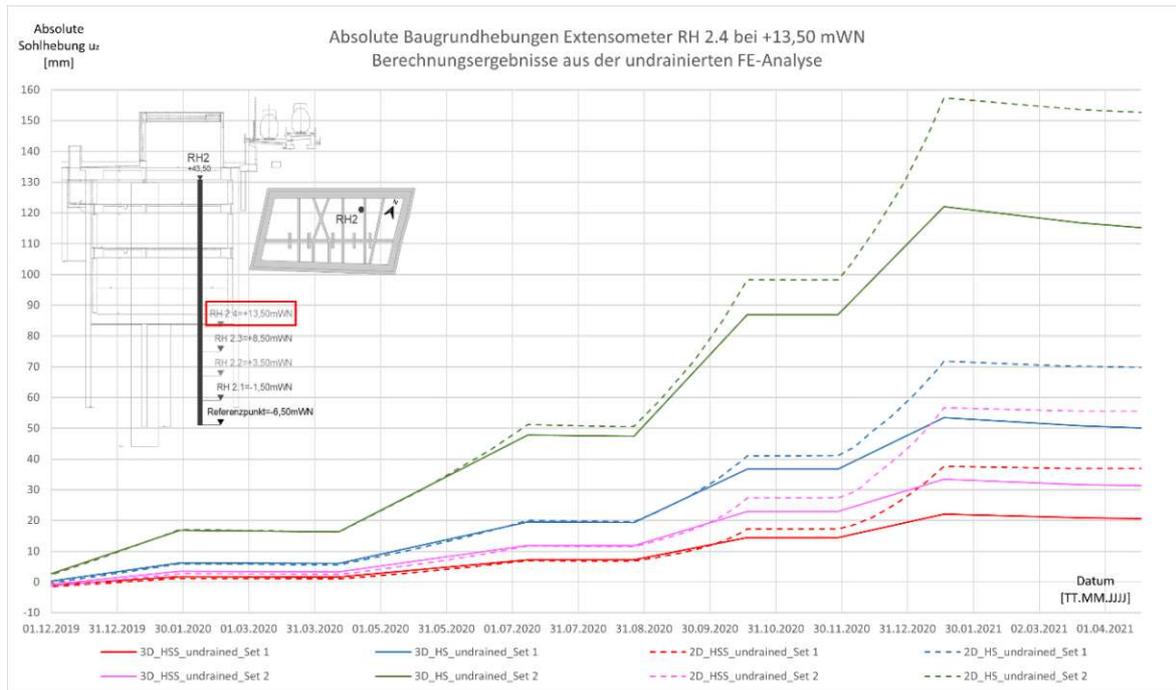


Abb. 6.24: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

In Abbildung 6.25 werden die mit dem 3D-HSS-Modell und Bodenparameterset 2 errechneten Baugrundhebungen in der Berechnungsphase vor Einbau der Bodenplatte in einem Horizontalschnitt dargestellt. Dabei werden rund 10 mm größere Hebungen der Aushubsohle errechnet als bei der gekoppelten Analyse (siehe Abbildung 6.31).

Vergleicht man die in Abbildung 6.26 gezeigten Baugrundhebungen aus der undrainierten Analyse mit den Baugrundhebungen aus der Konsolidationsberechnung (siehe Abbildung 6.32) kann festgestellt werden, dass in der undrainierten Analyse ein größerer Teil des Bodens unter der Aushubsohle mobilisiert wird und Vertikalverschiebungen ausgesetzt ist. Die Baugrundhebungen klingen in der Tiefe vergleichsweise langsam ab, sodass tiefere Regionen im Vergleich zu den Berechnungsergebnissen der Konsolidationsberechnung größere Hebungen aufweisen. Das ist auf die der undrainierten Berechnung zugrunde gelegten volumenkonstanten Bodenverformung zurückzuführen. Die größte berechnete Hebung der Aushubsohle beträgt 39 mm und im Bereich der Oberfläche werden bis zu 16 mm große Setzungen errechnet.

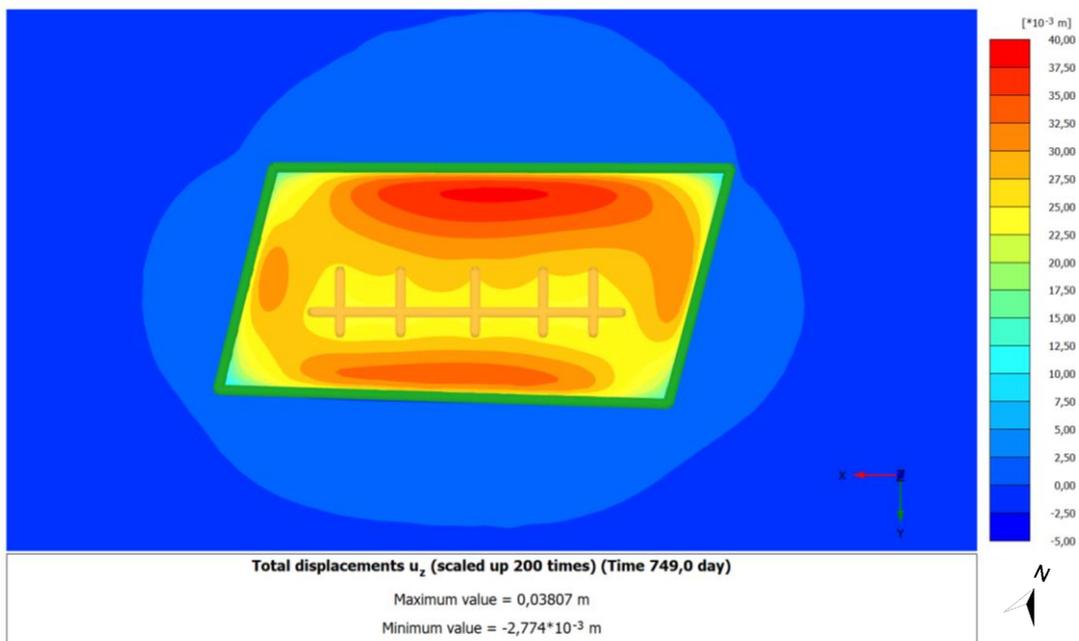


Abb. 6.25: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der undrainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 vor Einbau der Bodenplatte; Horizontalschnitt bei +13,65 mWN im Bereich der tiefsten Aushubsohle

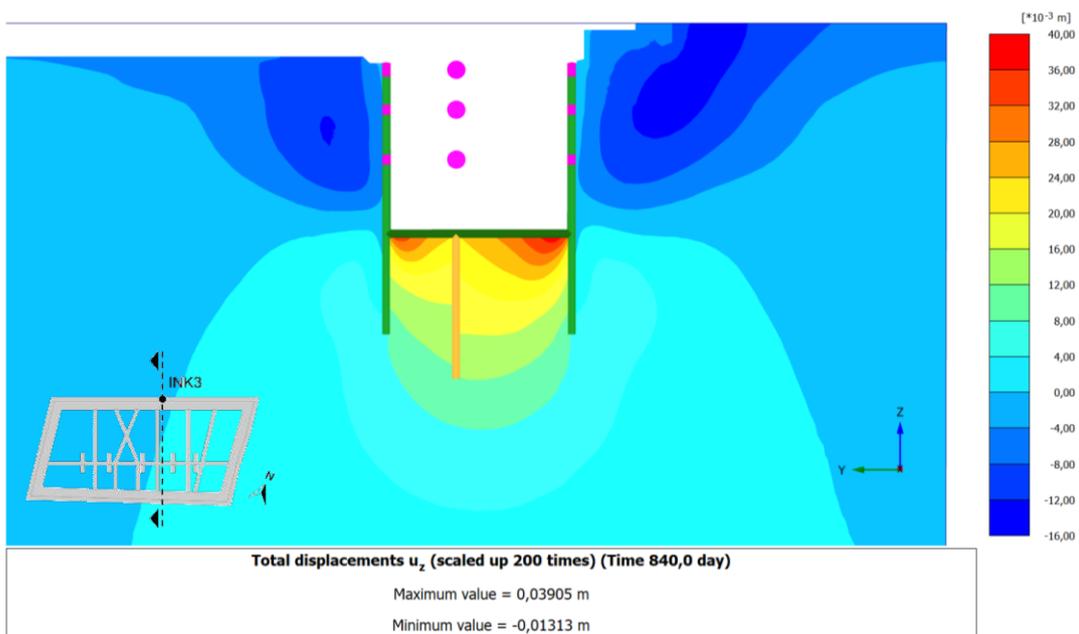


Abb. 6.26: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der undrainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inclinometers 3

6.2.3 Berechnungsergebnisse aus der Konsolidationsanalyse

In Abbildung 6.27 werden die Ergebnisse aus der gekoppelten FE-Analyse den Extensometermessergebnissen des Messpunktes RH 1.4 gegenübergestellt. In Abbildung 6.28 werden die aus der gekoppelten FE-Berechnung errechneten absoluten Baugrundverformungen dargestellt.

Dabei zeigt sich, dass die mit dem Bodenparameterset 2 und HS-Stoffmodell (grüne Linien) ermittelten Baugrundverformungen die erfassten Sohlhebungen überschreiten. Im Gegensatz dazu unterschreiten die mit dem Bodenparameterset 1 und dem HSS-Modell (rote Linien) ermittelten Sohlhebungen die Extensometermessergebnisse. Die Berechnungsergebnisse der übrigen Modelle bilden den Messkurvenverlauf hinreichend gut nach.

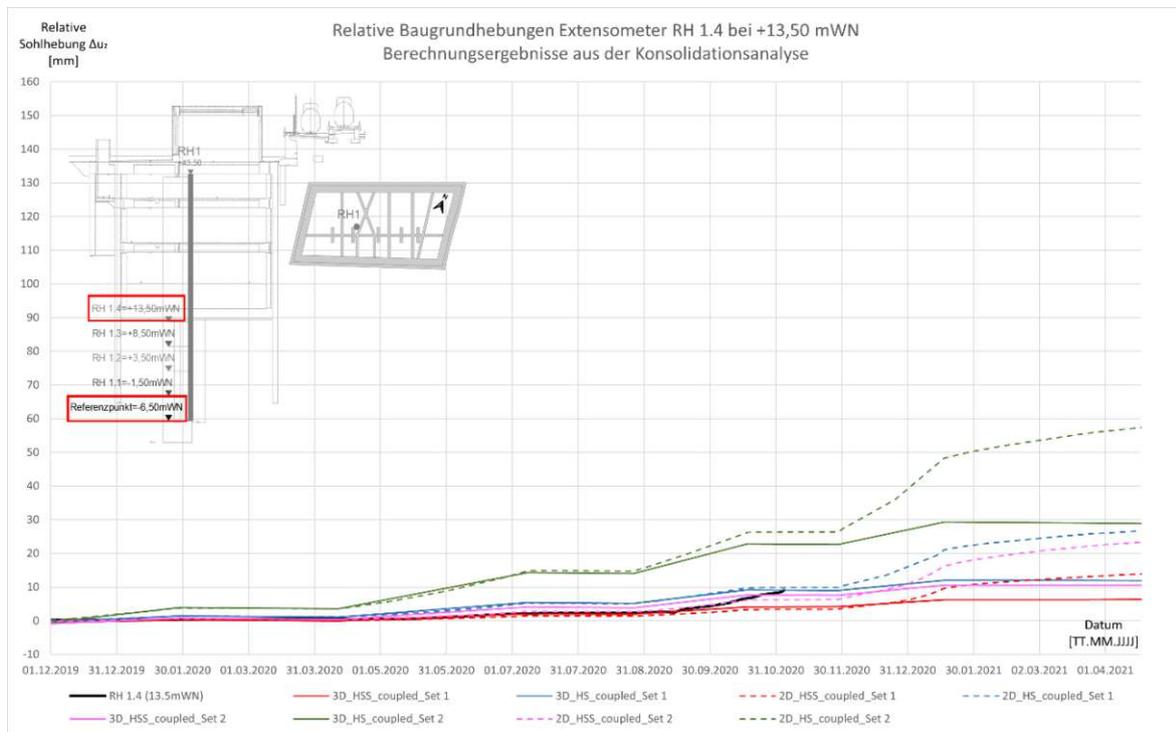


Abb. 6.27: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

In Abbildung 6.29 werden die Berechnungsergebnisse aus der gekoppelten Analyse den durch das Extensometer RH 2 erfassten Hebungen der Baugrubensohle gegenübergestellt. Die Extensometermessstelle RH 2 ist dabei zwischen der nördlichen Außenschlitzwand und den Mittelschlitzwänden positioniert. Die Extensometermessergebnisse decken sich weitestgehend mit den Berechnungsergebnissen der 3D-Modelle aus der gekoppelten Analyse, wobei die mit dem Bodenparameterset 1 errechneten Baugrundhebungen analog zu der Beobachtung in Abbildung 6.27 die Messergebnisse unterschreiten. In Abbildung 6.30 werden die Berechnungsergebnisse der in der Konsolidationsberechnung ermittelten, absoluten Baugrundhebungen gezeigt.

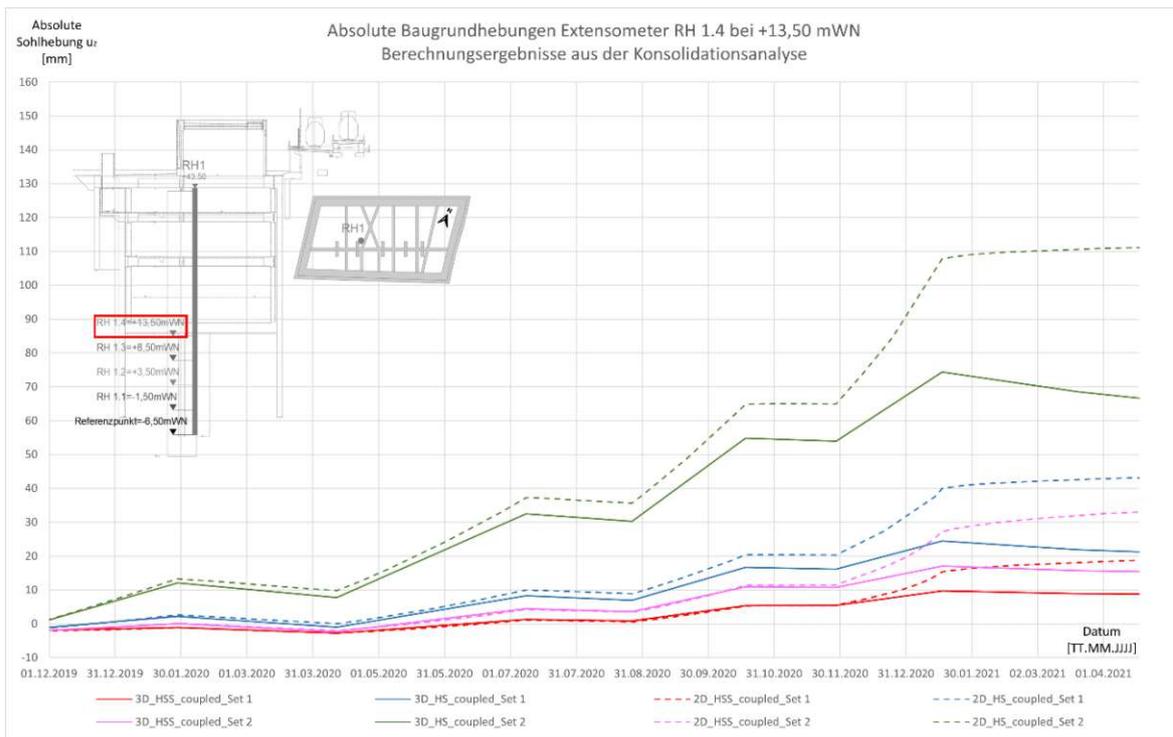


Abb. 6.28: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

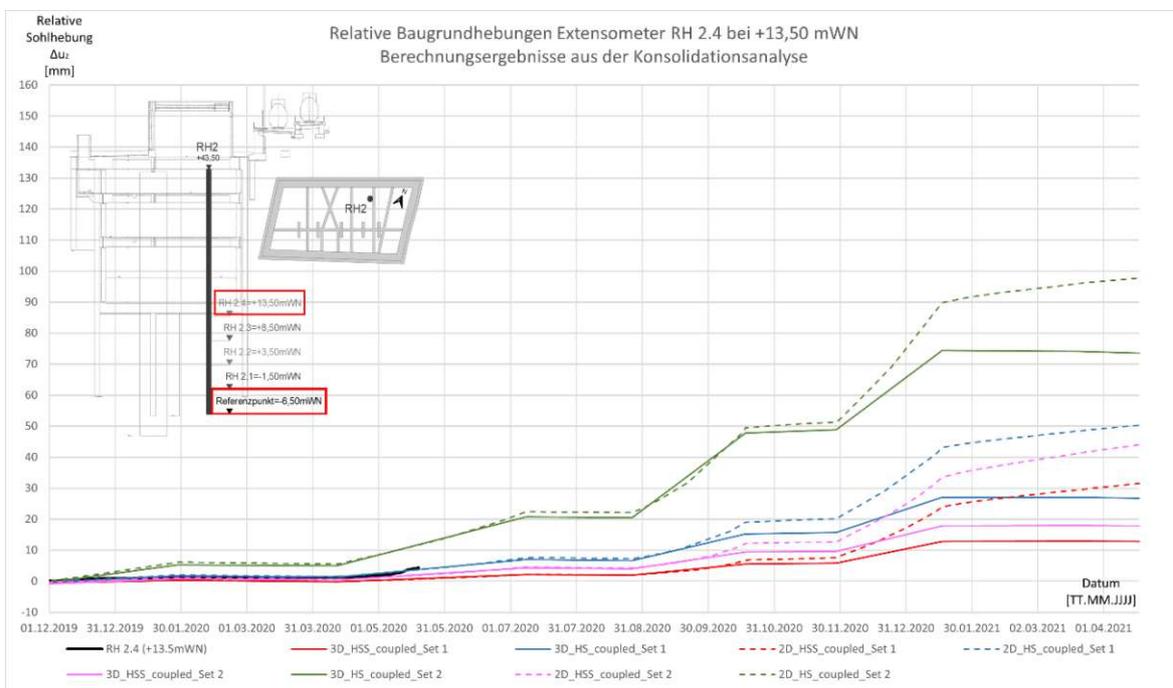


Abb. 6.29: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

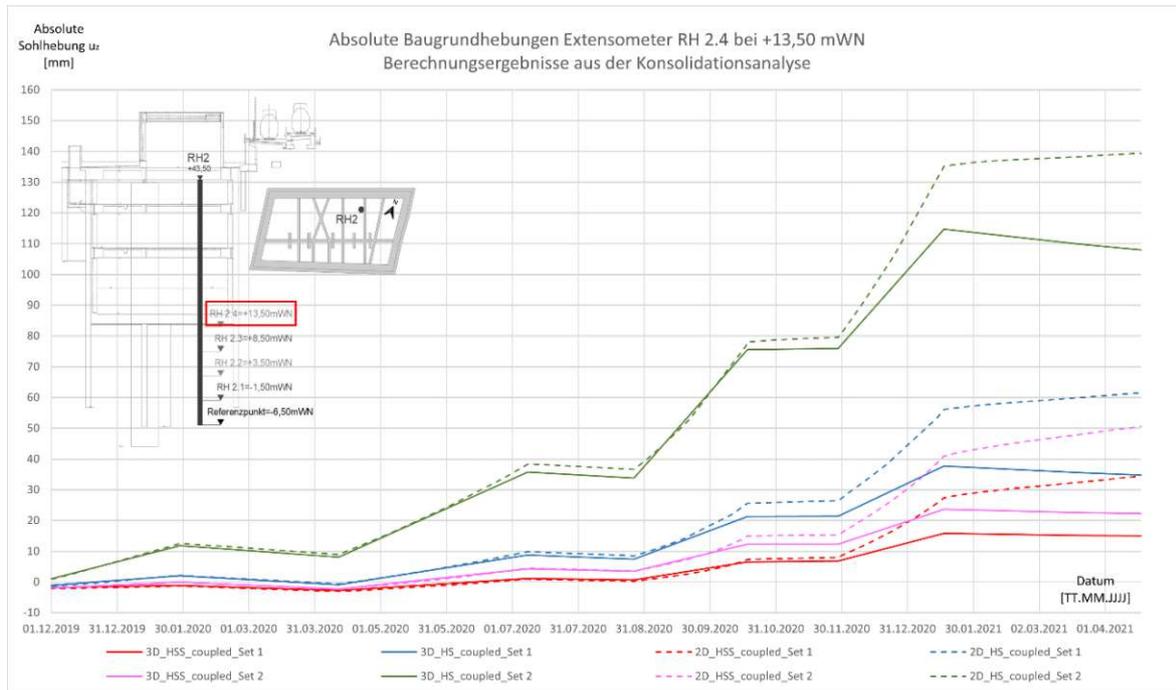


Abb. 6.30: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

In Abbildung 6.31 werden die mit dem 3D-Modell errechneten, vertikalen Baugrundverformungen aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 vor dem Einbau der temporären Stahlaussteifungen in einem Horizontalschnitt dargestellt. Dabei ist gut zu erkennen, wie sich zwischen den Mittelpfeilern und den Außenschlitzwänden ein Verformungsgewölbe im Boden ausbildet, dass im Bereich des Gewölbestiches eine maximale Sohlhebung von rund 28 mm aufweist. Unmittelbar neben den Mittelschlitzwänden werden Hebungen zwischen 14 mm und 18 mm ermittelt. Gemäß Abbildung 6.31 erkennt man, dass die größten Sohlhebungen baugrubenseitig knapp unter der nördlichen Außenschlitzwand errechnet werden und in Richtung der Mittelschlitzwände abklingen.

In Abbildung 6.32 sind die Hebungen der Aushubsohle nach dem Ausbau der temporären Stahlaussteifungen in einem Vertikalschnitt dargestellt. Man erkennt, dass die Sohlhebungen im Bereich der Bodenplattenunterkante aufgrund des Konsolidationsprozesses und der knapp 100 verstrichenen Tage zwischen dem Endaushub und dem Ausbau der Stahlaussteifung auf rund 37 mm angewachsen sind. Umlagerungsprozesse zufolge des Ausbaues der Stahlaussteifungen sind mitunter auch ein Grund für die größer errechneten Sohlhebungen in der finalen Berechnungsphase.

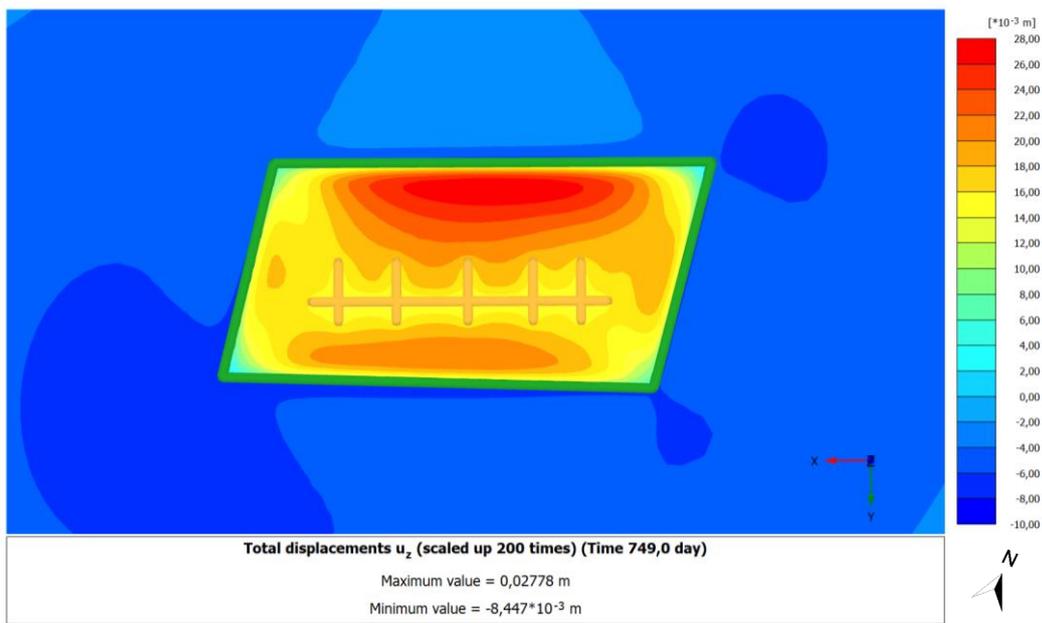


Abb. 6.31: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 vor Einbau der Bodenplatte; Horizontalschnitt bei +13,65 mWN im Bereich der tiefsten Aushubsohle

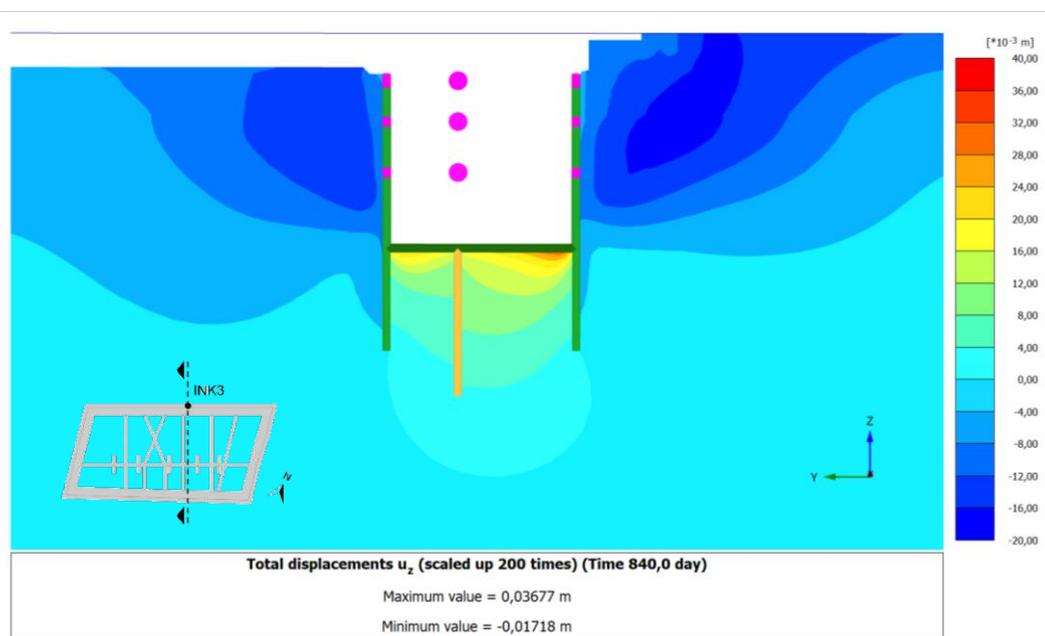


Abb. 6.32: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3

6.2.4 Vergleich der Berechnungsmethoden und Interpretation der Ergebnisse

Die in den vorigen Abschnitten durchgeführte Auswertung der Baugrundhebungen hat gezeigt, dass das 3D-Modell mit dem Bodenparametersatz 2 die gemessenen Baugrundhebungen am besten wiedergeben kann. In Abbildung 6.33 und Abbildung 6.34 werden die mit den drei unterschiedlichen Berechnungsverfahren ermittelten Baugrundhebungen dieser Modelle den Messergebnissen der Extensometermesspunkte RH 2.4 und RH 1.4 gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass die Konsolidationsberechnung und die undrainierte Analyse die gemessenen Hebungen der Aushubsohle am besten reproduzieren. Die aus der drainierten Analyse ermittelten anfänglichen Baugrundsetzungen und Abweichungen zu den Messergebnissen in Abbildung 6.33 bestätigen die Annahme, dass keine rein drainierten Verhältnisse für den in dieser Arbeit betrachteten Zeitraum vorliegen.

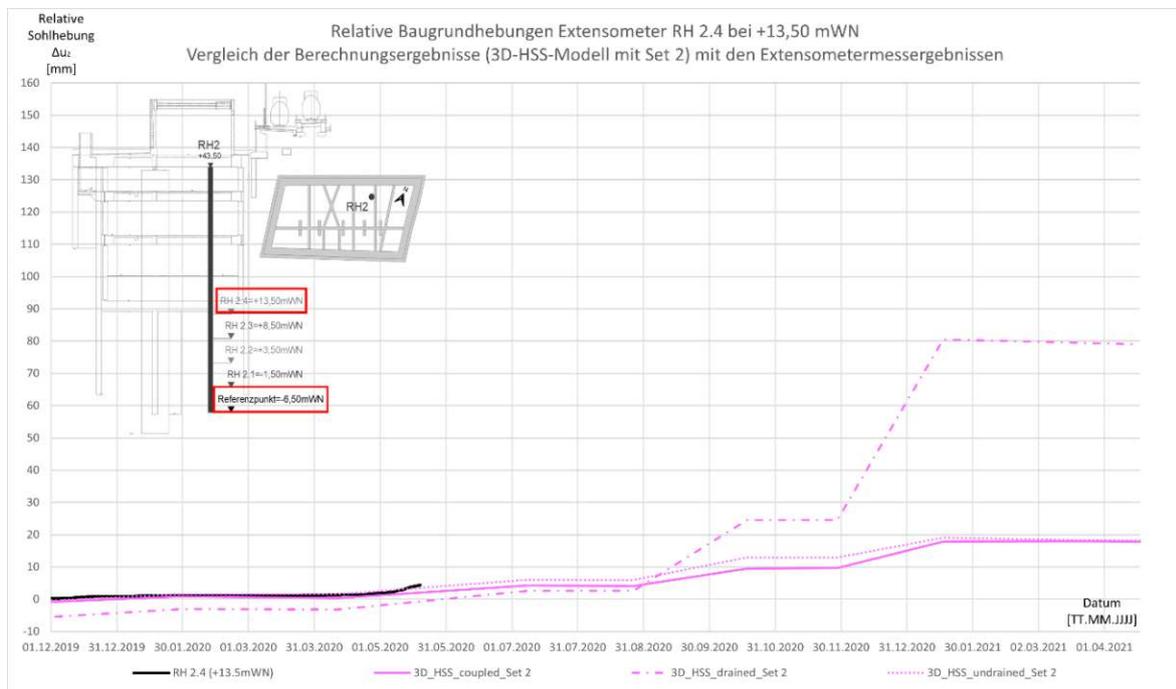


Abb. 6.33: Vergleich der errechneten Baugrundhebungen der unterschiedlichen Berechnungsverfahren aus dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 mit den Messergebnissen des Extensometers RH 2.4

Um die Berechnungsergebnisse miteinander vergleichen zu können, werden die größten errechneten Baugrundhebungen jedes Berechnungsmodells tabellarisch zusammengefasst. Für den Vergleich werden die errechneten absoluten Hebungen der Aushubsohle im Bereich des Extensometermesspunktes RH 2.4 verwendet. Als Referenzwert für die Berechnung der prozentuellen Abweichung werden je nach zu untersuchenden Fragestellung die Berechnungsergebnisse aus dem HSS-Modell, der Konsolidationsberechnung, dem Bodenparameterset 2 oder dem 3D-Berechnungsmodell herangezogen. Für die in diesem Abschnitt gezeigten Tabellen werden die Zelleneinträge, die das 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 2 betreffen, fett hervorgehoben, da mit dieser Modellkonfiguration die Extensometermessergebnisse am besten reproduziert werden konnten.

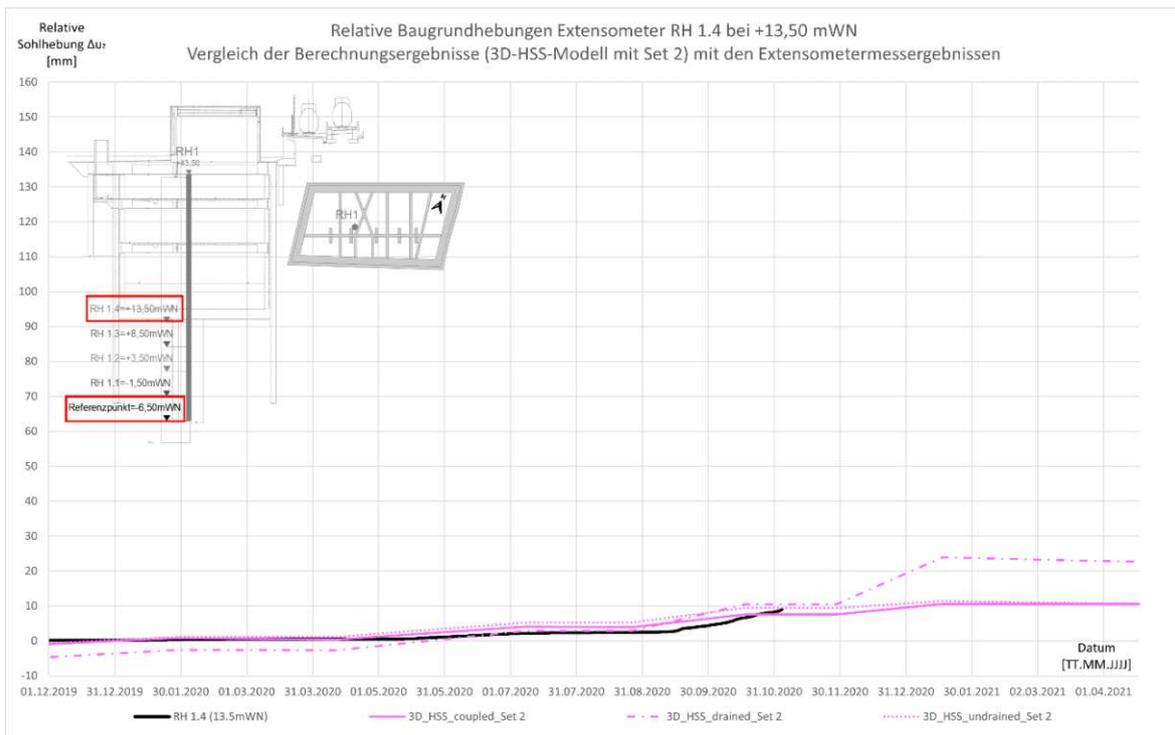


Abb. 6.34: Vergleich der errechneten Baugrundhebungen der unterschiedlichen Berechnungsverfahren aus dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 mit den Messergebnissen des Extensometers RH 1.4

In Tabelle 6.7 wird anhand des Vergleichs zwischen den Berechnungsergebnissen des HS-Modells und des HSS-Modells verdeutlicht, wie stark sich die erhöhte Bodensteifigkeit bei kleinen Dehnungen (*small strain stiffness*) auf das Verformungsverhalten der Baugrubensohle auswirkt. Die mit dem HSS-Modell ermittelten Baugrundhebungen sind für alle Modellkonfigurationen kleiner als die mit dem HS-Modell ermittelten Hebungen. Wie in Tabelle 6.7 ersichtlich, beträgt die größte Abweichung zwischen den ermittelten Sohlhebungen 385 %, wobei der Einfluss der *small strain stiffness* auf die Baugrundhebungen mit steigenden HS-Steifigkeitsparametern sinkt. Die erhöhte Bodensteifigkeit bei kleinen Dehnungen (*small strain stiffness*) hat also einen sehr großen Einfluss auf das Verformungsverhalten der Baugrubensohle und sollte in FE-Berechnungen berücksichtigt werden, da sonst zu große Baugrundhebungen im Bereich der Schachtsohle errechnet werden.

Tab. 6.7: Vergleich der Baugrundhebungen für die Stoffmodelle HS und HSS bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Baugrundhebungen im Bereich der Schachtsohle (RH2.4 bei +13,50 mWN) Vergleich zwischen den Stoffmodellen HSS / HS						
Modellkonfiguration			HSS (Referenz)	HS		
			$u_{z,max}$ [mm]	$u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	3D	Set 1	16	38	139%	
		Set 2	24	115	385%	
	2D	Set 1	34	62	79%	
		Set 2	51	139	176%	
Undrainiert	3D	Set 1	22	53	142%	
		Set 2	33	122	265%	
	2D	Set 1	38	72	91%	
		Set 2	57	157	178%	
Drainiert	3D	Set 1	45	70	54%	
		Set 2	86	168	96%	
	2D	Set 1	84	118	41%	
		Set 2	157	247	58%	

In Tabelle 6.8 werden die Berechnungsergebnisse der gekoppelten Berechnung den Ergebnissen der undrainierten und drainierten Analyse gegenübergestellt. Die undrainierte Berechnung führt zu bis zu 42 % größeren Sohlhebungen, wohingegen die Ergebnisse aus der drainierten Analyse die Berechnungsergebnisse der Konsolidationsanalyse um bis zu 263 % überschreiten. Die aus der drainierten und undrainierten Berechnung ermittelten Sohlhebungen sind im Vergleich zu den Ergebnissen aus der Konsolidationsberechnung viel geringer, da der durch den Konsolidationsprozess entstehende Porenwasserunterdruck (*negative excess pore water pressure*) sich günstig auf das Verformungsverhalten des Bodens unterhalb der Schachtsohle auswirkt.

Tab. 6.8: Vergleich der Baugrundhebungen für die Berechnungsarten Konsolidation, Drainiert, Undrainiert bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Baugrundhebungen im Bereich der Schachtsohle (RH2.4 bei +13,50 mWN) Vergleich zwischen den Berechnungsarten Undrainiert / Konsolidation / Drainiert									
Modellkonfiguration			Konsolidation (Referenz)	Drainiert			Undrainiert		
			$u_{z,max}$ [mm]	$u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]		$u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
HSS	3D	Set 1	16	45	187%		22	40%	
		Set 2	24	86	263%		33	42%	
	2D	Set 1	34	84	144%		38	9%	
		Set 2	51	157	209%		57	12%	
HS	3D	Set 1	38	70	85%		53	42%	
		Set 2	115	168	46%		122	6%	
	2D	Set 1	62	118	92%		72	17%	
		Set 2	139	247	77%		157	13%	

In Tabelle 6.9 werden die maximalen Baugrundhebungen der zwei Bodenparametersets Set 1 und Set 2 miteinander verglichen. Mit dem Bodenparameterset 1 werden unter Anwendung des HS-Stoffmodells bis zu 67 % geringere Hebungen der Aushubsohle errechnet. Die Abweichung zwischen den errechneten Baugrundverformungen ist bei Verwendung des HSS-Stoffmodells bei der gekoppelten und undrainierten Analyse mit rund 33 % ungefähr halb so groß wie bei Anwendung des HS-Stoffmodells. Dies zeigt, dass die erhöhte Bodensteifigkeit des Bodenparametersets 1 einen starken Einfluss auf das Verformungsverhalten der Baugrubensohle hat. Dieser Effekt vergrößert sich bei den Berechnungen mit dem HSS-Stoffmodell nochmal deutlich. Dies spiegelt die in Tabelle 6.7 gezeigte Abhängigkeit der *Small Strains* von der Steifigkeit des Bodens wider.

Tab. 6.9: Vergleich der Baugrundhebungen für die Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) und Set 2 (Laborversuche) bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Baugrundhebungen im Bereich der Schachtsohle (RH2.4 bei +13,50 mWN) Vergleich zwischen den Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) / Set 2 (Laborversuche)						
Modellkonfiguration			Set 2 (Referenz)	Set 1		
			$u_{z,max}$ [mm]	$u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	3D	HS	115	38		-67%
		HSS	24	16		-33%
	2D	HS	139	62		-56%
		HSS	51	34		-32%
Undrainiert	3D	HS	122	53		-56%
		HSS	33	22		-34%
	2D	HS	157	72		-54%
		HSS	57	38		-34%
Drainiert	3D	HS	168	70		-58%
		HSS	86	45		-47%
	2D	HS	247	118		-52%
		HSS	157	84		-46%

Vergleicht man die errechneten Baugrundhebungen aus dem 2D-Modell mit den Ergebnissen aus dem 3D-Modell (siehe Tabelle 6.10), zeigt sich, dass in dem 2D-Modell bis zu 117 % größere Sohlhebungen errechnet werden. Das ist auf räumliche Effekte zurückzuführen, wie beispielsweise die Gewölbewirkung im Bereich der Aushubsohle (siehe Abschnitt 6.2.3), die in den ebenen Berechnungsmodellen außer Acht gelassen werden. Verzichtet man auf die Modellierung in 3D, werden je nach verwendetem Stoffmodell und angewendeter Berechnungsweise bis zu doppelt so große Sohlhebungen im 2D-Modell errechnet.

Tab. 6.10: Vergleich der Baugrundhebungen zwischen dem 2D-Berechnungsmodell und dem 3D-Berechnungsmodell bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Baugrundhebungen im Bereich der Schachtsohle (RH2.4 bei +13,50 mWN) Vergleich zwischen dem 3D-Berechnungsmodell und dem 2D-Berechnungsmodell						
Modellkonfiguration			3D (Referenz)	2D		
			$u_{z,max}$ [mm]	$u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	HSS	Set 1	16	34	117%	
		Set 2	24	51	114%	
	HS	Set 1	38	62	63%	
		Set 2	115	139	21%	
Undrainiert	HSS	Set 1	22	38	70%	
		Set 2	33	57	69%	
	HS	Set 1	53	72	34%	
		Set 2	122	157	29%	
Drainiert	HSS	Set 1	45	84	85%	
		Set 2	86	157	82%	
	HS	Set 1	70	118	69%	
		Set 2	168	247	47%	

Im Gegensatz zu den Inclinometermessungen aus Abschnitt 6.1 endeten die Extensometermessungen RH 1.4 und RH 2.4 frühzeitiger, sodass die maximal aufgetretenen Hebungen der Aushubsohle bei Erreichen der Endaushubtiefe des Schachtes nicht erfasst werden konnten. Ein direkter Vergleich der errechneten Maximalhebungen der Aushubsohle mit den Extensometermessergebnissen kann deshalb nicht durchgeführt werden. In Tabelle 6.11 sind die Berechnungsergebnisse zusammengefasst. Die Berechnungsergebnisse des 3D-HSS-Modells unter Anwendung des Bodenparametersets 2 (Laborversuche) sind dabei hervorgehoben, da mit diesem Modell die Extensometermessergebnisse hinreichend gut reproduziert werden können. Da die maximalen Sohlhebungen durch die frühzeitige Beendigung der Extensometermessungen nicht erfasst werden konnten, können Aussagen

über die Performance der den Berechnungen zugrunde gelegten Drainageverhältnissen (drainiert, undrainiert, Konsolidation) nur bedingt angestellt werden. Mit dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 werden maximale Sohlhebungen zwischen 24 mm und 86 mm errechnet. Die Berechnungsergebnisse weisen aufgrund der guten Übereinstimmung des gemessenen Hebungsverlaufs in früher Bauphase zwar auf ein undrainiertes bzw. teildrainiertes Bodenverhalten (Konsolidationsberechnung) hin (siehe Abbildung 6.33 und Abbildung 6.34), jedoch kann nicht ausgeschlossen werden, dass die Berechnungsergebnisse der drainierten Analyse das Verformungsverhalten der Aushubsohle ebenfalls hinreichend gut wiedergeben.

Tab. 6.11: Zusammenfassung der errechneten maximalen Sohlhebungen im Bereich des Extensometermesspunktes RH 2.4 bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Zusammenfassung der Berechnungsergebnisse der maximalen Sohlhebungen im Bereich des Extensometerpunktes RH 2.4 bei +13,50mWN				
Modellkonfiguration				Maximale Sohlhebung $u_{z,max}$ [mm]
Konsolidation	HSS	Set 1	3D	16
			2D	34
		Set 2	3D	24
			2D	51
	HS	Set 1	3D	38
			2D	62
		Set 2	3D	115
			2D	139
Undrainiert	HSS	Set 1	3D	22
			2D	38
		Set 2	3D	33
			2D	57
	HS	Set 1	3D	53
			2D	72
		Set 2	3D	122
			2D	157
Drainiert	HSS	Set 1	3D	45
			2D	84
		Set 2	3D	86
			2D	157
	HS	Set 1	3D	70
			2D	118
		Set 2	3D	168
			2D	247

Neben den Extensometermessergebnissen RH 1.4 und RH 2.4 in Höhe der Aushubsohle bei +13,50 mWN, werden im Zuge dieser Diplomarbeit auch die errechneten Baugrundhebungen unterhalb der Sohle den Extensometermessergebnissen bei +8,50 mWN (RH 1.3 und RH 2.3), +3,50 mWN (RH 1.2 und RH 2.2) und -1,50 mWN (RH1.1 und RH 2.1) gegenübergestellt. Die restlichen Berechnungsergebnisse werden im Anhang in den Abbildungen A.7 bis A.48 dargestellt. Dabei stimmen die errechneten Baugrundhebungen des 3D-HSS-Modelles mit den Bodenparameterset 2 (Laborversuche) auch mit den Extensometermessergebnissen unterhalb der Aushubsohle hinreichend gut überein.

6.3 Hebung der mittleren Schlitzwandpfeiler

Für die Gegenüberstellung der messtechnisch erfassten Hebungen der Mittelschlitzwände mit den Ergebnissen der FE-Berechnung, werden die Ergebnisse der Schlauchwaagenmessungen und der geodätischen Messungen im Bereich des Mittelpfeilers 3 aus Abschnitt 2.4.2 herangezogen. Dabei wird zwischen den relativ erfassten Hebungen aus den Messdaten der Schlauchwaage 3 und den absolut erfassten Hebungen aus den geodätischen Messdaten des Messpunktes AR 3 unterschieden.

Bei den durch die Schlauchwaage 3 erfassten Hebungen handelt es sich um Differenzverschiebungen Δu_z zwischen der westlichen Außenschlitzwand (Messpunkt T1) und dem Mittelpfeiler 3. Die durch das Höhennivellement erfassten Vertikalverschiebungen u_z entsprechen den absoluten Vertikalverschiebungen des jeweils betrachteten Bauteils in Abhängigkeit zu den vor dem Aushub N-2 erfolgten Nullmessungen. Die maximale erfasste Hebung des Mittelpfeilers 3 beträgt rund 25 mm relativ zur westlichen Außenschlitzwand und 36 mm absolut (siehe Abschnitt 2.4.2).

Um die Berechnungsergebnisse mit den Schlauchwaagenmessungen vergleichen zu können, müssen die im Berechnungsmodell errechneten Vertikalverschiebungen $u_{z,T1}$ der westlichen Schlitzwand im Bereich des Messpunktes T1 von den errechneten Vertikalverschiebungen $u_{z,SW3}$ der Mittelschlitzwand gemäß Gleichung (6.5) abgezogen werden. Für die Gegenüberstellung der durch das Höhennivellement erfassten absoluten Vertikalverschiebungen mit den Berechnungsergebnissen, werden die im Bereich des Mittelpfeilers 3 errechneten Vertikalverschiebungen gemäß Gleichung (6.6) herangezogen.

$$\Delta u_z = u_{z,SW3} - u_{z,T1} \quad \text{für die relative Auswertung} \quad (6.5)$$

$$u_z = u_{z,SW3} \quad \text{für die absolute Auswertung} \quad (6.6)$$

Gemäß des *Technischen Ausführungskonzepts der Verformungsüberwachung und des Hebungsausgleichs* [62] wurden die Pressen ab einer Vertikalverformung von 5 mm abgesenkt, um den Zwang, der sich in den Aussteifungsträgern einstellen würde, abzubauen (siehe Abschnitt 2.4.4). Aufgrund der komplexen Auflagersituation im Bereich der Pressenlagerung auf den Mittelschlitzwänden werden die Kompensationsmaßnahmen in den Berechnungsmodellen nicht berücksichtigt, sodass zu geringe Mittelschlitzwandhebungen errechnet werden. Um dennoch die durchgeführten Pressenabsenkungen in den Diagrammen zu berücksichtigen, werden die errechneten Vertikalverschiebungen in Abhängigkeit der erfassten Mittelpfeilerhebung relativ zur Außenschlitzwand aus [54] ab einer Relativhebung von 5 mm jeweils um 5 mm erhöht. Die errechneten Mittelpfeilerhebungen werden somit zwei Mal um jeweils 5 mm erhöht, wodurch in den Diagrammen insgesamt zwei Hebungskompensationen mit einem Hebungsausgleich in Höhe von 10 mm (2×5 mm) simuliert werden. Dadurch können die erfolgten Hebungskompensationen in den folgenden Diagrammen stark vereinfacht berücksichtigt werden.

Die Gegenüberstellung der adaptierten Berechnungsergebnisse mit den Messergebnissen erfolgt in drei Diagrammen, die sich in der Berechnungsart der Modelle unterscheiden

(drainiert, undrainiert, Konsolidation), wobei auf der Abszisse die Zeit aufgetragen ist und die Angaben auf der Ordinate den relativen Vertikalverschiebungen Δu_z bzw. den absoluten Vertikalverschiebungen u_z der Mittelschlitzwände in Millimetern entsprechen.

6.3.1 Analyse der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand

In Abbildung 6.35, Abbildung 6.36 und Abbildung 6.37 werden die durch das Schlauchwaagenmesssystem erfassten relativen Hebungen der Mittelschlitzwand Δu_z mit den Berechnungsergebnissen aus der drainierten, undrainierten und gekoppelten FE-Analyse verglichen.

Bei Betrachtung der Diagramme zeigt sich, dass die mit dem 2D-HS-Modell und dem Bodenparameterset 2 errechneten Schlitzwandhebungen (grüne Strichlinien) die Messergebnisse um bis zu 30 mm überschreiten (siehe Abbildung 6.35). Mit dem 3D-Modell derselben Modellkonfiguration (grüne Volllinie) werden die Messergebnisse um bis zu 15 mm überschritten. Die Abweichung der errechneten Pfeilerhebungen ist auf die Vernachlässigung räumlicher Effekte (Gewölbeausbildung im Bereich der Sohle) in der ebenen Berechnung zurückzuführen. Die durch das 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 1 (Feldparameter) errechneten Hebungen (rote Volllinie) unterschreiten hingegen die Messergebnisse. Eine gute Reproduzierung der Messerwerte ergibt sich unter Anwendung des 3D-HS-Modells mit dem Bodenparameterset 1 (blaue Volllinie).

Die durch das 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 2 (pinke Volllinie) errechneten Hebungen decken sich, trotz stellenweiser Unterschreitung der Messergebnisse um bis zu 7 mm, ebenfalls hinreichend gut mit den Messergebnissen. Unter der Rücksichtnahme, dass stark vereinfachte Annahmen für die Berücksichtigung der Kompensationsmaßnahmen bei der Auswertung der Berechnungsergebnisse getroffen werden, kann das 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 2 auch für die Hebungen der Mittelschlitzwände als ausreichend genaues Berechnungsmodell identifiziert werden.

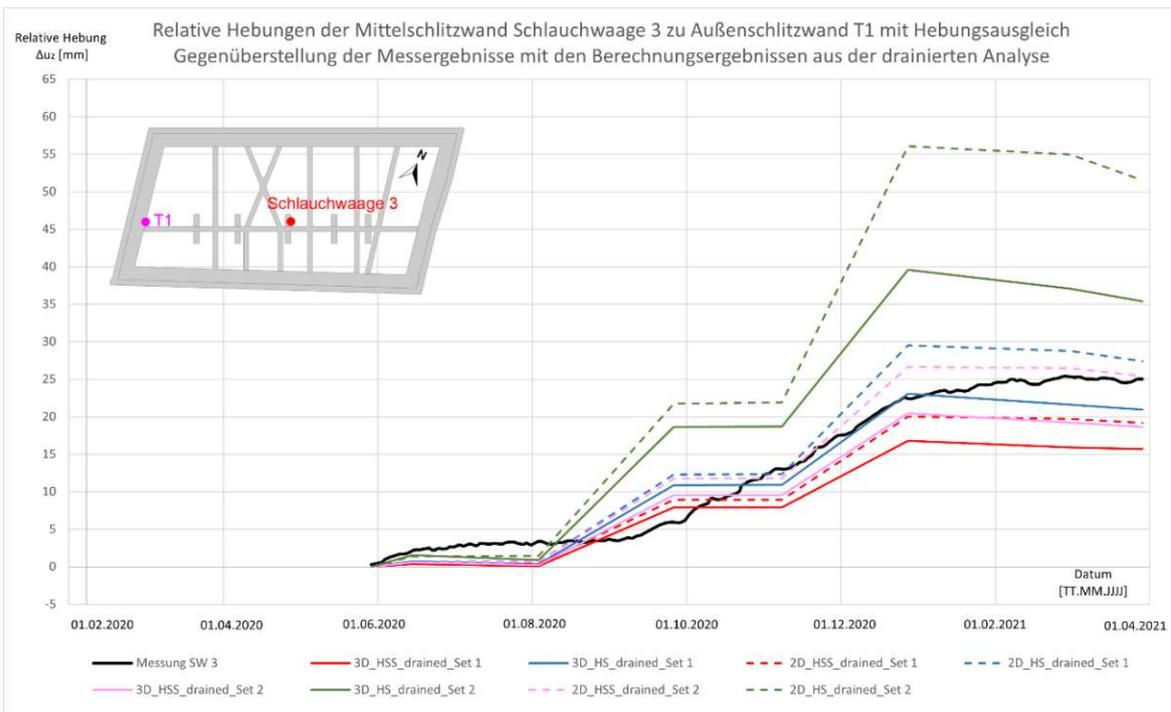


Abb. 6.35: Relative Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten Analyse

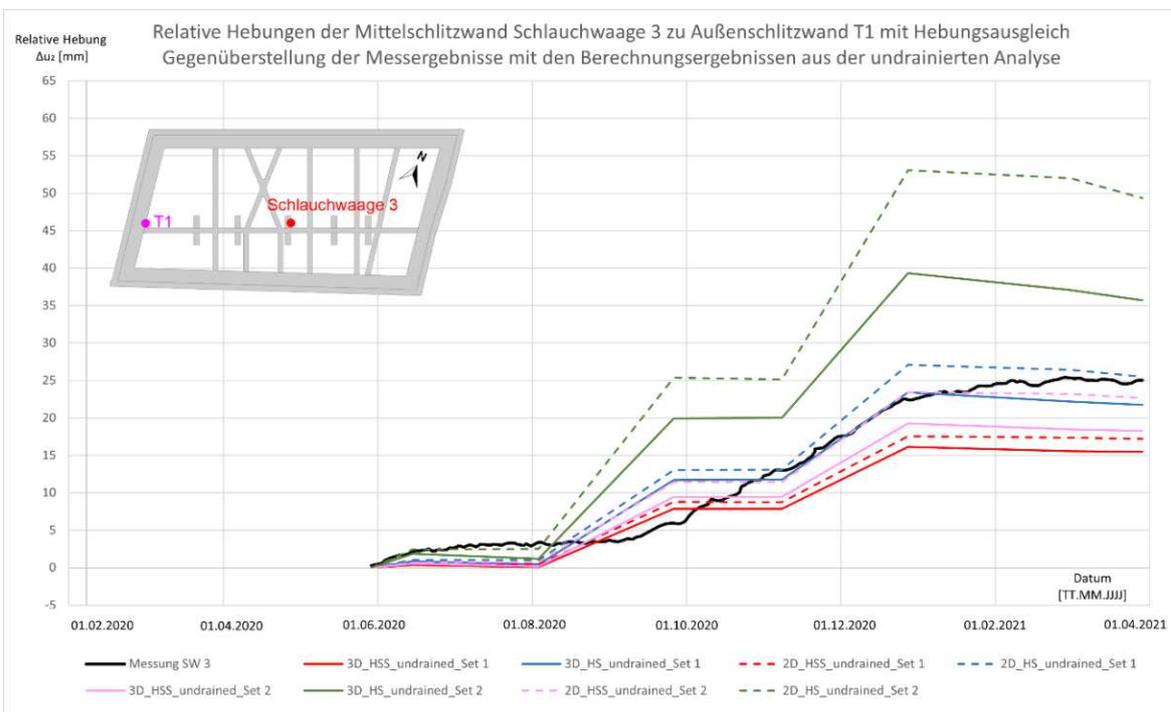


Abb. 6.36: Relative Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten Analyse

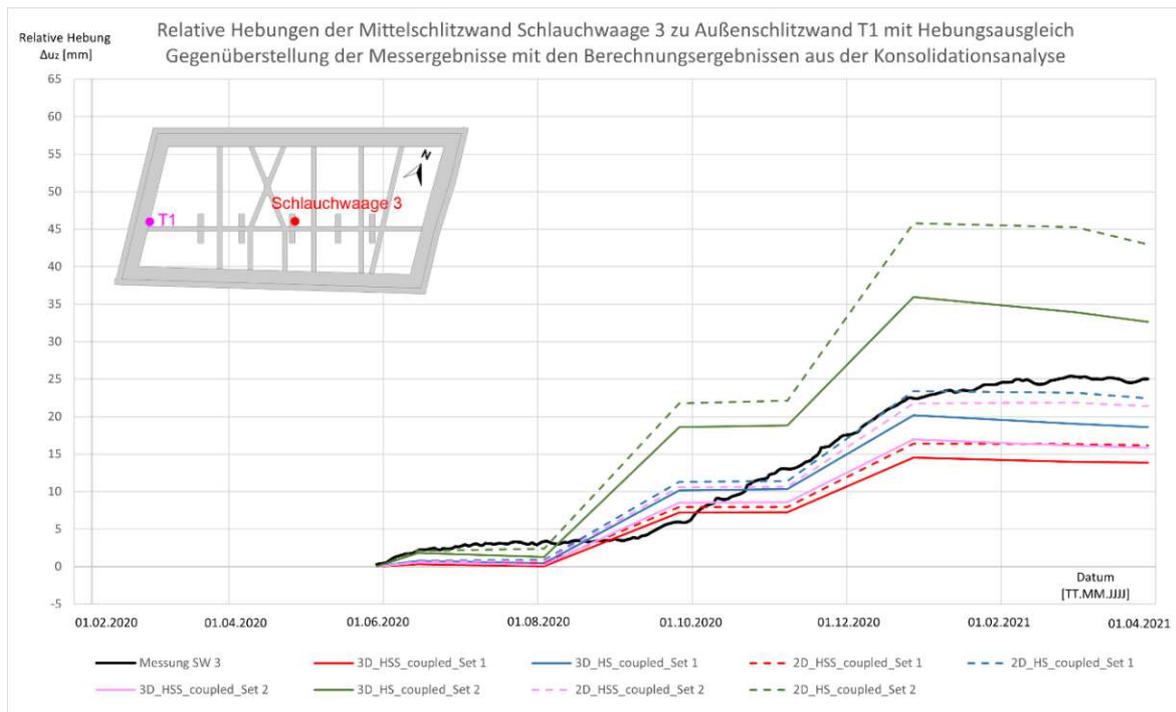


Abb. 6.37: Relative Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

Um die Ergebnisse der FE-Berechnungen untereinander vergleichen zu können, werden die größten errechneten Relativhebungen der Mittelschlitzwand jedes Berechnungsmodells in Tabellen zusammengefasst und in Abhängigkeit der Fragestellung miteinander in Zusammenhang gebracht. Als Referenzwert für die Berechnung der prozentuellen Abweichung werden je nach untersuchter Fragestellung die Berechnungsergebnisse aus dem HSS-Modell, der Konsolidationsberechnung, dem Bodenparameterset 2 oder dem 3D-Berechnungsmodell verwendet, da diese die erfassten Hebungen der Mittelschlitzwand am besten reproduzieren.

In Tabelle 6.12 werden die errechneten Schlitzwandhebungen der HS-Modelle den Berechnungsergebnissen der HSS-Modelle gegenübergestellt. Mit den HS-Modellen unter Anwendung des Bodenparametersets 2 (Laborversuche) werden zwischen 93 % und 127 % größere Schlitzwandhebungen berechnet als mit den HSS-Modellen unter Anwendung desselben Bodenparametersatzes. Bei den HS-Modellen mit den aus Feldversuchen abgeleiteten Parametern (Bodenparameterset 1) werden hingegen nur 38 % bis 55 % größere Hebungen der Mittelschlitzwand im Vergleich zum HSS-Modell errechnet. Die ermittelten Abweichungen sind auf die hohe Bodensteifigkeit bei kleinen Dehnungen (*small strain stiffness*) zurückzuführen, die bei Anwendung des HS-Stoffmodells außer Acht gelassen wird.

Tab. 6.12: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand für die Stoffmodelle HS und HSS bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Relative Hebungen der Mittelschlitzwand (Schlauchwaage 3) Vergleich zwischen den Stoffmodellen HSS / HS						
Modellkonfiguration			HSS (Referenz)	HS		
			$\Delta u_{z,max}$ [mm]	$\Delta u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	3D	Set 1	15	20	39%	
		Set 2	17	36	112%	
	2D	Set 1	16	23	43%	
		Set 2	22	46	109%	
Undrainiert	3D	Set 1	16	23	45%	
		Set 2	19	39	104%	
	2D	Set 1	18	27	55%	
		Set 2	23	53	127%	
Drainiert	3D	Set 1	17	23	38%	
		Set 2	20	40	93%	
	2D	Set 1	20	30	48%	
		Set 2	27	56	110%	

Der Einfluss der *small strain stiffness* wird auch in Tabelle 6.13 anhand des Vergleichs zwischen den Berechnungsergebnissen der Modelle mit den unterschiedlichen Bodenparametersets (Set 1 und Set 2) aufgezeigt. Dabei werden mit den HS-Modellen und dem Set 1 um bis zu 49 % geringere Hebungen als mit dem Set 2 errechnet, wohingegen mit den HSS-Modellen nur bis zu 25 % geringere Hebungen ermittelt werden.

Tab. 6.13: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand für die Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) und Set 2 (Laborversuche) bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Relative Hebungen der Mittelschlitzwand (Schlauchwaage 3) Vergleich zwischen den Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) / Set 2 (Laborversuche)						
Modellkonfiguration			Set 2 (Referenz)	Set 1		
			$\Delta u_{z,max}$ [mm]	$\Delta u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	3D	HS	36	20		-44%
		HSS	17	15		-14%
	2D	HS	46	23		-49%
		HSS	22	16		-25%
Undrainiert	3D	HS	39	23		-40%
		HSS	19	16		-16%
	2D	HS	53	27		-49%
		HSS	23	18		-25%
Drainiert	3D	HS	40	23		-42%
		HSS	20	17		-18%
	2D	HS	56	30		-47%
		HSS	27	20		-25%

In Tabelle 6.14 werden die Ergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsarten (drainiert, undrainiert, Konsolidation) verglichen. Dabei werden sowohl bei der drainierten als auch bei der undrainierten FE-Berechnung größere Hebungen der Mittelschlitzwände errechnet als bei der Konsolidationsberechnung. Bei der undrainierten Analyse werden bis zu 16 % und bei der drainierten Analyse werden bis zu 26 % größere Hebungen der Mittelschlitzwände errechnet. Eine mögliche Ursache für die geringen Hebungen aus der Konsolidationsberechnung könnten die Porenwasserunterdrücke sein, die sich günstig auf das Verformungsverhalten der Aushubsole auswirken. Die Berechnungsart beeinflusst das Hebungsverhalten der

Mittelschlitzwände, jedoch hat vergleichsweise das Stoffmodell einen bedeutend größeren Einfluss auf die errechneten Hebungen (siehe Tabelle 6.12).

Tab. 6.14: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand für die Berechnungsarten Konsolidation, Drainiert, Undrainiert bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Relative Hebungen der Mittelschlitzwand (Schlauchwaage 3)									
Vergleich zwischen den Berechnungsarten Undrainiert / Konsolidation / Drainiert									
Modellkonfiguration			Konsolidation (Referenz)	Drainiert			Undrainiert		
			$\Delta u_{z,max}$ [mm]	$\Delta u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	$\Delta u_{h,max}$ [mm]	Abweichung [%]		
HSS	3D	Set 1	15	17	16%		16	11%	
		Set 2	17	20	21%		19	14%	
	2D	Set 1	16	20	22%		18	7%	
		Set 2	22	27	22%		23	7%	
HS	3D	Set 1	20	23	14%		23	16%	
		Set 2	36	40	10%		39	9%	
	2D	Set 1	23	30	26%		27	16%	
		Set 2	46	56	22%		53	16%	

In Tabelle 6.15 werden die mit dem 2D-Modell errechneten Schlitzwandhebungen den Berechnungsergebnissen der 3D-Berechnung gegenübergestellt. Mit dem ebenen Berechnungsmodell werden bei allen Modellkonfigurationen erwartungsgemäß größere Relativverschiebungen der Mittelschlitzwand errechnet. Mit der 2D-Berechnung werden bis zu 42 % größere Relativhebungen der Mittelpfeiler ermittelt. Das ist auf die ebene Berechnungsweise zurückzuführen, in der räumliche Effekte im Modell (Gewölbeausbildung im Sohlbereich, räumlicher Erddruck) unberücksichtigt bleiben.

Tab. 6.15: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand zwischen dem 2D-Berechnungsmodell und dem 3D-Berechnungsmodell bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Relative Hebungen der Mittelschlitzwand (Schlauchwaage 3)						
Vergleich zwischen dem 3D-Berechnungsmodell und dem 2D-Berechnungsmodell						
Modellkonfiguration			3D (Referenz)	2D		
			$\Delta u_{z,max}$ [mm]	$\Delta u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	HSS	Set 1	15	16	13%	
		Set 2	17	22	29%	
	HS	Set 1	20	23	16%	
		Set 2	36	46	27%	
Undrainiert	HSS	Set 1	16	18	9%	
		Set 2	19	23	21%	
	HS	Set 1	23	27	16%	
		Set 2	39	53	35%	
Drainiert	HSS	Set 1	17	20	19%	
		Set 2	20	27	30%	
	HS	Set 1	23	30	28%	
		Set 2	40	56	42%	

In Tabelle 6.16 werden die Berechnungsergebnisse zusammengefasst und mit der durch die Schlauchwaage 3 erfassten maximalen Relativhebung $\Delta u_{z,max} = 25$ mm verglichen. Die Berechnungsergebnisse des 3D-HSS-Modells unter Anwendung des Bodenparametersets 2 (Laborparameter) unterschreiten die messtechnisch erfassten relativen Schlitzwandhebungen zwischen 18 % und 32 %. Die Ergebnisse der drainierten, undrainierten und Konsolidationsberechnung unterscheiden sich dabei nur geringfügig voneinander. Das

Hebungsverhalten der Mittelschlitzwandpfeiler wird hauptsächlich vom Stoffmodell und den Steifigkeitsparametern des Bodens beeinflusst. Die Berechnungsart (drainiert, undrainiert, Konsolidation) hat keinen signifikanten Einfluss auf die errechneten Hebungen der Mittelschlitzwand.

Tab. 6.16: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand zwischen dem Messergebnis (Schlauchwaage 3) und den Berechnungsergebnissen bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Relative Hebungen der Mittelschlitzwand (Schlauchwaage 3)						
Vergleich zwischen dem Messergebnis und den Berechnungsergebnissen						
Referenzhebung der Mittelschlitzwand aus Schlauchwaage 3: $\Delta u_{z,max} = 25\text{mm}$						
Modellkonfiguration				Berechnungsergebnis $\Delta u_{z,max}$ [mm]	Abweichung zu Messergebnis [%]	
Konsolidation	HSS	Set 1	3D	15	-42%	
			2D	16	-35%	
		Set 2	3D	17	-32%	
			2D	22	-12%	
	HS	Set 1	3D	20	-19%	
			2D	23	-6%	
		Set 2	3D	36	44%	
			2D	46	83%	
Undrainiert	HSS	Set 1	3D	16	-36%	
			2D	18	-30%	
		Set 2	3D	19	-23%	
			2D	23	-6%	
	HS	Set 1	3D	23	-6%	
			2D	27	8%	
		Set 2	3D	39	57%	
			2D	53	112%	
Drainiert	HSS	Set 1	3D	17	-33%	
			2D	20	-20%	
		Set 2	3D	20	-18%	
			2D	27	7%	
	HS	Set 1	3D	23	-8%	
			2D	30	18%	
		Set 2	3D	40	58%	
			2D	56	124%	

6.3.2 Analyse der absoluten Hebungen der Mittelschlitzwand

In Abbildung 6.38, Abbildung 6.39 und Abbildung 6.40 werden die durch das Höhennivellement erfassten Vertikalverschiebungen der Mittelschlitzwand u_z mit den Ergebnissen der drainierten, undrainierten und gekoppelten FE-Berechnung verglichen. Durch die Gegenüberstellung der geodätisch erfassten absoluten Mittelpfeilerhebungen mit den zusammengehörigen Berechnungsergebnissen ergeben sich deutlich größere Schlitzwandhebungen als bei der Betrachtung der relativen Mittelpfeilerhebungen aus Abschnitt 6.3.1.

Ähnlich zu der Feststellung aus der Analyse der relativen Schlitzwandhebungen überschreiten auch hier die mit dem 3D-HS-Modell und dem Bodenparameterset 2 (grüne Linien) errechneten absoluten Schlitzwandhebungen die Messergebnisse deutlich. Die in der drainierten Analyse errechneten Hebungen von bis zu 120 mm überschätzen die Messergebnisse dabei besonders stark (siehe Abbildung 6.39). Die Berechnungsergebnisse aus dem 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 1 hingegen unterschreiten die Messergebnisse durchwegs, und zwar unabhängig davon, ob drainiertes oder undrainiertes Materialverhalten der Berechnung zugrunde gelegt wird. Die beste Übereinstimmung zwischen den Messergebnissen und den Berechnungsergebnissen wird durch das 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 2 (pinke Volllinie) erzielt. Wie in Abbildung 6.39 und Abbildung 6.38 ersichtlich, geben die aus der drainierten und undrainierten Analyse errechneten Schlitzwandhebungen die Messergebnisse und insbesondere den erfassten Hebungsverlauf hinreichend gut wieder. Auch die Berechnungsergebnisse aus der gekoppelten Analyse (siehe Abbildung 6.40) bilden, trotz stellenweiser Unterschreitung der Messergebnisse, die durch das Höhennivellement erfassten Vertikalverschiebungen hinreichend gut nach.

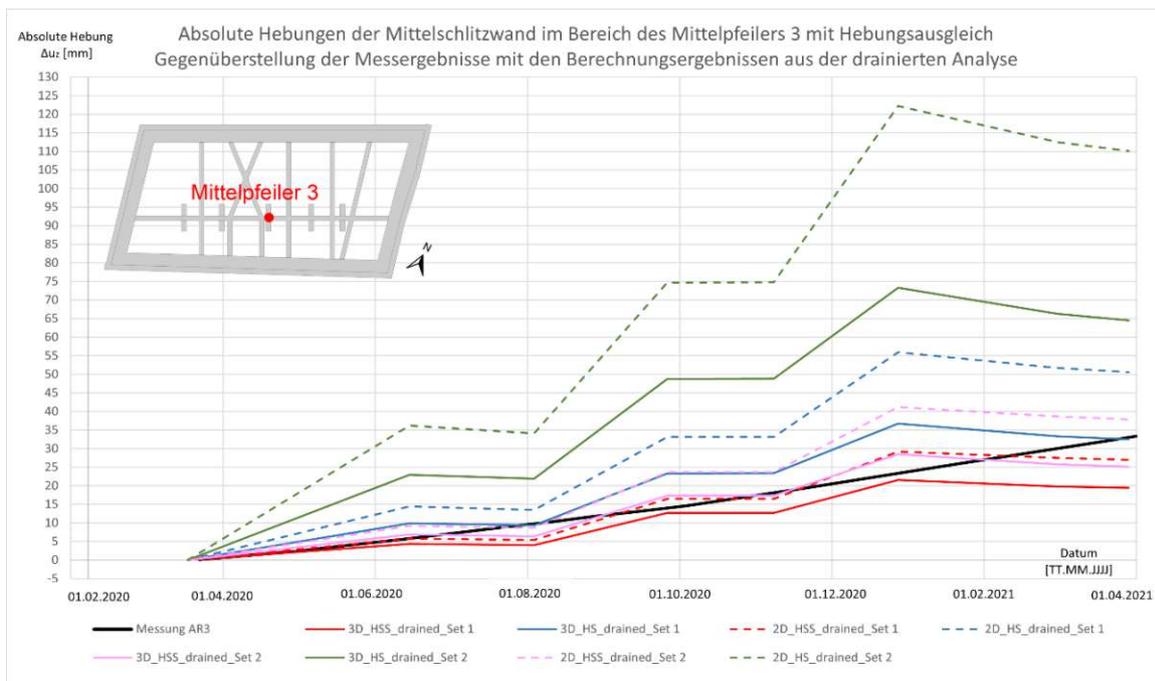


Abb. 6.38: Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten Analyse

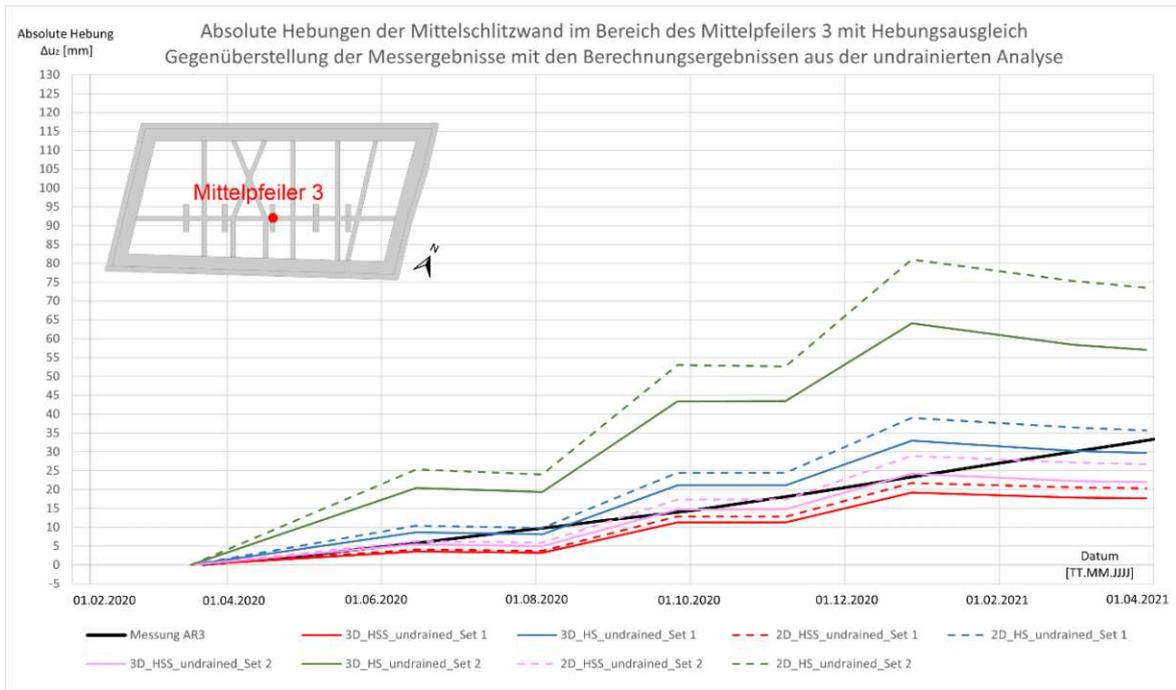


Abb. 6.39: Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten Analyse

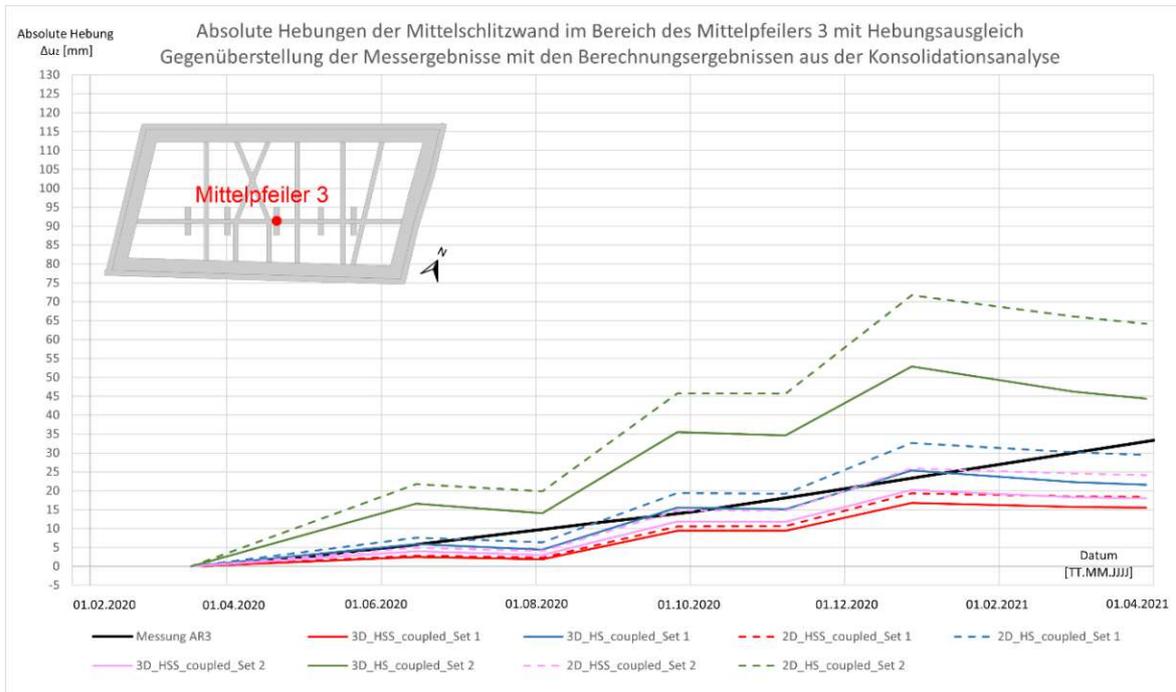


Abb. 6.40: Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

In Tabelle 6.17 werden die errechneten Absoluthebungen der Mittelschlitzwand zusammengefasst und mit der messtechnisch erfassten Maximalhebung $u_{z,max} = 36 \text{ mm}$ verglichen. Die Berechnungsergebnisse des 3D-HSS-Modells unter Anwendung des

Bodenparametersets 2 (Laborparameter) unterschreiten zwar die erfassten Schlitzwandhebungen zwischen 21 % und 44 %, geben jedoch den gemessenen Hebungsverlauf hinreichend gut wieder (siehe Abbildung 6.40). Vergleicht man die absoluten Berechnungsergebnisse aus Tabelle 6.17 mit den relativen Ergebnissen aus Tabelle 6.16, zeigt sich, dass ähnliche Abweichungen zu den jeweiligen Messergebnissen ermittelt werden. Die errechneten Absoluthebungen der Mittelschlitzwand unterscheiden sich insbesondere bei der drainierten Berechnung deutlich von den in Abschnitt 6.3.1 ermittelten Relativhebungen. Das ist auf die Hebung des Messpunktes T1 im Bereich der westlichen Außenschlitzwand zurückzuführen, der als Referenzpunkt für die Schlauchwaagenmessungen herangezogen wird und sich bei der drainierten Berechnung gemeinsam mit den Mittelschlitzwänden entsprechend mehr hebt. Das Hebevverhalten der Mittelschlitzwände wird größtenteils vom Stoffmodell und den HS-Steifigkeitsparametern des Bodens beeinflusst und weniger durch die Berechnungsart (drainiert, undrainiert, Konsolidation).

Tab. 6.17: Vergleich der absoluten Hebungen der Mittelschlitzwand zwischen dem Messergebnis (Messpunkt AR 3) und den Berechnungsergebnissen bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand (Messpunkt AR 3) Vergleich zwischen dem Messergebnis und den Berechnungsergebnissen Referenzhebung der Mittelschlitzwand aus Messpunkt AR 3: $u_{z,max} = 36\text{mm}$					
Modellkonfiguration				Berechnungsergebnis $u_{z,max}$ [mm]	Abweichung zu Messergebnis [%]
Konsolidation	HSS	Set 1	3D	17	-53%
			2D	19	-46%
		Set 2	3D	20	-44%
			2D	26	-28%
	HS	Set 1	3D	25	-29%
			2D	33	-9%
		Set 2	3D	53	47%
			2D	72	99%
Undrainiert	HSS	Set 1	3D	19	-47%
			2D	22	-40%
		Set 2	3D	24	-33%
			2D	29	-20%
	HS	Set 1	3D	33	-8%
			2D	39	8%
		Set 2	3D	64	78%
			2D	81	125%
Drainiert	HSS	Set 1	3D	22	-40%
			2D	29	-19%
		Set 2	3D	28	-21%
			2D	41	14%
	HS	Set 1	3D	37	2%
			2D	56	55%
		Set 2	3D	73	104%
			2D	122	239%

Im Anhang werden in den Tabellen A-1 bis A-4 die Berechnungsergebnisse der unterschiedlichen Modellkonfigurationen untereinander verglichen. Dabei werden, analog zu den Tabellen 6.12 bis 6.15 aus Abschnitt 6.3.1, die Ergebnisse aus dem HSS-Modell, der Konsolidationsberechnung, dem Bodenparameterset 2 oder dem 3D-Berechnungsmodell als Referenzwerte verwendet, da diese die erfassten Hebungen der Mittelschlitzwand am besten reproduzieren. Dabei werden ähnliche Ergebnisabweichungen wie bei den Tabellen 6.12 bis 6.15 in Abschnitt 6.3.1 ermittelt.

6.4 Normalkraft der temporären Stahlaussteifungen

Um die Eignung der FE-Berechnungsmodelle nicht nur anhand von Verformungsmessungen zu validieren, werden auch die durch die Lastüberwachung der hydraulischen Aussteifungen erfassten Drucknormalkräfte mit den Berechnungsergebnissen verglichen (siehe Abschnitt 2.4.6). Für die Gegenüberstellung der gemessenen Steifenkräfte mit den Ergebnissen der FE-Berechnung werden die Messergebnisse der Steife Nr. 19 aus dem *Technischen Bericht der Groundforce* [61] (in den nachfolgenden Diagrammen rot gekennzeichnet) herangezogen. Bei der Messung der Steifenkraft wurde eine maximale Drucknormalkraft von rund 2700 kN erfasst.

In Abbildung 6.41, Abbildung 6.42 und Abbildung 6.43 werden die Berechnungsergebnisse aus der drainierten, undrainierten und gekoppelten FE-Analyse den durch die Lastüberwachung erfassten Drucknormalkräften der hydraulischen Aussteifung Nr. 19 gegenübergestellt. In diesen Diagrammen ist die Drucknormalkraft in Kilonewton (kN) auf der Ordinate aufgetragen und auf der Abszisse ist der Messzeitraum angegeben. Dabei zeigt sich, dass die von der Lastüberwachung erfasste maximale Steifenkraft von allen Berechnungsergebnissen überschritten wird (siehe Tabelle 6.22). Weiters geht hervor, dass die Berechnungen der 2D-Modelle (Strichlinien) nahezu doppelt so hohe Steifenkräfte ergeben, wie die Berechnungen der 3D-Modelle (Volllinien). Das ist auf die ebene Berechnungsweise zurückzuführen, bei der räumliche Effekte, wie z.B. die steifen Schachtecken, im 2D-Modell nicht berücksichtigt werden können. Die mittels 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 1 (blaue Volllinie) errechneten Steifenkräfte nähern sich den Messergebnissen am besten an (siehe Abbildung 6.43). Die mittels 3D-HSS-Modell mit dem Bodenparameterset 2 (pinke Volllinie) errechneten Drucknormalkräfte geben die Messergebnisse aus der Lastüberwachung der hydraulischen Stahlsteife Nr. 19 ebenfalls hinreichend gut wieder.

Die Abbildungen 6.41 bis 6.43 zeigen, dass nach dem Einbau und dem Vorspannen der Steife zu Beginn am 05.11.2021, die Steifenkraft bis zum Erreichen der Schachtsohle (Ende Dezember 2020) stark anwächst. Im Zuge des Einbaus der Bodenplatte (Dezember 2020 bis März 2021) ist sowohl bei den Messergebnissen als auch bei den Berechnungsergebnissen ein Anstieg der Steifenkräfte zu verzeichnen, bevor das Maximum der Steifenkraft kurz vor dem Ausbau der Stahlaussteifung erreicht wird. Das Anwachsen der Steifenkräfte nach der Herstellung der Bodenplatte ist durch Erddruckumlagerungsprozesse zu erklären. Die Annahme, dass keine rein drainierten Bodenverhältnisse vorliegen, bestätigt sich auch bei der Analyse der Steifenkräfte, da bei den durch die drainierte FE-Analyse berechneten Steifenkräften (siehe Abbildung 6.41) die größten Abweichungen zwischen den Messergebnissen und den Berechnungsergebnissen zu erkennen sind.

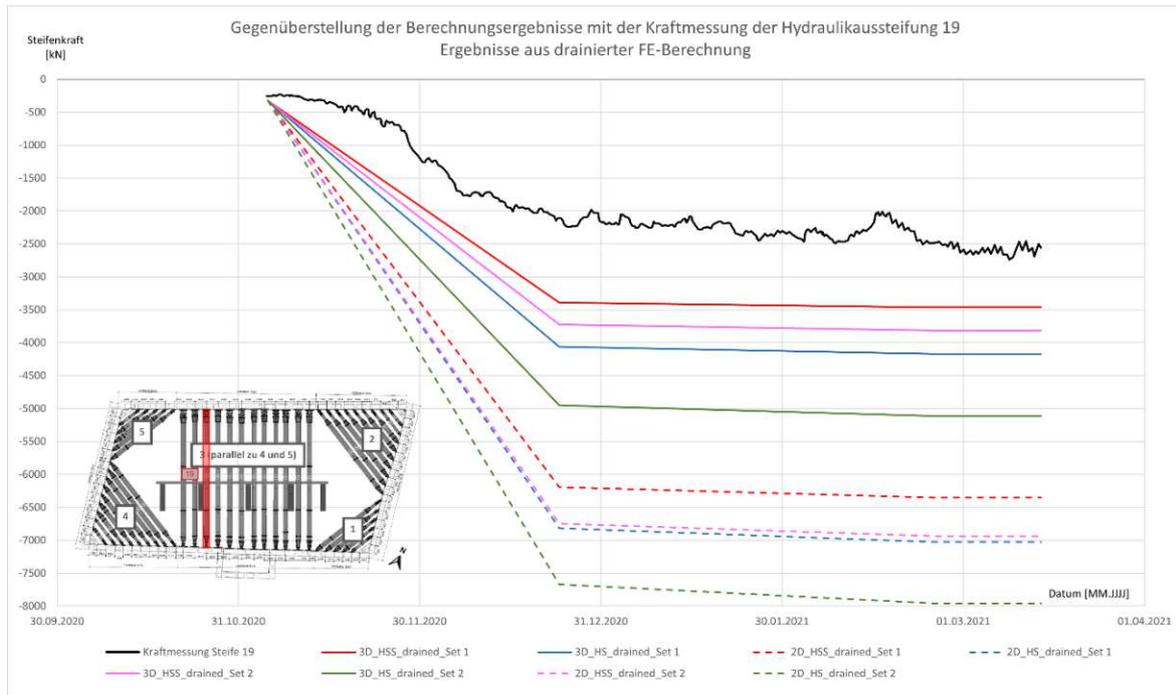


Abb. 6.41: Normalkraftkraft im Bereich der hydraulischen Steife 19; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

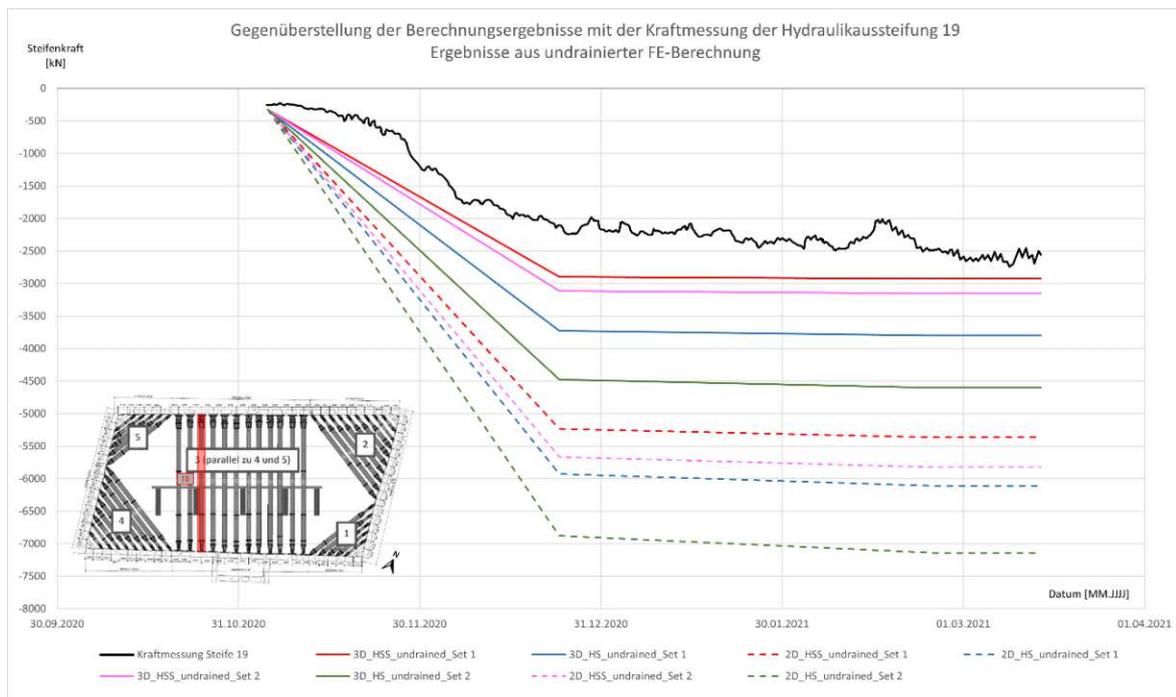


Abb. 6.42: Normalkraftkraft im Bereich der hydraulischen Steife 19; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

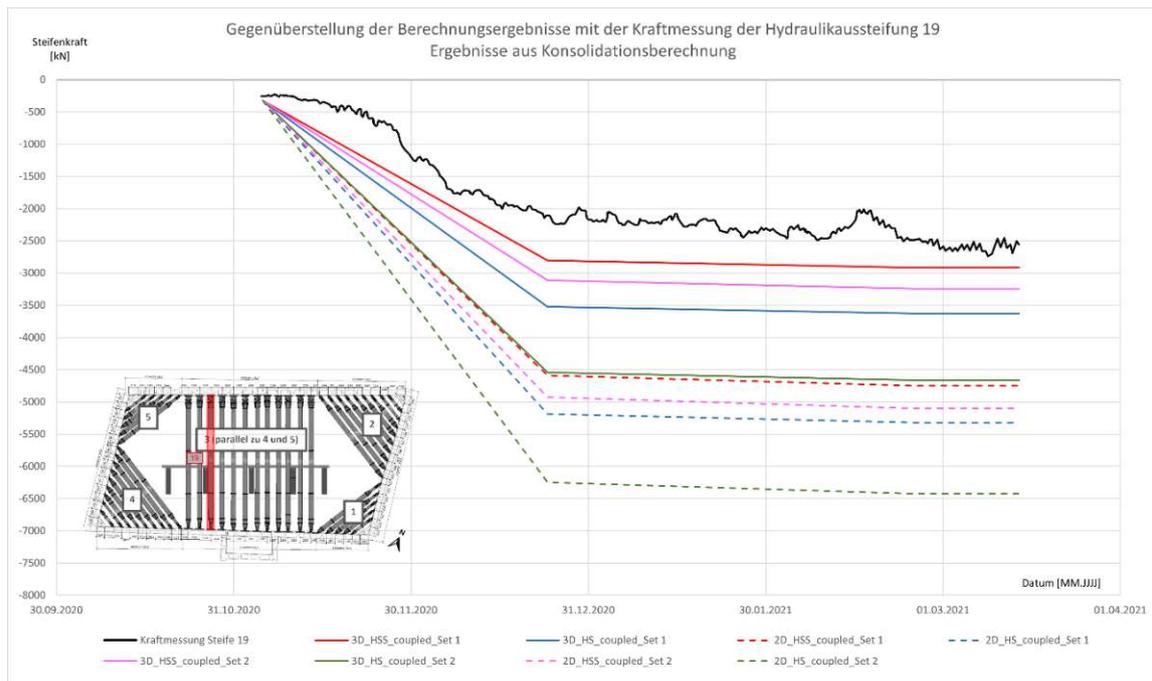


Abb. 6.43: Normalkraftkraft im Bereich der hydraulischen Steife 19; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

Um die Berechnungsergebnisse der unterschiedlichen Modellkonfigurationen besser vergleichen zu können, werden die berechneten Steifenkräfte in Tabellen zusammengefasst und verglichen. Als Referenzwert für die Berechnung der prozentuellen Abweichung werden je nach zu untersuchenden Fragestellung die Berechnungsergebnisse aus dem HSS-Modell, der Konsolidationsberechnung, dem Bodenparameterset 2 oder dem 3D-Berechnungsmodell herangezogen. In Tabelle 6.18 werden die mit dem HS-Modell errechneten Steifenkräfte den Berechnungsergebnissen der HSS-Modelle gegenübergestellt. Mit den HS-Modellen werden dabei bis zu 44 % größere Steifenkräfte ermittelt. Der Einfluss der *small strain stiffness* ist bei den Berechnungsergebnissen des Bodenparametersets 2 (Laborversuche) besonders gut zu erkennen, da hier die größten Abweichungen zwischen den Ergebnissen der HS- und HSS-Modelle vorhanden sind.

Tab. 6.18: Vergleich der Steifenkräfte für die Stoffmodelle HS und HSS bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Steifenkräfte der temporären Stahlaussteifung (Drucknormalkraft Steife 19) Vergleich zwischen den Stoffmodellen HSS / HS						
Modellkonfiguration			HSS (Referenz)	HS		
			F _{max} [kN]	F _{max} [kN]	Abweichung [%]	
Konsolidation	3D	Set 1	2 920	3 620	24%	<div style="width: 24%;"></div>
		Set 2	3 240	4 660	44%	<div style="width: 44%;"></div>
	2D	Set 1	4 750	5 320	12%	<div style="width: 12%;"></div>
		Set 2	5 100	6 430	26%	<div style="width: 26%;"></div>
Undrainiert	3D	Set 1	2 930	3 800	30%	<div style="width: 30%;"></div>
		Set 2	3 150	4 600	46%	<div style="width: 46%;"></div>
	2D	Set 1	5 370	6 110	14%	<div style="width: 14%;"></div>
		Set 2	5 820	7 140	23%	<div style="width: 23%;"></div>
Drainiert	3D	Set 1	3 460	4 170	21%	<div style="width: 21%;"></div>
		Set 2	3 810	5 110	34%	<div style="width: 34%;"></div>
	2D	Set 1	6 350	7 030	11%	<div style="width: 11%;"></div>
		Set 2	6 940	7 960	15%	<div style="width: 15%;"></div>

Vergleicht man die Berechnungsergebnisse der unterschiedlichen Berechnungsarten (drainiert, undrainiert, Konsolidation) zeigt sich, dass die aus der undrainierten Analyse ermittelten Steifenkräfte mit max. 15 % vergleichsweise geringfügig von den Ergebnissen der Konsolidationsberechnung abweichen. Die Ergebnisse der drainierten Berechnung überschreiten hingegen deutlicher die mittels der Konsolidationsberechnung ermittelten maximalen Steifenkräfte mit Abweichungen bis zu 36 %.

Tab. 6.19: Vergleich der Steifenkräfte für die Berechnungsarten Konsolidation, Drainiert, Undrainiert bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Steifenkräfte der temporären Stahlaussteifung (Drucknormalkraft Steife 19) Vergleich zwischen den Berechnungsarten Undrainiert / Konsolidation / Drainiert									
Modellkonfiguration			Konsolidation (Referenz)	Drainiert			Undrainiert		
			F_{max} [kN]	F_{max} [kN]	Abweichung [%]	F_{max} [kN]	Abweichung [%]		
HSS	3D	Set 1	2 920	3 460	18%		2 930	0%	
		Set 2	3 240	3 810	18%		3 150	-3%	
	2D	Set 1	4 750	6 350	34%		5 370	13%	
		Set 2	5 100	6 940	36%		5 820	14%	
HS	3D	Set 1	3 620	4 170	15%		3 800	5%	
		Set 2	4 660	5 110	10%		4 600	-1%	
	2D	Set 1	5 320	7 030	32%		6 110	15%	
		Set 2	6 430	7 960	24%		7 140	11%	

In Tabelle 6.20 werden die Berechnungsergebnisse des Bodenparametersets 1 (Feldversuche) den Ergebnissen des Bodenparametersets 2 (Laborversuche) gegenübergestellt. Dabei zeigt sich, dass die HS-Steifigkeitsparameter einen bedeutend geringeren Einfluss auf die errechneten Steifenkräfte haben als vergleichsweise auf das Verformungsverhalten des Schachtes (Außenschlitzwände und Aushubsohle). Obwohl die Steifigkeitsparameter des Bodenparametersets 1 im Vergleich zu jenen des Sets 2 ungefähr doppelt so groß sind, werden nur bis zu 22 % geringere Steifenkräfte ermittelt. Ein möglicher Grund für die geringen Abweichungen könnten die verhältnismäßig viel steiferen Betonaussteifungsträger oberhalb der temporären Stahlaussteifungen sein, die einen größeren Anteil der Horizontallast aus der Baugrubenwand (Außenschlitzwand) aufnehmen.

Tab. 6.20: Vergleich der Steifenkräfte für die Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) und Set 2 (Laborversuche) bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Steifenkräfte der temporären Stahlaussteifung (Drucknormalkraft Steife 19) Vergleich zwischen den Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) / Set 2 (Laborversuche)						
Modellkonfiguration			Set 2 (Referenz)	Set 1		
			F_{max} [kN]	F_{max} [kN]	Abweichung [%]	
Konsolidation	3D	HS	4 660	3 620		-22%
		HSS	3 240	2 920		-10%
	2D	HS	6 430	5 320		-17%
HSS		5 100	4 750		-7%	
Undrainiert	3D	HS	4 600	3 800		-17%
		HSS	3 150	2 930		-7%
	2D	HS	7 140	6 110		-14%
		HSS	5 820	5 370		-8%
Drainiert	3D	HS	5 110	4 170		-18%
		HSS	3 810	3 460		-9%
	2D	HS	7 960	7 030		-12%
		HSS	6 940	6 350		-9%

Tabelle 6.21 zeigt den Vergleich zwischen den 2D-Berechnungsergebnissen und den 3D-Ergebnissen. Mit den ebenen Berechnungsmodellen werden bis zu 85 % größere Steifenkräfte

ermittelt. Die großen Abweichungen lassen sich auf das ebene Berechnungsverfahren zurückführen, da räumliche Effekte, insbesondere die steifen Schachtecken, im 2D-Modell unberücksichtigt bleiben. Die Wahl eines zweidimensionalen oder dreidimensionalen Modells für die FE-Berechnung hat somit einen großen Einfluss auf die errechneten Steifenkräfte.

Tab. 6.21: Vergleich der Steifenkräfte zwischen dem 2D-Berechnungsmodell und dem 3D-Berechnungsmodell bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Steifenkräfte der temporären Stahlaussteifung (Drucknormalkraft Steife 19) Vergleich zwischen dem 3D-Berechnungsmodell und dem 2D-Berechnungsmodell						
Modellkonfiguration			3D (Referenz)	2D		
			F _{max} [kN]	F _{max} [kN]	Abweichung [%]	
Konsolidation	HSS	Set 1	2 920	4 750	63%	
		Set 2	3 240	5 100	57%	
	HS	Set 1	3 620	5 320	47%	
		Set 2	4 660	6 430	38%	
Undrainiert	HSS	Set 1	2 930	5 370	83%	
		Set 2	3 150	5 820	85%	
	HS	Set 1	3 800	6 110	61%	
		Set 2	4 600	7 140	55%	
Drainiert	HSS	Set 1	3 460	6 350	84%	
		Set 2	3 810	6 940	82%	
	HS	Set 1	4 170	7 030	69%	
		Set 2	5 110	7 960	56%	

In Tabelle 6.22 werden die Berechnungsergebnisse den messtechnisch erfassten Steifenkräften gegenübergestellt. Dabei weichen die errechneten Steifenkräfte je nach betrachteter Modellkonfiguration zwischen 8 % und 195 % von den Messergebnissen ab.

Tab. 6.22: Vergleich der Steifenkräfte zwischen dem Messergebnis (Steife 19) und den Berechnungsergebnissen bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Steifenkräfte der temporären Stahlaussteifung (Drucknormalkraft Steife 19) Vergleich zwischen dem Messergebnis und den Berechnungsergebnissen Referenznormalkraft der Steife 19 aus Kraftmessung: F _{max} = 2700 kN						
Modellkonfiguration				Berechnungsergebnis	Abweichung zu Messergebnis	
				F _{max} [kN]	[%]	
Konsolidation	HSS	Set 1	3D	2 920	8%	
			2D	4 750	76%	
		Set 2	3D	3 240	20%	
	HS	Set 1	3D	3 620	34%	
			2D	5 320	97%	
		Set 2	3D	4 660	73%	
Undrainiert	HSS	Set 1	3D	2 930	9%	
			2D	5 370	99%	
		Set 2	3D	3 150	17%	
	HS	Set 1	3D	3 800	41%	
			2D	6 110	126%	
		Set 2	3D	4 600	70%	
Drainiert	HSS	Set 1	3D	3 460	28%	
			2D	6 350	135%	
		Set 2	3D	3 810	41%	
	HS	Set 1	3D	4 170	54%	
			2D	7 030	160%	
		Set 2	3D	5 110	89%	
			2D	7 960	195%	



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

7 Parameter- und Sensitivitätsstudie

Alle im Zuge der Parameter- und Sensitivitätsstudie durchgeführten FE-Berechnungen werden mit dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 (siehe Tabelle 7.1) durchgeführt. Die Parameterstudie erfolgt mit diesem Berechnungsmodell, da es die gemessenen Schachtverformungen am besten wiedergeben kann (siehe Abschnitt 6).

Obwohl in Abschnitt 6 gezeigt wird, dass die messtechnisch erfassten Schlitzwand- und Baugrundhebungen auf ein nicht rein drainiertes Bodenverhalten hinweisen, wird die Parameter- und Sensitivitätsstudie als drainierte FE-Berechnung durchgeführt. Der Grund für die Wahl der drainierten FE-Berechnung bei der Durchführung der Parameter- und Sensitivitätsanalyse ist die Sicherstellung der Vergleichbarkeit der Berechnungsergebnisse, und zwar unabhängig von den der Konsolidationsberechnung zu Grunde gelegten, zeitabhängigen Prozessen. Dadurch ist es möglich allgemeingültigere Aussagen zu treffen, die man besser auf andere, vergleichbare Bauprojekte übertragen kann.

Tab. 7.1: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HSS-Modell des Bodenparametersets 2, entspricht Tabelle 4.6

Bodenparameterset 2 (UG)			Anschüttung	Quarzschotter	Miozäne Ablagerungen		
Parameter	Symbol	Einheit	A	QG3	MZa	MZb	MZd
Wichte	γ_{unsat}	kN/m ³	19,0	21,0	20,0	20,0	20,0
	γ_{sat}	kN/m ³	20,0	22,0	20,5	20,5	20,5
	γ'	kN/m ³	10,0	12,0	10,5	10,5	10,5
Steifigkeit HS	E_{50}^{ref}	kN/m ²	10 000	40 000	10 000	10 000	10 000
	$E_{\text{oed}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	10 000	40 000	10 000	10 000	10 000
	$E_{\text{ur}}^{\text{ref}}$	kN/m ²	40 000	120 000	40 000	40 000	40 000
	m	-	0,50	0,50	0,80	0,80	0,80
	p^{ref}	kN/m ²	100	100	100	100	100
	ν_{ur}	-	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
	R_f	-	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
E_{initial}	kN/m ²	18 182	72 727	18 182	18 182	18 182	
Steifigkeit HSS	G_0^{ref} gewählt	kN/m ²	80 000	170 000	80 000	80 000	80 000
	$\gamma_{0.7, \text{gewählt}}$	kN/m ²	1,00E-04	1,00E-04	4,00E-04	2,00E-04	4,00E-04
Konsistenz und Lagerungsdichte	I_p	%	0,0	0,0	44,75	14,81	n.v.
	e	-	n.v.	0,351	0,710	0,710	0,710
	I_D	-	0,167	0,667	n.v.	n.v.	n.v.
Festigkeit	c'	kN/m ²	1,0*	1,0*	30,0	30,0	30,0
	ϕ'_{HS}	Grad	25,0	35,0	25,0	25,0	25,0
	ψ^*	Grad	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0
	R_{inter}	-	0,6	0,8	0,9	0,9	0,9
Initial	K_0	-	0,58	0,50	0,75	0,75	0,75
	POP	kN/m ²	0,0	0,0	800,0	800,0	800,0
	OCR	-	1,0	1,0	3,0	3,0	3,0
Hydraulisch	$k_{f,h(x)}$	m/day	8,64	8,64	8,64E-05	8,64E-04	8,64E-02
	$k_{f,v(y)}$	m/day	0,86	0,86	8,64E-06	8,64E-05	8,64E-03
Pfahlwiderstand bei s/D=0,03	$q_{s,k}$	kN/m ²	-	-	55,6	55,6	55,6
	$q_{b,k}$	kN/m ²	-	-	566,7	566,7	566,7

Dilatanzwinkel ψ^* nur für drainierte Analyse angesetzt, *sehr geringe Kohäsion für Anschüttung und Kies zur Vorbeugung FE-bedingter Berechnungsinstabilitäten angesetzt, POP zur Berücksichtigung geologischer Vorbelastung in Plaxis angesetzt;

7.1 Auswirkung der Steifigkeit der Baugrubenumschließung

Um die Auswirkung der Steifigkeit der Außenschlitzwände auf das horizontale Verformungsverhalten zu untersuchen, wird deren Dicke D im FE-Modell schrittweise variiert (siehe Tabelle 7.2). Die Steifigkeit der Außenschlitzwände ändert sich entsprechend dem geänderten Trägheitsmoment, in welches die Dicke D zur dritten einget. Es wird darauf hingewiesen, dass im Zuge der Sensitivitätsstudie die Tragfähigkeit der Schachtbauteile nicht gesondert untersucht wird, sondern nur das durch die Variation der Bauteilsteifigkeiten hervorgerufene Verformungsverhalten analysiert wird.

In Abbildung 7.1 werden die im Zuge der Sensitivitätsstudie errechneten Horizontalverformungen der nördlichen Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3 den Berechnungsergebnissen des Referenzmodells gegenübergestellt.

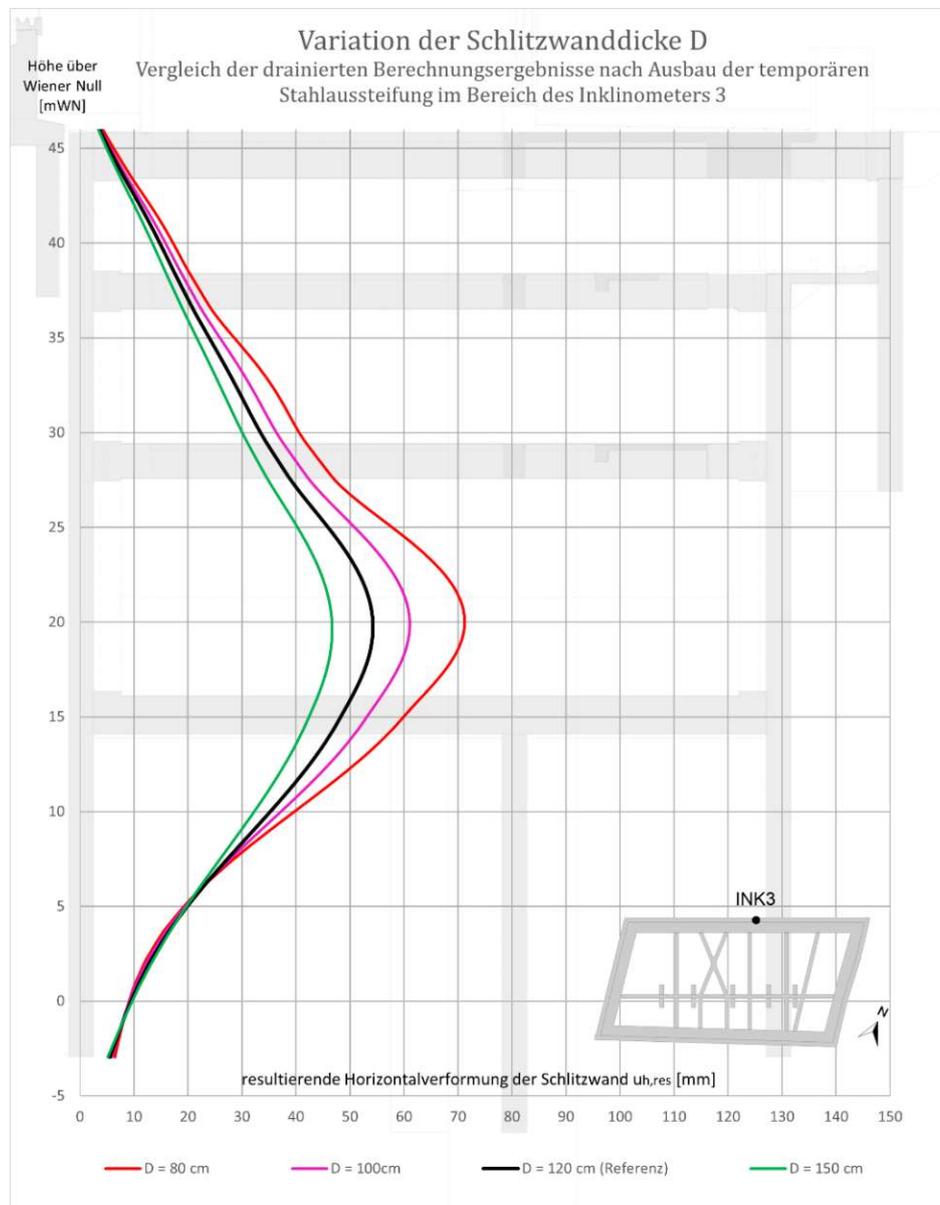


Abb. 7.1: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung bei Variation der Schlitzwanddicke D

Vergleicht man die Schlitzwandverformungen bei unterschiedlicher Schlitzwanddicke aus Abbildung 7.1, zeigt sich erwartungsgemäß, dass die größten Abweichungen der Verformungen im Bereich zwischen der Bodenplatte und dem untersten Aussteifungsriegel zu verzeichnen sind. Im Bereich des Schlitzwandkopfes und des Schlitzwandfußes ergeben sich nahezu dieselben Verformungen. Tabelle 7.2 gibt einen Überblick über die errechneten Maximalverformungen der Außenschlitzwand und vergleicht die Ergebnisse der Berechnungen. Dabei zeigt sich, dass eine Reduktion der Schlitzwanddicke D um 33 % – dies geht mit einer Reduktion der Biegesteifigkeit um 70 % einher – zu 31 % größeren Horizontalverformungen führt. Eine Erhöhung der Dicke um 25 %, was einer Erhöhung der Biegesteifigkeit um 95 % entspricht, führt nur zu einer 14-prozentigen Verringerung der errechneten, maximalen Schlitzwandverformungen.

Tab. 7.2: Gegenüberstellung der horizontalen Maximalverformungen der Schlitzwand bei Variation der Schlitzwanddicke D

Sensitivitätsstudie - Variation der Schlitzwanddicke D				
Vergleich zwischen den Schlitzwandverformungen aus der drainierten Analyse				
Schlitzwanddicke D	Änderung der Dicke D	Änderung der Biegesteifigkeit EI_y	Maximale Horizontalverformung $u_{h,max}$	Abweichung der Horizontalverschiebung
[cm]	[%]	[%]	[mm]	[%]
80	-33%	-70%	71	31%
100	-17%	-42%	61	12%
120 (Referenz)	0% Referenzwert	0% Referenzwert	54	0% Referenzwert
150	25%	95%	47	-14%

Die Auswirkung der Variation der Baugrubenwandsteifigkeit auf das Verformungsverhalten der Aushubsohle ist in Abbildung 7.2 dargestellt. Die Sohlhebungen im Bereich des Extensometermesspunktes RH 2.4 sind nahezu deckungsgleich mit den durch das Referenzmodell errechneten Ergebnissen. Es zeigt sich, dass die Wahl der Schlitzwanddicke einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Baugrundhebungen im Bereich der Schachtsohle hat.

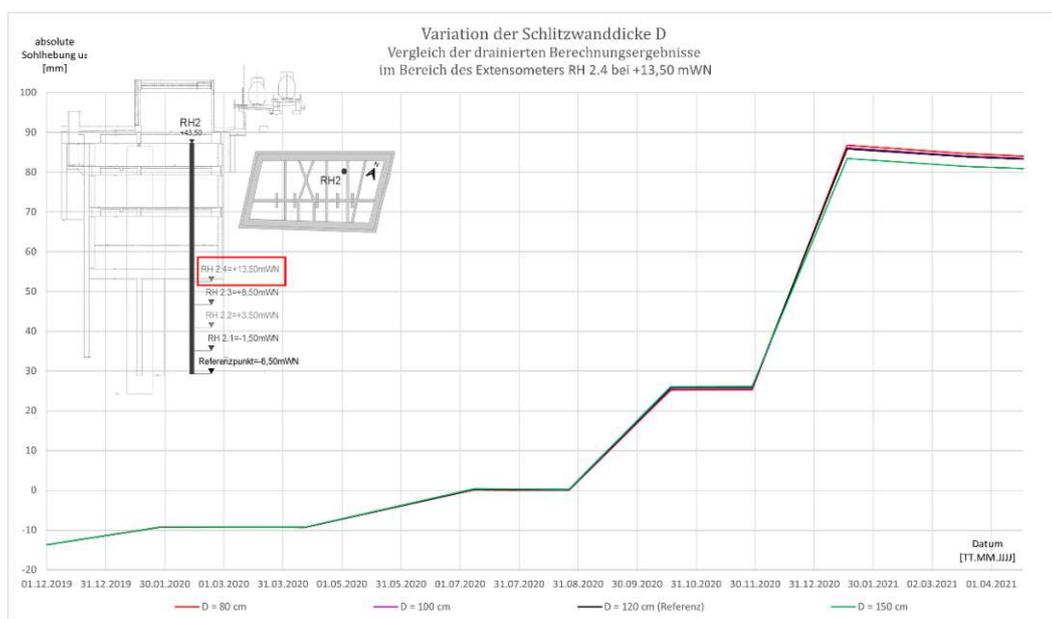


Abb. 7.2: Vergleich der Sohlhebung bei Variation der Schlitzwanddicke D

In Tabelle 7.3 sind die Ergebnisse der maximalen Hebungen der Aushubsohle zusammengefasst und werden mit den Berechnungsergebnissen des Referenzmodells verglichen. Die dabei ermittelte maximale Abweichung beträgt 3 % und zeigt einen geringen Einfluss der Schlitzwanddicke auf das Hebhungsverhalten der tiefsten Aushubsohle.

Tab. 7.3: Gegenüberstellung der Maximalhebungen der Schachtsohle bei Variation der Schlitzwanddicke D

Sensitivitätsstudie - Variation der Schlitzwanddicke D Vergleich zwischen den Sohlhebungen aus der drainierten Analyse						
Schlitzwanddicke D	Änderung der Dicke D		Änderung der Biegesteifigkeit EI_y		Maximale Sohlhebung $u_{z,max}$	Abweichung der Sohlhebungen
[kN/m ²]	[%]		[%]		[mm]	[%]
80	-33%		-70%		87	1%
100	-17%		-42%		86	0%
120 (Referenz)	0%	Referenzwert	0%	Referenzwert	86	0% Referenzwert
150	25%		95%		83	-3%

7.2 Auswirkung der Steifigkeit der Betonaussteifungsträger

Um den Einfluss der Aussteifungsträger auf die Verformungen der Baugrubenwand und die Hebungen der Schachtsohle zu untersuchen, werden die Dehnsteifigkeiten EA im Berechnungsmodell modifiziert, indem die Trägerbreite B variiert wird. Die Dehnsteifigkeit EA ändert sich dabei proportional zur Trägerbreite B . Dabei werden ausschließlich die Dehnsteifigkeiten der Betonaussteifungsträger geändert.

In Abbildung 7.3 sind die im Zuge der Sensitivitätsstudie ermittelten, horizontalen Schlitzwandverformungen dargestellt. Es zeigt sich, dass im Bereich des Schlitzwandkopfes, aufgrund der modifizierten Dehnsteifigkeiten der Betonaussteifungsträger, unterschiedlich hohe Kopfverschiebungen auftreten, wohingegen im Bereich des Schlitzwandfußes die Fußverschiebung bei allen Berechnungsmodellen gleich groß ist. Anders als bei der Variation der Schlitzwanddicke (siehe Abschnitt 7.1), sind bei der Variation der Aussteifungsträgerbreite größere Abweichungen der Schlitzwandverformungen oberhalb der Aussteifungsträger bei +28,60 mWN zu verzeichnen und nicht nur im Bereich der maximalen Schlitzwandverformung zwischen der Bodenplatte und dem untersten Aussteifungsträger. Wie in Abbildung 7.3 ersichtlich, beeinflusst die Dehnsteifigkeit der Aussteifungsträger die Höhenlage der errechneten, maximalen Horizontalverschiebungen der Schlitzwand. Die maximale Horizontalverformung der Schlitzwand liegt bei einer Trägerbreite von 30 cm (rote Linie) auf ca. +22 mWN und bei einer Trägerbreite von 200 cm (grüne Linie) auf +18 mWN. Eine Erhöhung der Dehnsteifigkeit der Aussteifungsträger erzeugt dementsprechend eine geografisch höherliegende maximale Schlitzwandverformung.

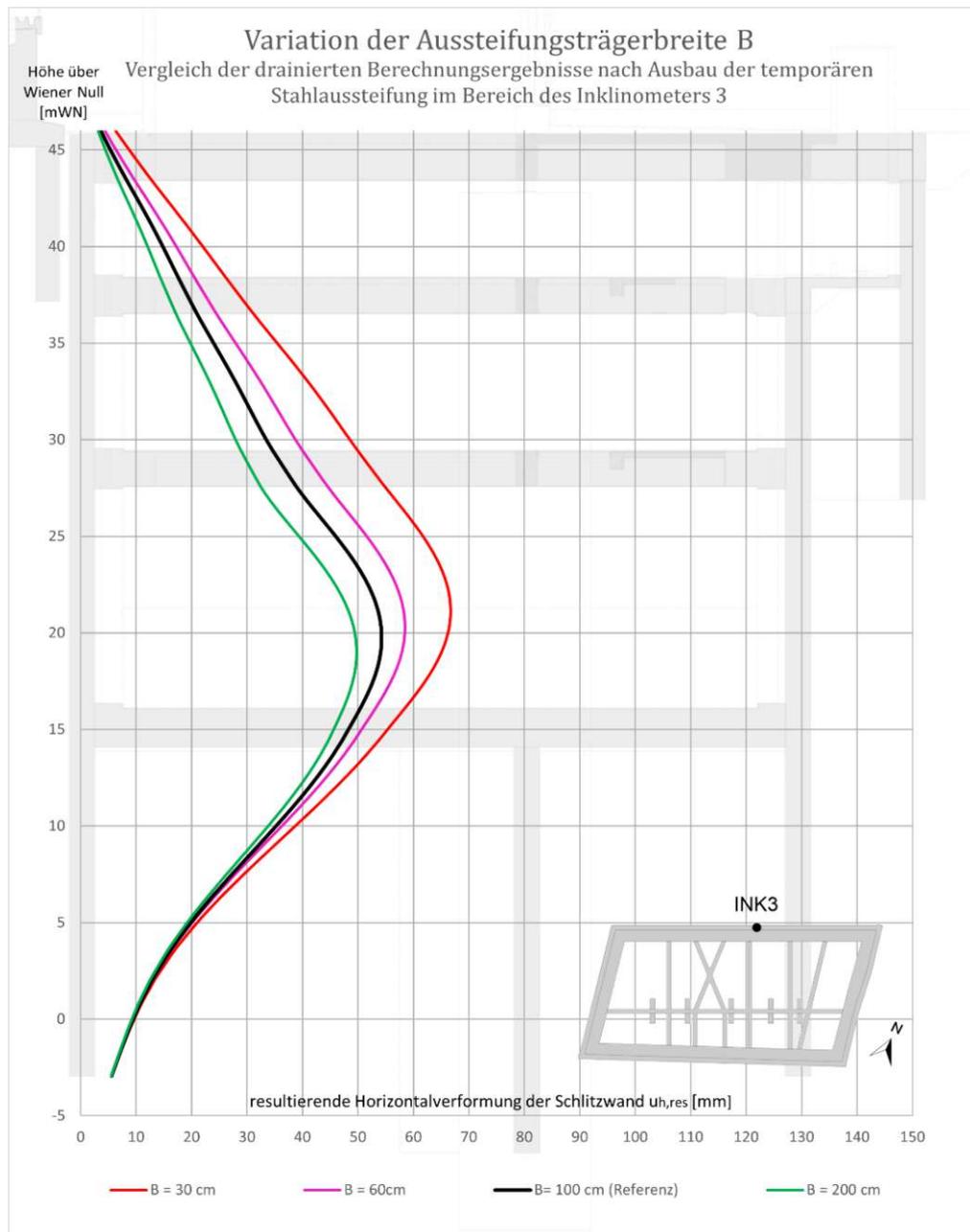


Abb. 7.3: Auswirkung der Variation der Dehnsteifigkeit EA der Aussteifungsträger auf die horizontalen Schlitzwandverformungen

In Tabelle 7.4 sind die maximalen Horizontalverschiebungen zusammengefasst. Es zeigt sich, dass bei einer Erhöhung der Breite um 100 cm bzw. der Dehnsteifigkeit der Aussteifungsträger um 100 % nur 8 % geringere, (maximale) Schlitzwandverschiebungen auftreten. Reduziert man hingegen die Breite um 70 cm und somit die Dehnsteifigkeit um 70 %, werden bis zu 23 % größere Schlitzwandverformungen errechnet.

Tab. 7.4: Gegenüberstellung der horizontalen Maximalverformungen der Schlitzwand bei Variation der Aussteifungsträgerbreite B

Sensitivitätsstudie - Variation der Aussteifungsträgerbreite B Vergleich zwischen den Schlitzwandverformungen aus der drainierten Analyse			
Aussteifungsträgerbreite B	Änderung der Dehnsteifigkeit EA	Maximale Horizontalverformung $u_{h,max}$	Abweichung der Sohlhebung
[cm]	[%]	[mm]	[%]
30	-70%	67	23%
60	-40%	58	8%
100 (Referenz)	0% Referenzwert	54	0% Referenzwert
200	100%	50	-8%

Wie in Abbildung 7.4 ersichtlich, führt die Variation der Dehnsteifigkeit der Aussteifungsträger nur zu geringen Unterschieden der Hebungen der Aushubsohle. In Tabelle 7.5 sind die errechneten, maximalen Vertikalverschiebungen der Aushubsohle zusammengefasst und einander gegenübergestellt. Dabei ändert sich die maximale Hebung nur um bis zu 3% im Vergleich zur Ausgangssituation. Die Dehnsteifigkeit der Aussteifungsträger hat demnach einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf die Hebungen der Aushubsohle.

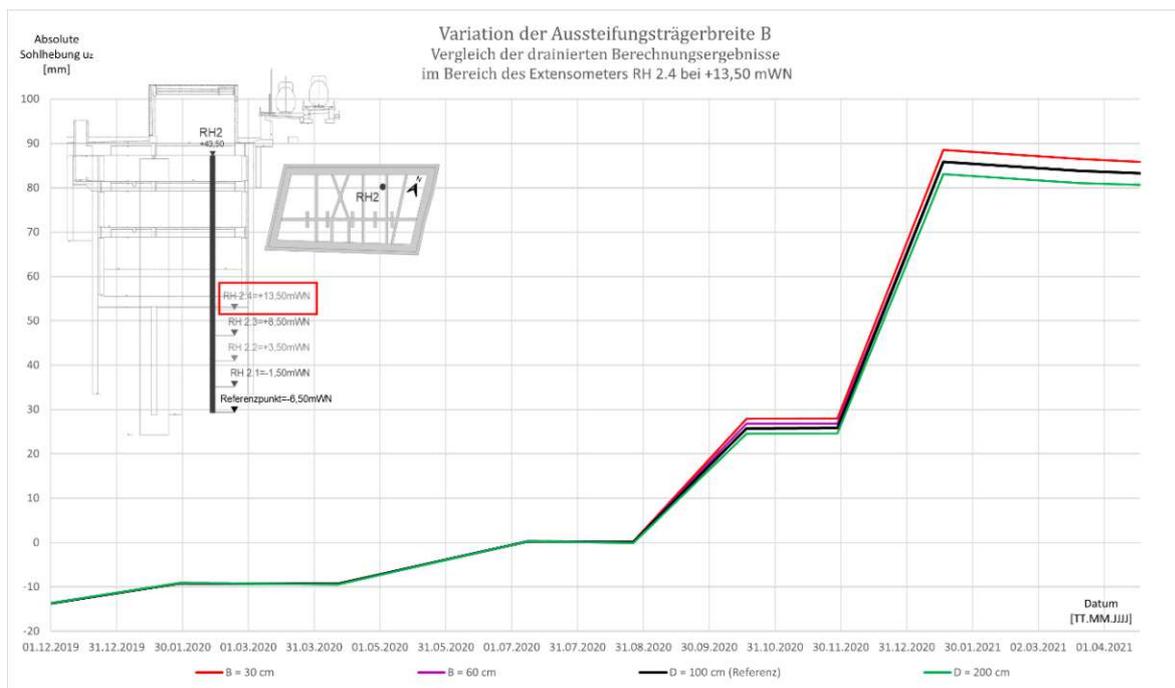


Abb. 7.4: Auswirkung der Variation der Dehnsteifigkeit EA der Aussteifungsträger auf die Sohlhebungen

Tab. 7.5: Gegenüberstellung der Maximalhebungen der Schachtsohle bei Variation der Aussteifungsträgerbreite B

Sensitivitätsstudie - Variation der Aussteifungsträgerbreite B Vergleich zwischen den Sohlhebungen aus der drainierten Analyse			
Aussteifungsträgerbreite B	Änderung der Dehnsteifigkeit EA	Maximale Sohlhebung $u_{z,max}$	Abweichung der Sohlhebung
[kN/m ²]	[%]	[mm]	[%]
30	-70%	89	3%
60	-40%	86	0%
100 (Referenz)	0% Referenzwert	86	0% Referenzwert
200	100%	83	-3%

7.3 Auswirkung der geologischen Vorbelastung

Die geologische Vorbelastung ist eine wichtige Kenngröße für feinkörnige, überkonsolidierte Böden und gibt Aufschluss darüber, welcher urzeitlichen Überlagerungsspannung ein Boden ausgesetzt war. Zur Quantifizierung dieser geologischen Vorbelastung wird der *pre-overburden-pressure* POP herangezogen, der genau die zuvor beschriebene, vertikale Überlagerungsspannung angibt. Der POP wird in der FE-Berechnung als Eingangsparameter berücksichtigt (siehe Abschnitt 3.2.3.1) und beeinflusst somit das Verformungsverhalten des Schlitzwandschachtes.

Um den Einfluss des POP sowohl auf die Horizontalverformungen der Außenschlitzwand als auch auf die Hebungen der Baugrubensohle zu untersuchen, wird der POP zwischen 0 kN/m² und 1600 kN/m² variiert und den Ergebnissen des Referenzmodells mit $POP = 800$ kN/m² gegenübergestellt. In Abbildung 7.5 sind die im Zuge der Bodenparameterstudie errechneten horizontalen Schlitzwandverformungen dargestellt. Wird der POP vernachlässigt bzw. im Berechnungsmodell gleich Null gesetzt (rote Linie), werden bis zu 21 % größere Horizontalverformungen der Schlitzwände errechnet. Die Überschätzung des POP hingegen führt zu keinen signifikanten Abweichungen der Ergebnisse. In Tabelle 7.6 sind die maximalen Schlitzwandverformungen aus Abbildung 7.5 zusammengefasst und verglichen. Es zeigt sich, dass eine Halbierung bzw. Verdopplung des POP nur um 5 % größere bzw. kleinere Schlitzwandverformungen zur Folge hat. Die Schlitzwandverformungen auf Basis von $POP = 1200$ kN/m² (grüne Linie) und $POP = 1600$ kN/m² (blaue Linie) weichen nur geringfügig voneinander ab.

Die Vernachlässigung des POP im Berechnungsmodell führt zu größer errechneten Schlitzwandverformungen, wohingegen die Überschätzung des POP keine signifikant geringeren Schlitzwandverformungen zur Folge hat. Wenn für überkonsolidierte Böden kein POP als Eingangsparameter für die geologische Vorbelastung im Berechnungsmodell vorliegt, ist es grundsätzlich besser, den POP grob abzuschätzen, als ihn vollkommen außer Acht zu lassen.

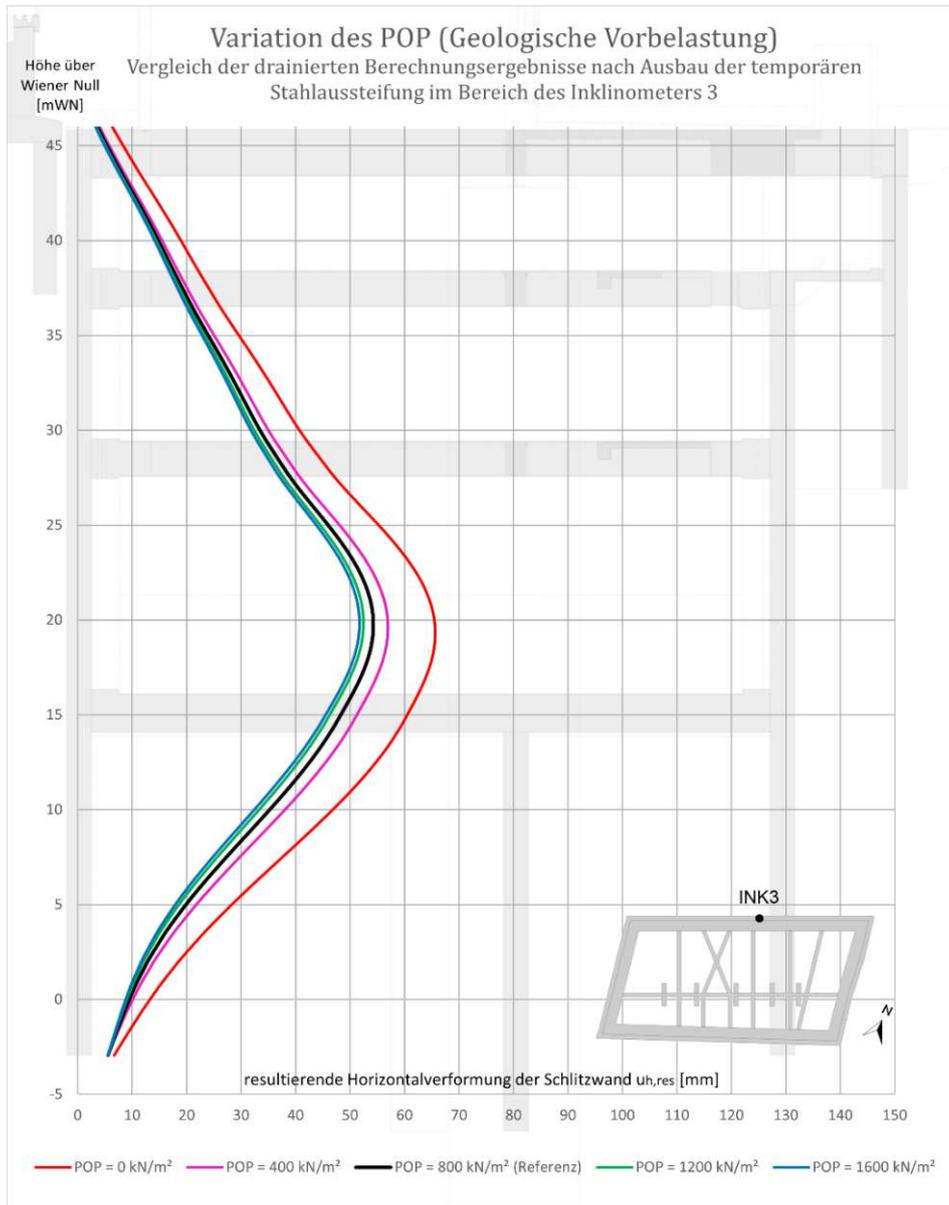


Abb. 7.5: Auswirkung der Variation der geologischen Vorbelastung (*POP*) der miozänen Schichten auf die horizontalen Schlitzwandverformungen

Tab. 7.6: Gegenüberstellung der horizontalen Maximalverformungen der Schlitzwand bei Variation des pre-overburden-pressures *POP*

Parameterstudie - Variation des POP			
Vergleich zwischen den Schlitzwandverformungen aus der drainierten Analyse			
POP	Änderung des POP	Maximale Horizontalverformung $u_{h,max}$	Abweichung der Horizontalverschiebung
[kN/m ²]	[%]	[mm]	[%]
0	-100%	66	21%
400	-50%	57	5%
800 (Referenz)	0% Referenzwert	54	0% Referenzwert
1200	50%	52	-3%
1600	100%	52	-5%

Der *POP* wirkt sich ebenfalls auf die errechneten Hebungen der Aushubsohle aus, jedoch ist der Einfluss der geologischen Vorbelastung auf die Sohlhebungen etwas geringer als bei den errechneten Horizontalverformungen der Außenschlitzwand. In Abbildung 7.6 sind die Sohlhebungen im Bereich der Aushubsohle auf Basis der Variation des *POP* dargestellt.

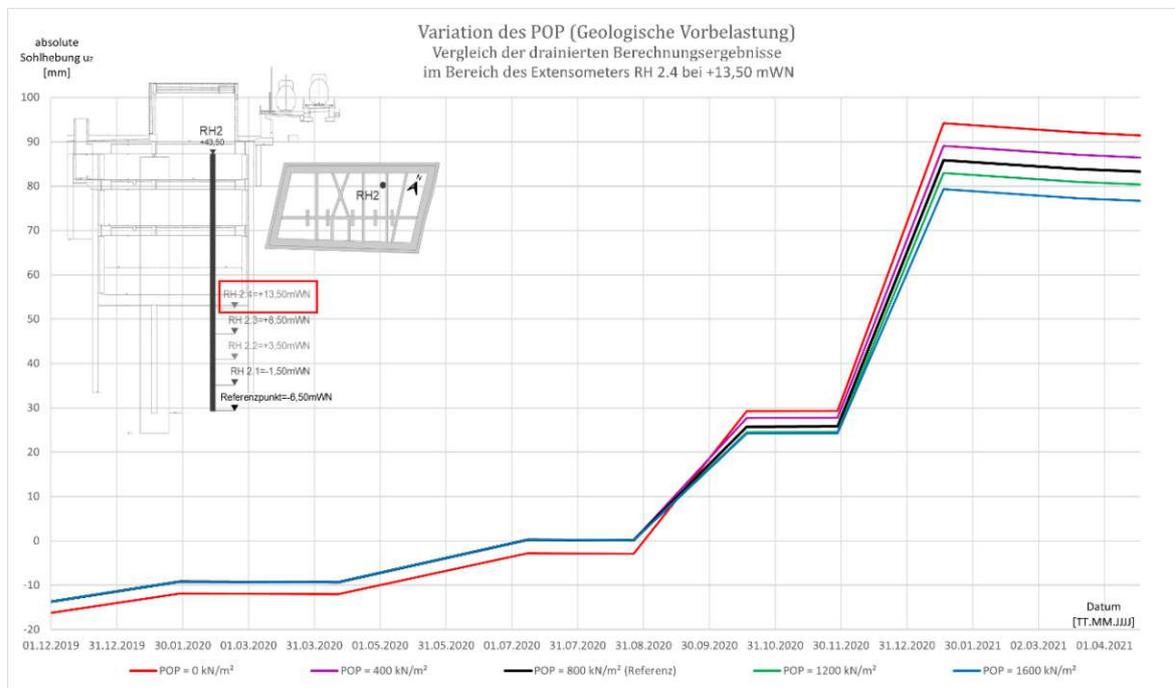


Abb. 7.6: Auswirkung der Variation der geologischen Vorbelastung (*POP*) der miozänen Schichten auf die Sohlhebungen

In Tabelle 7.7 sind die Ergebnisse der Modelle mit variiertem *POP* den errechneten Sohlhebungen des Referenzmodell gegenübergestellt. Dabei zeigt sich, dass bei Vernachlässigung des *POP* im Berechnungsmodell bis zu 10 % höhere Sohlhebungen errechnet werden. Wird der *POP* hingegen verdoppelt, werden bis zu 8 % geringere Hebungen der Aushubsohle errechnet. Die Unterschätzung bzw. Überschätzung des *POP* hat eine ähnliche betragsmäßige Abweichung der Sohlhebung zur Folge. Die Vernachlässigung des *POP* hat jedoch einen geringeren Einfluss auf das Hebungsverhalten der Schachtsohle als auf das horizontale Verformungsverhalten der Schlitzwände.

Tab. 7.7: Gegenüberstellung der Maximalhebungen der Schachtsohle bei Variation der geologischen Vorbelastung (*POP*) der miozänen Schichten

Parameterstudie - Variation des POP			
Vergleich zwischen den Sohlhebungen aus der drainierten Analyse			
POP	Änderung des POP	Maximale Sohlhebung $u_{z,max}$	Abweichung der Sohlhebungen
[kN/m ²]	[%]	[mm]	[%]
0	-100%	94	10%
400	-50%	89	4%
800 (Referenz)	0% Referenzwert	86	0% Referenzwert
1200	50%	83	-3%
1600	100%	79	-8%

7.4 Auswirkung der probabilistisch ermittelten Bodenparameter

In dieser Diplomarbeit werden sowohl bei der Gegenüberstellung der messtechnisch erfassten Schachtverformungen mit den FE-Berechnungsergebnissen in Abschnitt 6, als auch bei der Sensitivitätsstudie vorwiegend die Steifigkeitsparameter im Berechnungsmodell modifiziert. Um die Auswirkung der Scherparameter der miozänen Bodenschichten auf die errechneten Schlitzwandverformungen und Hebungen der Aushubsohle ebenfalls zu untersuchen, werden im Zuge der Bodenparameterstudie neben den Steifigkeitsparametern, auch die Festigkeitseigenschaften des Bodens durch Variation der Scherparameter im Berechnungsmodell untersucht.

Um den zu variierenden Bereich der Bodenkenngößen eingrenzen zu können, wird davon ausgegangen, dass alle Bodenkenngößen durch eine Normalverteilung statistisch beschrieben werden können (siehe Abschnitt 3.3). Dabei wird angenommen, dass die in Tabelle 7.1 angegebenen Bodenkenngößen dem Erwartungswert μ entsprechen. Gemäß dem *JCSS Probabilistic Model Code* [7] wird die Standardabweichung σ der Bodensteifigkeitsparameter mit 20 % des Erwartungswerts μ , und die Standardabweichung σ der Scherparameter mit 10 % des Erwartungswerts μ abgeschätzt. Dieselben Abschätzungen werden auch bei den von *Kichaieva* [28] durchgeführten probabilistischen Berechnungen angenommen. In Tabelle 7.8 werden nun die in der Bodenparameterstudie verwendete Bodenkenngößen in Abhängigkeit der abgeschätzten Standardabweichungen ermittelt. Dabei werden die Bodenparameter bei einfacher Standardabweichung $\mu \pm 1 \cdot \sigma$ und die Bodenkenngößen bei doppelter Standardabweichung $\mu \pm 2 \cdot \sigma$ errechnet und in den FE-Modellen berücksichtigt.

Tab. 7.8: Überblick über die probabilistisch ermittelten Bodenparameter für die Bodenparameterstudie

Bodenparameterstudie							
Bodenparameter	Einheit	Erwartungswert μ	Standard- abweichung σ	$\mu - 2 \cdot \sigma$	$\mu - 1 \cdot \sigma$	$\mu + 1 \cdot \sigma$	$\mu + 2 \cdot \sigma$
E_{50}^{ref}	kN/m ²	10 000	2 000	6 000	8 000	12 000	14 000
E_{oed}^{ref}	kN/m ²	10 000	2 000	6 000	8 000	12 000	14 000
E_{ur}^{ref}	kN/m ²	40 000	8 000	24 000	32 000	48 000	56 000
G_0^{ref}	kN/m ²	80 000	16 000	48 000	64 000	96 000	112 000
φ	°	25,0	2,5	20,0	22,5	27,5	30,0
c	kN/m ²	30,0	3,0	24,0	27,0	33,0	36,0

Die Wahrscheinlichkeit, dass die variierte Bodenkenngöße X einen Wert im Bereich $\mu \pm 1 \cdot \sigma$ annimmt, beträgt 68,3 % aufgrund der zugrunde gelegten Normalverteilung der Zufallsvariable X . Die Wahrscheinlichkeit, dass eine Bodenkenngöße X den Wert $\mu - 1 \cdot \sigma$ unterschreitet oder den Wert $\mu + 1 \cdot \sigma$ überschreitet, beträgt 15,8 %. Die Wahrscheinlichkeit, dass die Bodenkenngöße X einen Wert im Bereich $\mu \pm 2 \cdot \sigma$ annimmt, beträgt 95,7 %. Die Wahrscheinlichkeit, dass eine Bodenkenngöße X den Wert $\mu - 2 \cdot \sigma$ unterschreitet oder den Wert $\mu + 2 \cdot \sigma$ überschreitet, beträgt rund 2,3 % [24].

In Abbildung 7.7 sind die ermittelten Horizontalverformungen der Außenschlitzwand unter Berücksichtigung der in Tabelle 7.8 angegebene Bodenkenngrößen dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich das Maximum der Schlitzwandverformung mit sinkenden Bodenparametern nach unten verschiebt, der qualitative Verformungsverlauf jedoch ähnlich bleibt. Bei den mit der doppelten Standardabweichung in ungünstiger Richtung variierten Bodenkennwerten $\mu - 2 \cdot \sigma$ ist eine große Fußpunktverschiebung und auch eine klare Verschiebung der Schlitzwandoberkante zu verzeichnen.

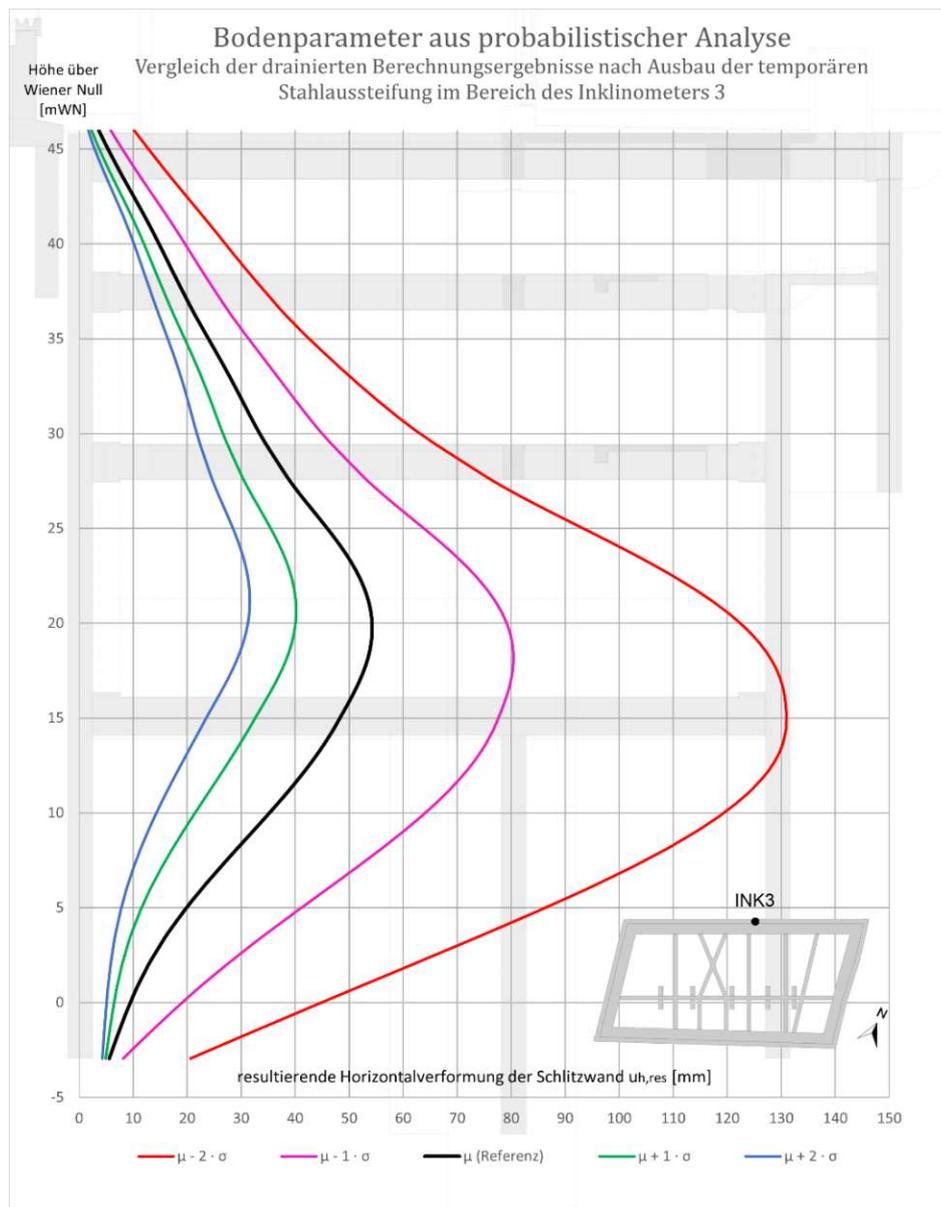


Abb. 7.7: Auswirkung der probabilistisch ermittelten Bodenparameter der miozänen Schichten auf die horizontalen Schlitzwandverformungen

In Tabelle 7.9 werden die errechneten Maximalverformungen aus Abbildung 7.7 zusammengefasst und verglichen. Dabei kann festgestellt werden, dass die mit der doppelten Standardabweichung in ungünstiger Richtung variierten Bodenkennwerte $\mu - 2 \cdot \sigma$ mit einer errechneten, maximalen Schlitzwandverformung von 131 mm die Berechnungsergebnisse des

Referenzmodells um 141 % überschreiten. Die mit der doppelten Standardabweichung in günstiger Richtung variierten Bodenkennwerte $\mu + 2 \cdot \sigma$ führen hingegen nur zu rund 42 % geringeren, errechneten Schlitzwandverformungen. Eine Reduktion der Bodenparameter hat also einen deutlich größeren Einfluss auf die Verformung als eine entsprechende Verbesserung.

Tab. 7.9: Gegenüberstellung der horizontalen Maximalverformungen der Schlitzwand bei Variation der Bodenparameter gemäß Tabelle 7.8

Parameterstudie - Bodenparameter aus Probabilistik		
Vergleich zwischen den Schlitzwandverformungen aus der drainierten Analyse		
Berücksichtigte Standardabweichung	Maximale Horizontalverformung $u_{h,max}$	Abweichung der Horizontalverschiebung
	[mm]	[%]
$\mu - 2 \cdot \sigma$	131	141%
$\mu - 1 \cdot \sigma$	80	48%
μ (Referenz)	54	0% Referenzwert
$\mu + 1 \cdot \sigma$	40	-26%
$\mu + 2 \cdot \sigma$	32	-42%

In Abbildung 7.8 sind die errechneten Sohlhebungen im Bereich der Aushubsohle unter Berücksichtigung der probabilistischen Variation der Bodenkenngrößen aus Tabelle 7.8 dargestellt. Aufgrund der reduzierten Scherparameter entstehen im Zuge der Bodenparameterstudie besonders große Abweichungen zwischen den errechneten Sohlhebungen der modifizierten Modelle und den Berechnungsergebnissen des Referenzmodells.

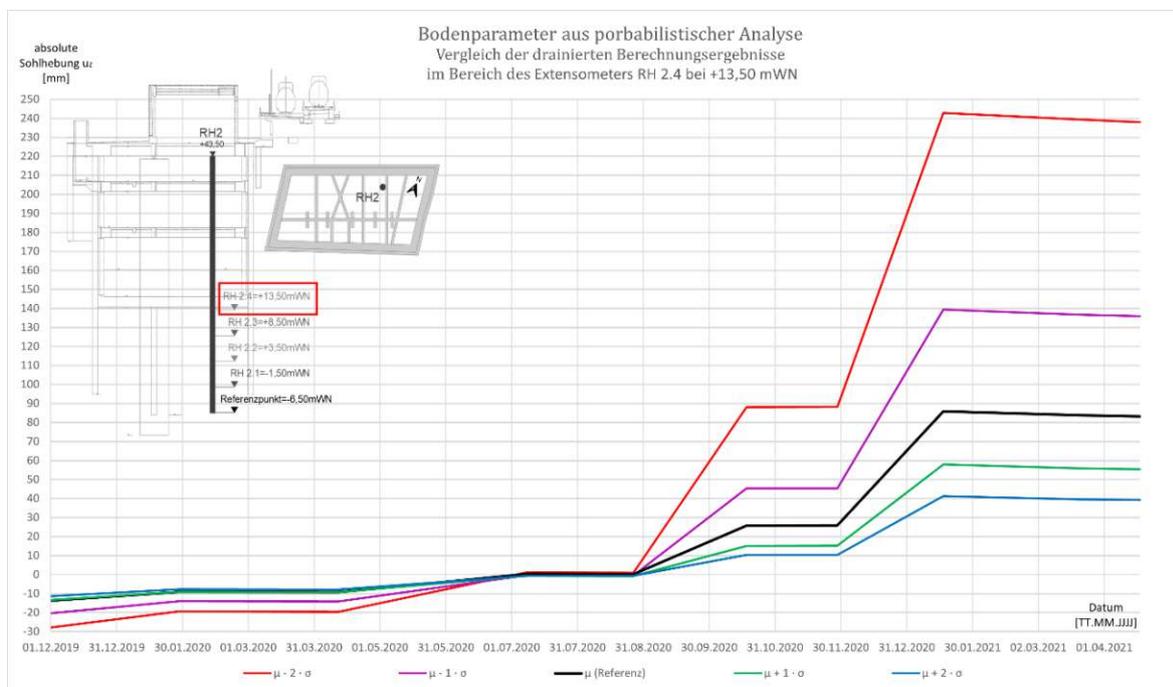


Abb. 7.8: Auswirkung der probabilistisch ermittelten Bodenparameter der miozänen Schichten auf die Sohlhebungen

In Tabelle 7.10 sind die Maximalverschiebungen aus Abbildung 7.8 zusammengefasst und den Ergebnissen des Referenzmodells gegenübergestellt. Dabei kann festgestellt werden, dass im ungünstigsten Fall bis zu 183 % größere Sohlhebungen errechnet werden, wohingegen im günstigsten Fall nur rund 52 % geringere Hebungen der Aushubsohle ermittelt werden. Eine Verringerung der Bodenparameter hat daher einen wesentlich größeren Einfluss auf das Verformungsverhalten der Aushubsohle als eine Erhöhung.

Tab. 7.10: Gegenüberstellung der Sohlhebungen der Schlitzwand bei Variation der Bodenparameter gemäß Tabelle 7.8

Parameterstudie - Bodenparameter aus Probabilistik Vergleich zwischen den Sohlhebungen aus der drainierten Analyse			
Berücksichtigte Standardabweichung	Maximale Sohlhebung $u_{z,max}$	Abweichung	
	[mm]	[%]	
$\mu - 2\sigma$	243	183%	
$\mu - 1\sigma$	139	62%	
μ (Referenz)	86	0%	Referenzwert
$\mu + 1\sigma$	58	-33%	
$\mu + 2\sigma$	41	-52%	



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

8 Zusammenfassung und Ausblick

Der Themenbereich der Diplomarbeit umfasst die numerische Modellierung eines tiefen Schlitzwandschachtes im überkonsolidierten Boden des Wiener Raumes. Bei dem Schachtbauwerk handelt es sich um den südlichen Zugangsschacht der neuerrichteten U2-Station Matzleinsdorfer Platz [57]. Die Herstellung der Baugrubenumschließung erfolgte in der Deckelbauweise (Top-Down-Bauweise), bei der nach jedem erfolgten Zwischenaushub eine Aussteifungsebene eingebaut wurde. Die 1,20 m dicken Schlitzwände dienen als Baugrubenumschließung während der Bauarbeiten und wirken nach Herstellung der Schachtinnenschale als mittragende Konstruktionselemente. Der Schacht besitzt einen parallelogramm-förmigen Grundriss mit Außenabmessungen von rund 65 m x 35 m und einer Aushubtiefe von ungefähr 33 m. Es wurden insgesamt 4 Aussteifungsebenen hergestellt, wobei im untersten Aussteifungshorizont temporäre, hydraulische Stahlsteifen verwendet wurden, die nach Herstellung der Bodenplatte rückgebaut wurden. Die restlichen Aussteifungen bestehen aus Stahlbetonträgern die auf temporären, freistehenden, ungefähr in Schachtmittelpositionierten Schlitzwandpfeilern zwischengelagert wurden [79]. Das Grundwasser wurde in Form von innerhalb und außerhalb des Schlitzwandschachtes angeordneten Vertikalfilterbrunnen in Kombination mit Vakuum-Drainagelanzen entspannt [59].

Aufgrund angrenzender, setzungsempfindlicher Bestandsobjekte und der Lagerung der Betonaussteifungsträgern auf den temporären Mittelschlitzwänden, wurde eine umfangreiche messtechnische Überwachung vorgesehen. Die horizontalen Schlitzwandverformungen wurden dabei neben geodätischen Messungen auch durch Inklinometermessungen erfasst. Für die Beobachtung der Hebungen der Aushubsohle wurden Kettenextensometer verwendet. Die Mittelschlitzwände, die als Auflager für die Betonaussteifungsträger dienen, sind im Zuge des Schachtaushubes Hebungen ausgesetzt. Damit keine Zwangsbeanspruchung in den Aussteifungsträgern durch die Hebungen der Mittelschlitzwand entsteht, wurde ein hydraulisches Pressensystem zwischen den Aussteifungsträgern und den Mittelschlitzwänden installiert, das durch synchrones Absenken der Pressen einen Hebungsausgleich ermöglicht. Um die Hebungen der Mittelschlitzwände messtechnisch erfassen zu können, wurde ein Schlauchwaagensystem in Kombination mit Höhennivellements eingesetzt [62]. Im Bereich des temporären Aussteifungshorizontes wurde bei ausgewählten Einzelsteifen ein Lastüberwachungssystem zur Erfassung der tatsächlich auftretenden Steifenkräfte installiert [64].

Für die numerische Modellierung des Schachtes wurde die Finite-Elemente-Software *Plaxis 2D* und *Plaxis 3D* verwendet. Dabei wurden höherwertige, elasto-plastische Materialmodelle mit isotroper Verfestigung verwendet. Die für die Finite-Elemente-Berechnung notwendigen Bodensteifigkeitsparameter des Hardening Soil Modells (HS-Modell) wurden dabei aus Labor- und Feldversuchen abgeleitet. Darüber hinaus wurden die zusätzlich benötigten Stoffparameter für das Hardening Soil Modell mit *small strain stiffness* (HSS-Modell) auf Basis

der Literatur ermittelt. Aufgrund der geringen hydraulischen Durchlässigkeit der miozänen Bodenschichten wurde der Einfluss verschiedener Drainagebedingungen (drainiert, undrainiert, Konsolidation) auf das Verformungsverhalten der Schlitzwände und der Aushubsohle des Schachtes untersucht. Daraus ergaben sich insgesamt 24 Berechnungsmodelle.

Die Ergebnisse der Finite-Elemente-Berechnung wurden anschließend den in-situ Messergebnissen des Schachtes gegenübergestellt. Die Validierung der errechneten Schlitzwandverformungen erfolgte anhand von Inklinometermessungen. Die errechneten Schachtsohlhebungen, die im Zuge des Aushubes aufgetreten sind, wurden anhand von Setzungs- bzw. Hebungsmessungen mittels Schlauchwaagen und Nivellements validiert. Die mit dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung der Bodenparameter aus den Laborversuchen (Bodenparameterset 2) errechneten Verformungen aus der Konsolidationsanalyse wiesen dabei die beste Übereinstimmung mit den messtechnisch erfassten Schachtverformungen auf und geben die Messergebnisse sehr gut wieder.

Die Berechnungsergebnisse des 3D-HSS-Modells mit dem aus Feldversuchen abgeleiteten Bodenparameterset 1 unterschreiten nahezu durchgehend die messtechnisch erfassten Schlitzwandverformungen und Hebungen der Aushubsohle. Das könnte auf die Bodenverhältnisse während der Durchführung der Selbstbohrpressiometerversuche zurückzuführen sein, sodass die erfassten Steifigkeitsparameter durch die „schnelle“ Lastaufbringung und die „kurze“ Prüfzeit im schwach durchlässigen Miozän überschätzt wurden. Die Berechnungsergebnisse der 3D-HS-Modelle unter Anwendung des Bodenparametersets 1 überschätzen aufgrund der Vernachlässigung der *small strain stiffness* die Messergebnisse geringfügig.

Bei Anwendung des HSS-Stoffmodells wurden für alle Modellkonfigurationen durchwegs kleinere, horizontale Schlitzwandverformungen und erheblich geringere Hebungen der Aushubsohle errechnet als bei Anwendung des HS-Stoffmodells. Bei Vernachlässigung der *small strain stiffness* wurden je nach Modellkonfiguration bis zu 150 % größere Schlitzwandverformungen und bis zu 385 % größere Hebungen der Aushubsohle errechnet. Bei FE-Berechnungen sollte die erhöhte Bodensteifigkeit bei kleinen Dehnungen (*small strain stiffness*) jedenfalls berücksichtigen werden, da ansonsten die Horizontalverformungen der Baugrubenwände und Hebungen der Schachtsohle deutlich überschätzt werden. Erwartungsgemäß ließen sich mit den 2D-Modellen im Vergleich zu den 3D-Modellen größere Verformungen errechnen. Das ist auf das ebene Berechnungsverfahren zurückzuführen, da räumliche Effekte (steife Schachtecken, räumlicher Erddruck) im ebenen Berechnungsmodell nicht berücksichtigt werden können.

Die aus der undrainierten und gekoppelten Berechnung ermittelten Sohlhebungen sind im Vergleich zu den Ergebnissen der drainierten Berechnung viel geringer, weil sich der durch den Konsolidationsprozess entstehende Porenwasserunterdruck (*negative excess pore water pressure*) günstig auf das Verformungsverhalten des Bodens unterhalb der Schachtsohle auswirkt. Mit der Konsolidationsberechnung unter Verwendung des 3D-HSS-Modells mit dem Bodenparameterset 2 (Laborparameter) konnten die gemessenen Hebungen der Aushubsohle und Horizontalverformungen der Schlitzwände hinreichend gut reproduziert werden.

Auf Basis des 3D-HSS-Modells wurde anschließend eine Parameter- und Sensitivitätsstudie durchgeführt. Um den Einfluss der Konstruktionselemente des Schachtes auf das Verformungsverhalten der Schlitzwände und der Aushubsohle zu untersuchen, wurden im Zuge der Sensitivitätsstudie die Schlitzwanddicke der Baugrubenumschließung und die Breite der Betonaussteifungsträger variiert. In der Bodenparameterstudie wurde der Einfluss der geologischen Vorbelastung der überkonsolidierten, miozänen Bodenschichten anhand der Variation des *Pre-Overburden-Pressure (POP)* im Berechnungsmodell auf das Verformungsverhalten der Schlitzwände und der Aushubsohle untersucht. Des Weiteren wurden unter der Annahme, dass alle angewendeten Bodenkenngrößen durch eine Normalverteilung statistisch beschreibbar sind, sowohl die Scherparameter als auch die Steifigkeitsparameter, in Abhängigkeit der aus Literaturwerten abgeschätzten Standardabweichungen, im Berechnungsmodell variiert.

In der Sensitivitätsstudie konnte gezeigt werden, dass der Einfluss der Bauteilsteifigkeiten der Schlitzwand und der Aussteifungsträger einen vernachlässigbar geringen Einfluss auf das Hebehungsverhalten der Aushubsohle hat. Des Weiteren konnte festgestellt werden, dass bei einer 70-prozentigen Reduktion der Biegesteifigkeit der Schlitzwand (dies entspricht einer Reduktion der Dicke um 33 %), rund 31 % höhere Horizontalverformungen errechnet wurden, wohingegen eine Erhöhung der Wandsteifigkeit um 95 %, was einer Erhöhung der Wanddicke um 25 % entspricht, nur zu einer 14-prozentigen Minimierung der errechneten, maximalen Schlitzwandverformungen führte. Bei einer Erhöhung der Dehnsteifigkeit der Aussteifungsträger um 100 % (Verdoppelung der Trägerbreite) wurden nur 8 % geringere, maximale Schlitzwandverformungen errechnet. Reduziert man hingegen die Trägerbreite und somit die Dehnsteifigkeit der Aussteifungsträger um 70 %, wurden bis zu 23 % größere Schlitzwandverformungen errechnet. Die Reduktion der Bauteilsteifigkeiten wirkt sich deutlich auf das horizontale Verformungsverhalten der Schlitzwand aus, wohingegen die Erhöhung der Bauteilsteifigkeiten einen geringeren Effekt aufweist.

Wird der *POP* vernachlässigt bzw. im Berechnungsmodell gleich Null gesetzt, wurden bis zu 21 % größere Horizontalverformungen der Schlitzwände errechnet. Die Überschätzung des *POP* hingegen führte zu keinen signifikant hohen Abweichungen der Berechnungsergebnisse im Vergleich zu den im Referenzmodell errechneten Wandverformungen. Bei Betrachtung des Verformungsverhaltens der Aushubsohle wurde festgestellt, dass bei Vernachlässigung des *POP* im Berechnungsmodell bis zu 10 % höhere Sohlhebungen errechnet wurden. Wird der *POP* hingegen um 100 % erhöht, wurden bis zu 8 % geringere Hebungen der Aushubsohle errechnet. Wenn kein *POP* für einen Boden vorliegt, ist es immer noch besser den *POP* grob abzuschätzen, als ihn gänzlich zu vernachlässigen, da ansonsten zu große Sohlhebungen und insbesondere Schlitzwandverformungen errechnet werden. In der Bodenparameterstudie konnte außerdem festgestellt werden, dass die mit der doppelten Standardabweichung in ungünstiger Richtung variierten Bodenkennwerte die Berechnungsergebnisse des Referenzmodells um 141 % überschritten. Die mit der doppelten Standardabweichung in günstiger Richtung variierten Bodenkennwerte führten hingegen nur zu rund 42 % geringeren, errechneten Schlitzwandverformungen. Bei der Analyse des Verformungsverhaltens der Aushubsohle konnte festgestellt werden, dass im ungünstigsten Fall bis zu 183 % größere Sohlhebungen errechnet wurden, wohingegen im günstigsten Fall bis zu 52 % geringere Hebungen der Aushubsohle ermittelt wurden. Auch dabei zeigte sich,

dass eine Reduzierung der Parameter deutlich größere Auswirkungen auf die Berechnungen hat als eine Erhöhung dieser.

Aus Feldversuchen ableitbare Steifigkeitsparameter für höherwertige Stoffmodelle stellen eine Bereicherung für numerische Berechnungsmodelle dar. Anhand von Selbstbohrpressiometerversuchen abgeleitete Stoffparameter bieten eine gute Möglichkeit, die Steifigkeiten des Bodens im eingebauten Zustand realitätsnahe zu erfassen, jedoch müssten die Drainagebedingungen des Bodens bei der Ermittlung der Steifigkeitsparameter mitberücksichtigt werden. Im Sinne eines Ausblicks für weitere Forschungsarbeiten könnten die aus Laboruntersuchungen abgeleiteten Steifigkeitsparameter den durch Selbstbohrpressiometer ermittelten Steifigkeitsparameter gegenübergestellt werden.

Des Weiteren können die in dieser Diplomarbeit entwickelten Berechnungsmodelle für weiterführende, statistische und probabilistische Berechnungen genutzt werden. Beispielsweise nutzt *Kichaieva* [28] die im Zuge dieser Diplomarbeit entwickelten Modelle zur Berechnung von Schlitzwandbeanspruchungen, die anschließend einer statistischen Analyse unterzogen werden.

Für die Weiterentwicklung bzw. Verbreitung von numerischen Modellierungen in der Geotechnik ist es notwendig, sichergestellte höherwertige Stoffparameter ermitteln zu können, da die Qualität einer numerischen Berechnung sehr stark von den zugrunde liegenden Parametern abhängt, wie sich in der Arbeit gezeigt hat. Außerdem ist eine größere Anzahl an numerischen Vergleichsrechnungen hilfreich, um ermittelte Parameter zu validieren.

Literaturverzeichnis

Literatur und Normen

- [1] Adam D. (2016): *Studienunterlagen zur Vorlesung Grundbau und Bodenmechanik*. Auflage SS2016, Institut für Geotechnik, Technische Universität Wien, Wien.
- [2] Ameratunga, J., Sivakugan, N., & Das, B. M. (2016): "Pressuremeter Test". In: *Correlations of Soil and Rock Properties in Geotechnical Engineering*, 2016, Developments in Geotechnical Engineering, Springer India, pp. 159-181.
- [3] Ampera, B., Aydogmus, T. (2005): "Skin Friction between Peat and Silt Soils with Construction Materials". In: *Electronic Journal of Geotechnical Engineering*, 2005 Vol. 10, pp. 1-13.
- [4] Arcelor Mittal (2016): *Piling Handbook, 9th Edition*. ISBN 978-99959-0-194-3, Luxemburg.
- [5] Ardiaca, D. H. (2009): "Mohr-Coulomb parameters for modeling of concrete structures". In: *Plaxis Bulletin*, 2009, Vol. H. 1, pp. 12-15.
- [6] Bagbag, A. A., Lehane, B. M., & Doherty, J. P. (2017): "Predictions of footing and pressuremeter response in sand using a hardening soil model". In: *Proceedings of the Institution of Engineers-Geotechnical Engineering*, Vol. 170, Issue 6, pp. 479-492.
- [7] Baker, J., Calle, E. (2006): *JCSS Probabilistic Model Code, Section 3.7: Soil Properties*. Joint Committee on Structural Safety, Zurich, Switzerland.
- [8] Benz T., Vermeer P.A. (2007): „Zuschrift zum Beitrag „Über die Korrelation der ödometrischen und der „dynamischen“ Steifigkeit nichtbindiger Böden“ von T. Wichtmann und Th. Triantafyllidis. (Die Bautechnik 83, No. 7, 2006)“. In: *Die Bautechnik 84*, 2006, Vol. 84, Issue 5, pp. 361- 364.
- [9] Benz, T. (2007): *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*. Dissertation, Mitteilung 55 des Instituts für Geotechnik, Universität Stuttgart. Herausgeber P.A. Vermeer, Stuttgart.
- [10] Benz, T.; Schwaab, R.; Vermeer, P.A. (2007): „Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen“. In: *Die Bautechnik 84*, 2007, Heft 11, Verlag Ernst & Sohn, pp. 749-761, Berlin.
- [11] Bode, M., Schranz, F., Medicus, G., & Fellin, W. (2019): „Vergleich unterschiedlicher Materialmodelle an einer Aushubsimulation“. In: *Geotechnik 42*, 2019, Vol. 42, Ernst & Sohn Verlag, ISSN: 0172-6145, pp. 11-13.
- [12] Bryson, L. S., & Zapata-Medina, D. G. (2012): "Method for Estimating System Stiffness for Excavation Support Walls". In: *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 2012, Vol. 138, Issue 9, pp. 1104-1115.

- [13] Callisto, L., Maltese, F., & Bertoldo, F. (2014): *Design of deep excavations in fine-grained soils accounting for changes in pore water pressures. Geotechnical aspects of underground construction in soft ground*. 8th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Crc Press-Taylor & Francis Group, 2014, pp. 161-166, Seoul, South Korea.
- [14] Cardoso Bernardes, H., Martines Sales, M., Rodrigues Machado, R., José da Cruz Junior, A., Pinto da Cunha, R., Resende Angelim, R., & Félix Rodríguez Rebolledo, J. (2022): "Coupling hardening soil model and Ménard pressuremeter tests to predict pile behavior". In: *European journal of environmental and civil engineering*, 2022, Vol. 26, ISSN: 1964-8189, pp. 5221-5240.
- [15] Chowdhury, S. S., Deb, K., & Sengupta, A. (2013): "Estimation of Design Parameters for Braced Excavation: Numerical Study". In: *International Journal of Geomechanics*, 2013, Vol. 13, Issue 3, pp. 234-247.
- [16] Dimova, M. (2021): *Numerische Modellierung einer tiefen Baugrube unter besonderer Berücksichtigung ausgewählter Schlitzwandabschnitte*. Diplomarbeit, Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Wien.
- [17] DIN EN 10220 (2003): *Nahtlose und geschweißte Stahlrohre - Allgemeine Tabellen für Maße und längenbezogene Masse. Deutsche Fassung EN 10220:2002*. Ausgabe 2003-03.
- [18] Dong, Y. P., Burd, H. J., & Houlsby, G. T. (2016): "Finite-element analysis of a deep excavation case history". In: *Geotechnique*, 2016, Vol. 66, Issue 1, pp. 1-15.
- [19] Freiseder, M. G., & Schweiger, H. F. (1999): "Performance of the 'hardening soil model' for a deep excavation problem". In: *Beyond 2000 in computational geotechnics: 10 years of plaxis international, 1st International PLAXIS Symposium on Beyond 2000 in Computational Geotechnics*, 1999, pp. 263-270, Amsterdam, Netherlands.
- [20] German Geotechnical Society (2014): „Allgemeiner Teil“. In: *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG*, Ernst & Sohn Verlag, pp. 1-36, Berlin.
- [21] German Geotechnical Society (2014): „Baugruben und Böschungen im Lockergestein“. In: *Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG*, Ernst & Sohn Verlag, pp. 37-60, Berlin.
- [22] Hardin, B.; Drnevich, V. (1972): "Shear Modulus and damping in Soils: Design equations and curves". In: *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 1972, Proceedings of the American Society of Civil Engineers, pp. 667-692, Lexington, USA.
- [23] Hefny, A. M., Sorour, T. M., & Ezzat, M. E. (2016): *Prediction of the Field Response of Soil-Support Systems in Deep Excavations. Geotechnical*. 4th Geo-China International Conference on Sustainable Civil Infrastructures - Innovative Technologies for Severe Weathers and Climate Changes, Shandong.

- [24] Heuer, R. (2021): *Risikobewertung im Bauwesen (WS 2021/22), Zuverlässigkeitsanalyse und probabilistische Bemessung*. Vorlesungsunterlagen, Forschungsbereich Strukturdynamik und Risikobewertung von Tragwerken, Institut für Hochbau, Baudynamik und Gebäudetechnik, Technische Universität Wien, Wien
- [25] Houhou, M. N., Emeriault, F., & Belounar, A. (2019): "Three-dimensional numerical back-analysis of a monitored deep excavation retained by strutted diaphragm walls." In: *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 83, pp. 153-164.
- [26] Ishihara K, Tatsuoka F., Yasuda S. (1975): "Undrained deformation and liquefaction of sand under cyclic stresses". In: *Soils and Foundations*, 1975, Vol. 15, No. 1., pp. 29-44.
- [27] Kharaghani, S., Bolouri, H., Rivard, P., & Akhtarpour, A. (2020): *A study on the efficiency of the hardening soil model for soft clay*. 71st Canadian Geotechnical Conference, Department of Civil Engineering – University of Sherbrook, Sherbrook, Quebec, Canada.
- [28] Kichaieva O. (2023): *Probabilistic statistical calculation of the Schacht Triester Straße*. Technische Universität Wien, Wien, Unveröffentlicht.
- [29] Klein, L., & Moormann, C. (2017): „Beitrag zur Abbildung von Schlitzwänden in räumlichen Finite-Elemente-Berechnungen“. In: *Die Bautechnik 94*, Heft 8, ISSN: 0932-8351, Ernst & Sohn Verlag, Berlin
- [30] Krapfenbauer (2018): *Bautabellen 21. Ausgabe*. Verlag Jugend & Volk GmbH, 2018, Wien.
- [31] Lächler, A. Q. A. (2009): *Bedeutung herstellungsbedingter Einflüsse auf das Trag- und Verformungsverhalten von Schlitzwänden Zugl.*: Stuttgart, Univ., Diss., 2009 Stuttgart: Inst. für Geotechnik, Stuttgart.
- [32] Law, K. H., Hashim, R., & Ismail, Z. (2014): "3D numerical analysis and performance of deep excavations in Kenny Hill formation". In: *Numerical Methods in Geotechnical Engineering*, 2014, Hicks, Brinkgreve & Rohe (Eds) Taylor & Francis Group, pp. 759-764, London.
- [33] Lim, A., & Ou, C. Y. (2017): "Stress paths in deep excavations under undrained conditions and its influence on deformation analysis". In: *Tunnelling and Underground Space Technology*, 2017, Vol. 63, pp. 118-132.
- [34] Melnikov, R., Zazulya, J., Stepanov, M., Ashikhmin, O., & Maltseva, T. (2016): "OCR and POP parameters in Plaxis-based numerical analysis of loaded over consolidated soils". In: *Procedia Engineering*, 2020, 15th international scientific conference underground urbanisation as a prerequisite for sustainable development, Elsevier Science Bv, pp. 845-852, St. Petersburg, Russia.

- [35] Ng, C. W. W., Zheng, G., Ni, J. J., & Zhou, C. (2020): "Use of unsaturated small-strain soil stiffness to the design of wall deflection and ground movement adjacent to deep excavation". In: *Computers and Geotechnics*, 2020, Vol. 119, pp. 1-8.
- [36] ÖNORM EN 1990 (2013): *Eurocode - Grundlagen der Tragwerksplanung (konsolidierte Fassung)*. Ausgabe 2013-03-15.
- [37] ÖNORM EN 1992-1-1 (2015): *Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau (konsolidierte Fassung)*. Ausgabe 2015-02-15.
- [38] ÖNORM EN 1997-1 (2014): *Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln (konsolidierte Fassung)*. Ausgabe 2014-11-15.
- [39] Plaxis 2D Handbuch (2021): *Material Models Manual*. PLAXIS 2D-V21.01 by Bentley Systems Inc.
- [40] Plaxis 2D Handbuch (2021): *Reference Manual*. PLAXIS 2D-V21.01 by Bentley Systems Inc.
- [41] Plaxis 3D Handbuch (2021): *Reference Manual*. PLAXIS 3D-V21.01 by Bentley Systems Inc.
- [42] Potyondy, J. G. (1961): "Skin Friction between Various Soils and Construction Materials". In: *Geotechnique*, 1961, Vol. 11, Issue 4, pp. 339-353.
- [43] Rédly, J. Q. R. J. (2016): *Numerische Analyse des Setzungsverhaltens der innovativen Pylonfundierung der Ada-Brücke über die Save in Belgrad*. Diplomarbeit, Technische Universität Wien, Wien.
- [44] Schuppener, B. (2012): *Zuverlässigkeit und Sicherheit bei der geotechnischen Bemessung in Deutschland*. 8. Kolloquium 'Bauen in Boden und Fels', 17. und 18. Januar 2012 in Ostfildern/Stuttgart. pp. 405-412, Ostfildern: Technische Akademie Esslingen.
- [45] Schwarzl, P. Q. S. P. (2018): *Evaluierung von Berechnungsverfahren für Umschließungen von tiefen Baugruben*. Diplomarbeit, Technische Universität Wien, Wien.
- [46] Schweiger, H. (2022): *Numerical Geotechnics / SS 2023 / TU Wien*. Vorlesungsunterlagen zur Lehrveranstaltung Numerical Geotechnics, Technische Universität Graz, Graz.
- [47] Totsev, A. E. (2011): *Deep excavation in Bulgaria-comparison of measured and computed performance*. 7th International Symposium on Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, Crc Press-Taylor & Francis Group, pp. 807-812, Rome, Italy.
- [48] Vassallo, R., Mancuso, C., & Vinale, F. (2007): "Effects of net stress and suction history on the small strain stiffness of a compacted clayey silt". In: *Canadian Geotechnical Journal*, 2007, Vol. 44, Issue 4, pp. 447-462.

- [49] Voit, T. (2016): *3D - FEM Modelling of a Deep Excavation*. Master's Thesis, Graz University of Technology, Institute for Soil Mechanics and Foundation Engineering, Graz.
- [50] Witt, K.J. (2017): *Grundbau-Taschenbuch: Teil 1. Geotechnische Grundlagen*. Achte Auflage, Verlag Ernst & Sohn GmbH & Co. KG, Berlin.
- [51] Zdravkovic, L., Potts, D. M., & St John, H. D. (2005): "Modelling of a 3D excavation in finite element analysis". In: *Geotechnique*, 2005, Vol. 5, Issue 7, pp. 497-513.
- [52] Zhang, W. Q. W. (2022). *Design of Deep Braced Excavation and Earth Retaining Systems Under Complex Built Environment: Theories and Case Studies*. Springer Nature Singapore Pte Ltd., ISBN 978-981-16-5319-3, Singapore.

Bauprojektbezogene Grundlagen

- [53] ARGE U2/18 Wasserhaltung (2021): *Abschlussbericht „Maßnahmen zur Grundwasserhaltung“, BVH. Wiener Linien: U2/18 Schacht Triester Straße*. Abschlussbericht vom 03.05.2021 inkl. Anlagen, Wien.
- [54] Demberger R. (2021): *Endbericht Smart Structures. Messeinsatz Schacht Triester Straße*., Technischer Bericht der Terrestris GmbH vom 17.05.2021, Wien.
- [55] Demberger R. (2023): *Klion Reportberichte, Neuauswertung der Inklinometer 1 bis 8, U2 Schacht Triester Straße*, Terrestris GmbH vom 07.07.2023, Wien.
- [56] In Situ Site Investigation (2017): *Pressuremeter Testing, factual report; Project U2/U5 Hauptuntersuchungen Bohrprogramm 01/198; Report No.: P1160115*. Sussex, England.
- [57] Krepper F., Kronberger M. (2022): *Operation U-Bahn-Station Matzleinsdorfer Platz –Wie geht's dem Patienten?* Wien.
- [58] Krepper F., Kronberger M. (2022): *Operation U-Bahn-Station Matzleinsdorfer Platz*. Präsentationsunterlagen ÖGT Geotechniktagung vom 20.04.2022, Wien.
- [59] Magistrat der Stadt Wien, Magistratsabteilung 29 (2019): *MA 29-G-BER-657574/2015, U-Bahn-Linie U2, Bauabschnitt U2/18 „Matzleinsdorfer Platz“, Abteufen Schacht Triester Straße, Geotechnisches Gutachten*. Wien.
- [60] Planungsgemeinschaft U2/18 (2021): *Bericht über die Interpretation der bisherigen Setzungsmessungen U2/18, ISP 21.1.202*. Wien.
- [61] Shahraki M. (2021): *003110 – Load monitoring Triester Str., Wien*. Technischer Bericht Groundforce Shorco Excavation Support vom 12.02.2021, VP GmbH, Projektnummer 0031100, Wien.
- [62] Swietelsky GmbH (2019): *Technisches Ausführungskonzept Verformungsüberwachung und Hebungsausgleich BVH: U2/18 Abteufen Schacht Triester Straße*. Revision B vom 11.11.2019, Wien.

- [63] Swietelsky GmbH (2020): *Bauzeitplan, Plannummer: U2-18_Abt._Scha._S_AS_BZP_AMT_001_8*. Planrevision 8 vom 27.08.2020, Wien.
- [64] Swietelsky GmbH (2020): *Technischer Bericht Prov. Aussteifungshorizont, BVH: U2/18 Abteufen Schacht Triester Straße, Index B*. Bericht vom 03.09.2020, Wien.
- [65] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Abteufen Schacht Triester Strasse Technischer Bericht KI, Plannummer: G-I-5, GZ: TCE/ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [66] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Lageplan Baugrundaufschlüsse, Plannummer: G-I-2, GZ: TCE/ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [67] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Grundriss N-2 und Decke über N-2, Plannummer: U20829331, GZ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [68] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Grundriss N-3 und Decke über N-3, Plannummer: U20829332, GZ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [69] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Grundriss N-4 und Decke über N-4, Plannummer: U20829333, GZ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [70] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Grundriss Bodenplatte, Plannummer: U20829335, GZ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [71] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Querschnitt Seite ÖBB, Plannummer: U20829336, GZ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [72] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Längenschnitt, Plannummer: U20829338, GZ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [73] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Geolog.-Geotechnischer Längsschnitt Gleis 1, Plannummer: G-I-3, GZ: TCE/ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [74] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Geolog.-Geotechnischer Längsschnitt Gleis 2, Plannummer: G-I-4, GZ: TCE/ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [75] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Geologischer - Geotechnischer Queschnitt, Plannummer: G-I-5, GZ: TCE/ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [76] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Schacht Triester Straße, Vorschlag prov. STB-Aussteifung, Plannummer: U208 29 334, GZ: TCE/ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.

- [77] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Südschacht, Übersicht – Messpunkte und Messprogramm, Aushub N-2, N-3; Plannummer: S_01_010_A; GZ: TCE/1601*. Ausführungsplan vom 19.11.2019, Wien.
- [78] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2019): *Übersichtslageplan, Plannummer: U208 29 252, GZ: TCE/ 1601*. Ausschreibungsplan vom März 2019, Wien.
- [79] Tecton Consult Engineering ZT GmbH (2020): *Bauabschnitt U2/18 Matzleinsdorfer Platz, Abteufen Schacht Triester Straße – VP2D, Geotechnischer Sicherheitsmanagementplan, GZ 1601*. Stand vom 24.08.2020, Wien.



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Abbildungsverzeichnis

Abb. 2.1: Übersicht der U-Bahn-Station Matzleinsdorfer Platz [57]	13
Abb. 2.2: Umgebende Bebauung der U-Bahn-Station Matzleinsdorfer Platz [58]	14
Abb. 2.3: Lage der Baugrundaufschlüsse [66]	15
Abb. 2.4: Geologischer Schnitt quer zur Gleisachse in Längsrichtung des Schachtes [75]	17
Abb. 2.5: Geologischer Längsschnitt durch das Gleis 1 in Querrichtung des Schachtes [73]	18
Abb. 2.6: Geologischer Längsschnitt durch das Gleis 2 in Querrichtung des Schachtes [74]	18
Abb. 2.7: Querschnitt A-A (adaptiert nach [72])	20
Abb. 2.8: Trägerlagerung auf Pressen im Bereich der Mittelpfeiler [72]	20
Abb. 2.9: Grundriss der Ebene N-0 (adaptiert nach [67])	21
Abb. 2.10: Grundriss der Ebene N-2 (adaptiert nach [68])	22
Abb. 2.11: Grundriss der Ebene N-3 (adaptiert nach [69])	22
Abb. 2.12: Grundriss der Ebene N-4 (adaptiert nach [64] und [76])	23
Abb. 2.13: Grundriss der Ebene N-5 (adaptiert nach [70])	23
Abb. 2.14: Anordnung der Inklinometer im Grundriss und Messpunktbezeichnungen [54]	25
Abb. 2.15: Übersicht der resultierenden Horizontalverformungen der Inklinometermessungen vom 30.03.2021 nach dem Ausbau der temporären Stahlaussteifung (adaptiert nach [55]) .	26
Abb. 2.16: Anordnung der Schlauchwaagen und Abstandssensoren im Längsschnitt [54]	27
Abb. 2.17: Anordnung der Schlauchwaagensensoren im Durchbruch der Mittelschlitzwände [62]	27
Abb. 2.18: Vertikale Verschiebungen der Mittelschlitzwände relativ zur westlichen Außenschlitzwand (Referenzmesspunkt T1) in der Ebene N-2 (adaptiert nach [54])	28
Abb. 2.19: Vertikale Absolutverschiebungen der Mittelschlitzwände und der Randträgerroste (Messpunkte T1 und T2) in der Ebene N-2 (adaptiert nach [54])	28
Abb. 2.20: Hebungen unter der Baugrubensohle bei Extensometer RH 1 (adaptiert nach [54])	29
Abb. 2.21: Hebungen unter der Baugrubensohle bei Extensometer RH 2 (adaptiert nach [54])	30
Abb. 2.22: Positionierung der Reverse-Head-Extensometer im Längsschnitt [54]	30
Abb. 2.23: Hydraulisches Verteilsystem der Pressen [62]	31
Abb. 2.24: Ansicht des Schlitzwandfensters und des Pressenaufagers [62]	32
Abb. 2.25: Ausgeführtes Pressenaufleger im Durchbruch einer Mittelschlitzwand	32
Abb. 2.26: Trägerdurchführung der Längsträger durch die Mittelschlitzwände, Ansicht der westlichsten Mittelschlitzwand von der Ebene N-3 mit Blickrichtung nach Osten	33
Abb. 2.27: Anordnung und Bezeichnung der geodätischen Messpunkte im Grundriss [62]	34

Abb. 2.28: Vertikalverformungsverlauf der geodätischen Messpunkte im Bereich der ÖBB-Stützmauer aus [60]; Auf der Abszisse sind Hebungen und Setzungen (negatives Vorzeichen) der Stützmauer in Millimetern aufgetragen. Auf der Ordinate ist die Zeit mit einer nicht-linearen Achsenskalierung aufgetragen;.....	35
Abb. 2.29: Übersicht und Anordnung der provisorischen Stahlaussteifungen in der Ebene N-4; Bei den rot markierten Aussteifungselementen wurden Kraftmesseinrichtungen installiert [64]	36
Abb. 2.30: Brunnenanordnung zur Grundwasserentspannung im Grundriss [53]	37
Abb. 3.1: Empfehlung zur Wahl des Berechnungsausschnitts für die FE-Modellierung von Baugrubenwänden [21].....	40
Abb. 3.2: Berechnungsausschnitt eines Tunnels mit Randbedingungen; Symmetrieachse und seitlicher Rand (1) und (3): keine horizontale Verschiebung, vertikale Verschiebung frei; oberer Rand (2): freier Rand mit Belastung; unterer Rand (4): keine vertikale Verschiebung, Horizontalverschiebung frei; Federelemente (4a) und (4b): Im Sonderfall um die Wirkung angrenzender Bereiche näherungsweise zu erfassen [20]	40
Abb. 3.3: Auswahl von Elementtypen, die bei FE-Berechnungen für die Diskretisierung verwendet werden; bei den rot markierten Elementtypen handelt es sich um 6- bzw. 15-knotige Dreieckselemente, die in der FE-Berechnungssoftware <i>Plaxis 2D</i> zur Verfügung stehen [46]	41
Abb. 3.4: Beispiele für geneigte Oberflächen und Bodenschichten, die bei Anwendung des K0-Verfahrens zu initialen Spannungszuständen führen können, die sich nicht im Gleichgewicht befinden [46]	43
Abb. 3.5: Generieren des Primärzustands bei Bauprojekten in innerstädtischen Gebieten [46]....	44
Abb. 3.6: Randbedingungen zur Definition des freien Grundwasserspiegels für die FE-Modellierung bei Baugrubenwänden [20]	45
Abb. 3.7: Schematische Darstellung der Beeinflussung eines Bodenelements durch die elastischen Parameter K und G ; oben: der Kompressionsmodul K steuert die volumetrischen Verformungen und „skaliert“ das Bodenelement winkeltreu; unten: der Schubmodul G steuert die deviatorischen Verformungen und „verzerrt“ das Bodenelement unter Volumenkonstanz [46]	50
Abb. 3.8: Definition anisotroper Stoffparameter bei Plattenelementen in <i>Plaxis</i> [40]	50
Abb. 3.9: Hauptspannungsraum adaptiert nach [46]	51
Abb. 3.10: Spannungs-Dehnungs-Diagramm eines linear elastischen – ideal plastischen Materials [46]	52
Abb. 3.11: Schematische Darstellung einer Fließfläche in der Hauptspannungsebene, links: nicht-assozierte Fließregel, rechts: assoziierte Fließregel [46].....	53
Abb. 3.12: Häufig in der Bodenmechanik verwendete Grenzbedingungen; links: Mohr-Coulomb-Grenzbedingung eines kohäsiven Bodens im Hauptspannungsraum; rechts: ausgewählte Grenzbedingungen in der deviatorischen Spannungsebene [20]	53
Abb. 3.13: Das Mohr-Coulomb-Modell; links im Hauptspannungsraum, rechts in der deviatorischen Spannungsebene [20]	54

Abb. 3.14: Spannungs-Dehnungs-Diagramme eines linear elastischen – plastischen Materials [46]	56
Abb. 3.15: Schematische Darstellung einer Fließfläche in einer Hauptspannungsebene, links: isotrope Verfestigung (Standardfall), rechts: kinematische Verfestigung [46].....	57
Abb. 3.16: Hyperbolische Beziehung zwischen der deviatorischen Spannung q und der Vertikaldehnung ε_1 im Hardening Soil Modell [39].....	58
Abb. 3.17: Definition der Stoffparameter E_{50} und E_{ur} anhand von Versuchsergebnissen eines drainierten Triaxialversuchs (adaptiert nach [39]).....	59
Abb. 3.18: Definition des Stoffparameters E_{oed} anhand von Versuchsergebnissen eines Ödometerversuchs [39]	60
Abb. 3.19: links: Darstellung der Fließfläche und der Verfestigungsbereiche in der p-q- Spannungsebene [49]; rechts: Darstellung der Fließflächen des Hardening Soil Modells im Hauptspannungsraum (adaptiert nach [39]).....	60
Abb. 3.20: Konturlinien aus Triaxialversuchen von <i>Ishihara, Tatsuoka und Yasuda</i> für Kurven gleicher Scherdehnungen γ in der p-q-Spannungsebene aus [26] und [46]	62
Abb. 3.21: Schematische Darstellung des Einflusses der mobilisierten Scherdehnung auf die Fließfunktion in Abhängigkeit des Steifigkeitsexponenten m im p-q-Diagramm [46].....	62
Abb. 3.22: Schematische Darstellung der Auswirkung der Fließregel auf die deviatorische Fließfläche in Abhängigkeit des mobilisierten Reibungswinkels im p-q-Diagramm (adaptiert nach [46])	63
Abb. 3.23: Berücksichtigung der geologischen Vorbelastung im Hardening Soil Modell; links: Erstbelastung bis Überkonsolidationsspannung und dann elastische Entlastung für den aktuellen Primärspannungszustand [39]; rechts: Lage der Kappe wird durch Überkonsolidation bestimmt; aktueller Spannungszustand liegt im elastischen Bereich [46] 64	
Abb. 3.24: Ermittlung der Überkonsolidationsspannung anhand der overconsolidation ratio OCR (links) oder dem pre-overburden preassure POP (rechts) [46].....	65
Abb. 3.25: Abnahme der Steifigkeit in Abhängigkeit zur Scherdehnung γ_s in logarithmischer Darstellung [8].....	67
Abb. 3.26: Spannungs-Dehnung-Beziehung bei kleinen Dehnungen in Form einer hyperbolischen Funktion nach <i>Hardin & Drnevich</i> (links) und <i>Santos & Correia</i> (rechts) [9].....	68
Abb. 3.27: Korrelation zwischen E_d (Annahme $E_d \approx E_0$) und E_S (Annahme $E_S \approx E_{ur}$) nach <i>Alpan</i> (10 kg/cm ³ \approx 1 MPa) [9].....	69
Abb. 3.28: Korrelation zwischen E_0 und E_S (Annahme $E_S \approx E_{ur}$) nach <i>Benz & Vermeer</i> [43]	69
Abb. 3.29: Einfluss der Plastizitätszahl IP ($=PI$) auf die Steifigkeitsreduktion nach <i>Vucetic & Dobry</i> [9]	70
Abb. 3.30: Darstellung Bereiche großer und kleiner Dehnungen anhand einer FE-Berechnung einer Baugrube [46] adaptiert nach [8].....	71
Abb. 3.31: Links: Verteilungsdichten für Einwirkungen E und Widerstände R ; Rechts: Glockenkurve der Grenzzustandsfunktion Z (adaptiert nach [44])	73

Abb. 4.1: Definition des ebenen Berechnungsschnittes A-A im Grundriss der Ebene N-0 als Grundlage für die Erstellung des ebene Berechnungsmodells in <i>Plaxis 2D</i> , entspricht Abbildung 2.9	77
Abb. 4.2: Systemschnitt A-A als Modellierungsgrundlage für das ebene Berechnungsmodell in <i>Plaxis 2D</i> , entspricht Abbildung 2.7.....	78
Abb. 4.3: Übersicht der erstellten <i>Plaxis 2D</i> -Modelle.....	79
Abb. 4.4: Definition des Berechnungsausschnitts für das ebene Modell in <i>Plaxis 2D</i>	80
Abb. 4.5: Oberflächenlasten im Bereich der Straße und der Bahnanlage	81
Abb. 4.6: Definition der Bodenverhältnisse in <i>Plaxis 2D</i> , Bodenschichtverlauf und Lage der „Bohrlöcher“ im ebenen Modell	82
Abb. 4.7: Schnitt A-A mit Absenktrichter der Grundwasserentspannung (adaptiert nach [72]).....	83
Abb. 4.8: Grundwasser-Schichtenplan der Baugrube während der Grundwasserentspannung (adaptiert nach [53] und [66]).....	83
Abb. 4.9: Drainageverhältnisse und Schichtmächtigkeit für die Abschätzung des Zeitfaktors TV ..	84
Abb. 4.10: Korrelation nach <i>Alpan</i> für die Bodenschichten A, MZ (1) aus Bodenparameterset 1, MZ (2) aus Bodenparameterset 2 und QG3 (adaptiert nach [9]).....	88
Abb. 4.11: Korrelation nach <i>Benz & Vermeer</i> für die Bodenschichten A, MZ (1) aus Bodenparameterset 1, MZ (2) aus Bodenparameterset 2 und QG3 (adaptiert nach [43])	88
Abb. 4.12: Abschätzung des HSS-Parameters $\gamma_{0,7}$ für die Bodenschichten MZa und MZb anhand der Korrelation nach <i>Vucetic & Dobry</i> (adaptiert nach [9])	90
Abb. 4.13: 2D-Modellierung der Mittelschlitzwände als Pfahlreihe.....	93
Abb. 4.14: Elastische Zone unter dem Pfahlelement in <i>Plaxis 2D</i> [40].....	93
Abb. 4.15: Interaktion zwischen dem Boden und einem Pfahlelement in <i>Plaxis 2D</i> [40]	96
Abb. 4.16: Modellierung der Boden-Pfahl-Interaktion mittels Federelementen in <i>Plaxis 2D</i> [40] .	97
Abb. 4.17: Implementierung des Rostes in die Außenschlitzwände in <i>Plaxis 2D</i>	98
Abb. 4.18: Hydraulische Aussteifung MP 750 System Groundforce der <i>Vp GmbH</i> [64].....	100
Abb. 4.19: Systemabmessungen der Aussteifungsträger im Schnitt A-A für die Modellierung der Mittelschlitzwandlagerung.....	101
Abb. 4.20: Systemabmessungen der Aussteifungsträger im Grundriss N-0 für die Modellierung der Mittelschlitzwandlagerung (adaptiert nach [67])	102
Abb. 4.21: Generiertes FE-Netz des ebenen Berechnungsmodells in <i>Plaxis 2D</i>	103
Abb. 5.1: Definition des Berechnungsausschnitts für das räumliche Modell in <i>Plaxis 3D</i>	109
Abb. 5.2: Übersicht der erstellten <i>Plaxis 3D</i> -Modelle.....	110
Abb. 5.3: Oberflächenlasten im Bereich der Straße und der Bahnanlage in <i>Plaxis 3D</i>	111
Abb. 5.4: Lage der Baugrundaufschlüsse, entspricht Abbildung 2.3	112
Abb. 5.5: Schnitt A-A mit Absenktrichter der Grundwasserentspannung, entspricht Abbildung 4.7	113
Abb. 5.6: Grundwasser-Schichtenplan der Baugrube während der Grundwasserentspannung, entspricht Abbildung 4.8	113

Abb. 5.7: Ansicht der Mittelschlitzwände von der Ebene N-4 mit Blickrichtung nach Südwesten	115
Abb. 5.8: Definition anisotroper Stoffparameter bei Plattenelementen in <i>Plaxis 3D</i> , entspricht Abbildung 3.8	116
Abb. 5.9: Übersicht und Anordnung der provisorischen Stahlaussteifungen in der Ebene N-4, entspricht Abbildung 2.12	117
Abb. 5.10: Grundriss der Ebene N-0, entspricht Abbildung 2.9.....	117
Abb. 5.11: 10-knotiger Tetraeder-FE-Elementtyp in <i>Plaxis 3D</i> [41].....	119
Abb. 5.12: FE-Netz-Verdichtungsbereiche des räumlichen Berechnungsmodells in <i>Plaxis 3D</i> , hellgrüne Bereiche weisen auf eine Netzverfeinerung hin, bei dunkelgrünen Bereichen wird keine Netzverfeinerung vorgenommen; links: Ansicht des Schachtmodells von oben; rechts: Ansicht des Schachtmodells von unten;	119
Abb. 5.13: Generiertes Schacht-FE-Netz des räumlichen Berechnungsmodells in <i>Plaxis 3D</i>	120
Abb. 5.14: Generiertes Boden-FE-Netz im Bereich der Schachtsohle in <i>Plaxis 3D</i>	120
Abb. 6.1: Bezeichnung der Diagrammkurven	125
Abb. 6.2: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse	127
Abb. 6.3: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 8; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse	128
Abb. 6.4: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten horizontalen Baugrundverformungen aus der drainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3.....	129
Abb. 6.5: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten Baugrundverformungen aus der drainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Horizontalschnitt bei +21,00mWN im Bereich der maximal errechneten Schlitzwandverformung	129
Abb. 6.6: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse	130
Abb. 6.7: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 8; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse	131
Abb. 6.8: Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten horizontalen Baugrundverformungen aus der undrainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3.....	132

- Abb. 6.9:** Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten Baugrundverformungen aus der undrainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Horizontalschnitt bei +21,00mWN im Bereich der maximal errechneten Schlitzwandverformung..... 132
- Abb. 6.10:** Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsberechnung..... 133
- Abb. 6.11:** Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 8; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsberechnung..... 135
- Abb. 6.12:** Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten horizontalen Baugrundverformungen aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3 136
- Abb. 6.13:** Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten Baugrundverformungen aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Horizontalschnitt bei +21,00 mWN im Bereich der maximal errechneten Schlitzwandverformung..... 136
- Abb. 6.14:** Vergleich der errechneten Schlitzwandverformungen aus dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 mit den Messergebnissen des Inklinometers 3 137
- Abb. 6.15:** Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse..... 143
- Abb. 6.16:** Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse 143
- Abb. 6.17:** Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse 144
- Abb. 6.18:** Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse 144
- Abb. 6.19:** Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der drainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 vor Einbau der Bodenplatte; Horizontalschnitt bei +13,65 mWN im Bereich der tiefsten Aushubsohle 145
- Abb. 6.20:** Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der drainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3 145
- Abb. 6.21:** Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse..... 146

- Abb. 6.22:** Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse..... 147
- Abb. 6.23:** Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse..... 147
- Abb. 6.24:** Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse..... 148
- Abb. 6.25:** Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der undrainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 vor Einbau der Bodenplatte; Horizontalschnitt bei +13,65 mWN im Bereich der tiefsten Aushubsohle 149
- Abb. 6.26:** Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der undrainierten Berechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3 149
- Abb. 6.27:** Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse 150
- Abb. 6.28:** Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse 151
- Abb. 6.29:** Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse 151
- Abb. 6.30:** Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.4; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse 152
- Abb. 6.31:** Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 vor Einbau der Bodenplatte; Horizontalschnitt bei +13,65 mWN im Bereich der tiefsten Aushubsohle 153
- Abb. 6.32:** Darstellung der mit dem 3D-Modell errechneten vertikalen Baugrundverformungen aus der Konsolidationsberechnung mit dem HSS-Modell und dem Bodenparameterset 2 nach Ausbau der temporären Stahlaussteifung; Vertikalschnitt orthogonal zur Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 3 153
- Abb. 6.33:** Vergleich der errechneten Baugrundhebungen der unterschiedlichen Berechnungsverfahren aus dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 mit den Messergebnissen des Extensometers RH 2.4 154
- Abb. 6.34:** Vergleich der errechneten Baugrundhebungen der unterschiedlichen Berechnungsverfahren aus dem 3D-HSS-Modell unter Anwendung des Bodenparametersets 2 mit den Messergebnissen des Extensometers RH 1.4 155
- Abb. 6.35:** Relative Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten Analyse .. 161

Abb. 6.36: Relative Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten Analyse	161
Abb. 6.37: Relative Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse	162
Abb. 6.38: Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten Analyse ..	166
Abb. 6.39: Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten Analyse	167
Abb. 6.40: Absolut Hebungen der Mittelschlitzwand im Bereich der Schlauchwaage 3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse	167
Abb. 6.41: Normalkraftkraft im Bereich der hydraulischen Steife 19; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse	170
Abb. 6.42: Normalkraftkraft im Bereich der hydraulischen Steife 19; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse.....	170
Abb. 6.43: Normalkraftkraft im Bereich der hydraulischen Steife 19; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse.....	171
Abb. 7.1: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung bei Variation der Schlitzwanddicke D	176
Abb. 7.2: Vergleich der Sohlhebung bei Variation der Schlitzwanddicke D	177
Abb. 7.3: Auswirkung der Variation der Dehnsteifigkeit EA der Aussteifungsträger auf die horizontalen Schlitzwandverformungen	179
Abb. 7.4: Auswirkung der Variation der Dehnsteifigkeit EA der Aussteifungsträger auf die Sohlhebungen.....	180
Abb. 7.5: Auswirkung der Variation der geologischen Vorbelastung (POP) der miozänen Schichten auf die horizontalen Schlitzwandverformungen	182
Abb. 7.6: Auswirkung der Variation der geologischen Vorbelastung (POP) der miozänen Schichten auf die Sohlhebungen.....	183
Abb. 7.7: Auswirkung der probabilistisch ermittelten Bodenparameter der miozänen Schichten auf die horizontalen Schlitzwandverformungen	185
Abb. 7.8: Auswirkung der probabilistisch ermittelten Bodenparameter der miozänen Schichten auf die Sohlhebungen.....	186

Tabellenverzeichnis

Tab. 2.1: Schichtaufbau des Untergrundes sowie projektbezogene Bezeichnungen der Bodenschichten gemäß [59].....	15
Tab. 2.2: Beschreibung der in Tabelle 2.1 angeführten Bodenschichten [59].....	17
Tab. 3.1: Parameter des Mohr-Coulomb Modells	55
Tab. 3.2: Parameter des Hardening Soil Modells.....	59
Tab. 3.3: Anhaltswerte nach <i>Simmer</i> für die Lagerungsdichte D und die bezogene Lagerungsdichte ID [1]	66
Tab. 3.4: Beziehung zwischen P_f und β [36].....	72
Tab. 3.5: Richtwerte für die Standardabweichung σ von Bodenkenngößen [7].....	74
Tab. 4.1: Definition des Schichtverlaufes in <i>Plaxis 2D</i> über das „Bohrloch“ Tool.....	82
Tab. 4.2: Dauer der Bauphasen [63]	85
Tab. 4.3: Stoffparameter für das Hardening Soil Modell [59].....	86
Tab. 4.4: Gegenüberstellung der aus Korrelationen ermittelten HSS-Stoffparameter	89
Tab. 4.5: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HS-Modell des Bodenparametersets 1	91
Tab. 4.6: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HS-Modell des Bodenparametersets 2	91
Tab. 4.7: Pfahl- und Schlitzwandwiderstände gemäß <i>Geotechnischem Gutachten</i> [59].....	95
Tab. 4.8: Übersicht und Beschreibung der Bauphasen in <i>Plaxis 2D</i>	104
Tab. 5.1: Ermittlung der mittleren Bodenschichtunterkanten für das 3D-Modell aus den Baugrundaufschlüssen [59].....	112
Tab. 5.2: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HS-Modell des Bodenparametersets 1, entspricht Tabelle 4.5.....	114
Tab. 5.3: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HS-Modell des Bodenparametersets 2, entspricht Tabelle 4.6.....	114
Tab. 5.4: Übersicht der ermittelten Steifigkeitsparameter der Aussteifungsträger für die Modellierung als Trägerelemente in <i>Plaxis 3D</i>	118
Tab. 5.5: Übersicht und Beschreibung der Bauphasen in <i>Plaxis 3D</i>	121
Tab. 6.1: Farblegende für die Diagrammkurven	125
Tab. 6.2: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung für die Stoffmodelle HS und HSS bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	138

Tab. 6.3: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung für die Berechnungsarten Konsolidation, Drainiert, Undrainiert bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen	139
Tab. 6.4: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung für die Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) und Set 2 (Laborversuche) bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen...	139
Tab. 6.5: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung zwischen dem 2D-Berechnungsmodell und dem 3D-Berechnungsmodell bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen	140
Tab. 6.6: Vergleich der horizontalen Schlitzwandverformung zwischen dem adaptierten Inklinometermessergebnis aus Inklinometer 3 und den Berechnungsergebnissen bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	141
Tab. 6.7: Vergleich der Baugrundhebungen für die Stoffmodelle HS und HSS bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	156
Tab. 6.8: Vergleich der Baugrundhebungen für die Berechnungsarten Konsolidation, Drainiert, Undrainiert bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen	156
Tab. 6.9: Vergleich der Baugrundhebungen für die Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) und Set 2 (Laborversuche) bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	157
Tab. 6.10: Vergleich der Baugrundhebungen zwischen dem 2D-Berechnungsmodell und dem 3D-Berechnungsmodell bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	157
Tab. 6.11: Zusammenfassung der errechneten maximalen Sohlhebungen im Bereich des Extensometermesspunktes RH 2.4 bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	158
Tab. 6.12: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand für die Stoffmodelle HS und HSS bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	163
Tab. 6.13: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand für die Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) und Set 2 (Laborversuche) bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	163
Tab. 6.14: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand für die Berechnungsarten Konsolidation, Drainiert, Undrainiert bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen	164
Tab. 6.15: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand zwischen dem 2D-Berechnungsmodell und dem 3D-Berechnungsmodell bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	164
Tab. 6.16: Vergleich der relativen Hebungen der Mittelschlitzwand zwischen dem Messergebnis (Schlauchwaage 3) und den Berechnungsergebnissen bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	165
Tab. 6.17: Vergleich der absoluten Hebungen der Mittelschlitzwand zwischen dem Messergebnis (Messpunkt AR 3) und den Berechnungsergebnissen bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	168
Tab. 6.18: Vergleich der Steifenkräfte für die Stoffmodelle HS und HSS bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	171

Tab. 6.19: Vergleich der Steifenkräfte für die Berechnungsarten Konsolidation, Drainiert, Undrainiert bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen	172
Tab. 6.20: Vergleich der Steifenkräfte für die Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) und Set 2 (Laborversuche) bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	172
Tab. 6.21: Vergleich der Steifenkräfte zwischen dem 2D-Berechnungsmodell und dem 3D-Berechnungsmodell bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen.....	173
Tab. 6.22: Vergleich der Steifenkräfte zwischen dem Messergebnis (Steife 19) und den Berechnungsergebnissen bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen	173
Tab. 7.1: Übersicht der ermittelten Stoffparameter für das HSS-Modell des Bodenparametersets 2, entspricht Tabelle 4.6.....	175
Tab. 7.2: Gegenüberstellung der horizontalen Maximalverformungen der Schlitzwand bei Variation der Schlitzwanddicke D	177
Tab. 7.3: Gegenüberstellung der Maximalhebungen der Schachtsohle bei Variation der Schlitzwanddicke D	178
Tab. 7.4: Gegenüberstellung der horizontalen Maximalverformungen der Schlitzwand bei Variation der Aussteifungsträgerbreite B	180
Tab. 7.5: Gegenüberstellung der Maximalhebungen der Schachtsohle bei Variation der Aussteifungsträgerbreite B	181
Tab. 7.6: Gegenüberstellung der horizontalen Maximalverformungen der Schlitzwand bei Variation des pre-overburden-pressures POP	182
Tab. 7.7: Gegenüberstellung der Maximalhebungen der Schachtsohle bei Variation der geologischen Vorbelastung (POP) der miozänen Schichten	183
Tab. 7.8: Überblick über die probabilistisch ermittelten Bodenparameter für die Bodenparameterstudie	184
Tab. 7.9: Gegenüberstellung der horizontalen Maximalverformungen der Schlitzwand bei Variation der Bodenparameter gemäß Tabelle 7.8	186
Tab. 7.10: Gegenüberstellung der Sohlhebungen der Schlitzwand bei Variation der Bodenparameter gemäß Tabelle 7.8.....	187



Die approbierte gedruckte Originalversion dieser Diplomarbeit ist an der TU Wien Bibliothek verfügbar
The approved original version of this thesis is available in print at TU Wien Bibliothek.

Anhang

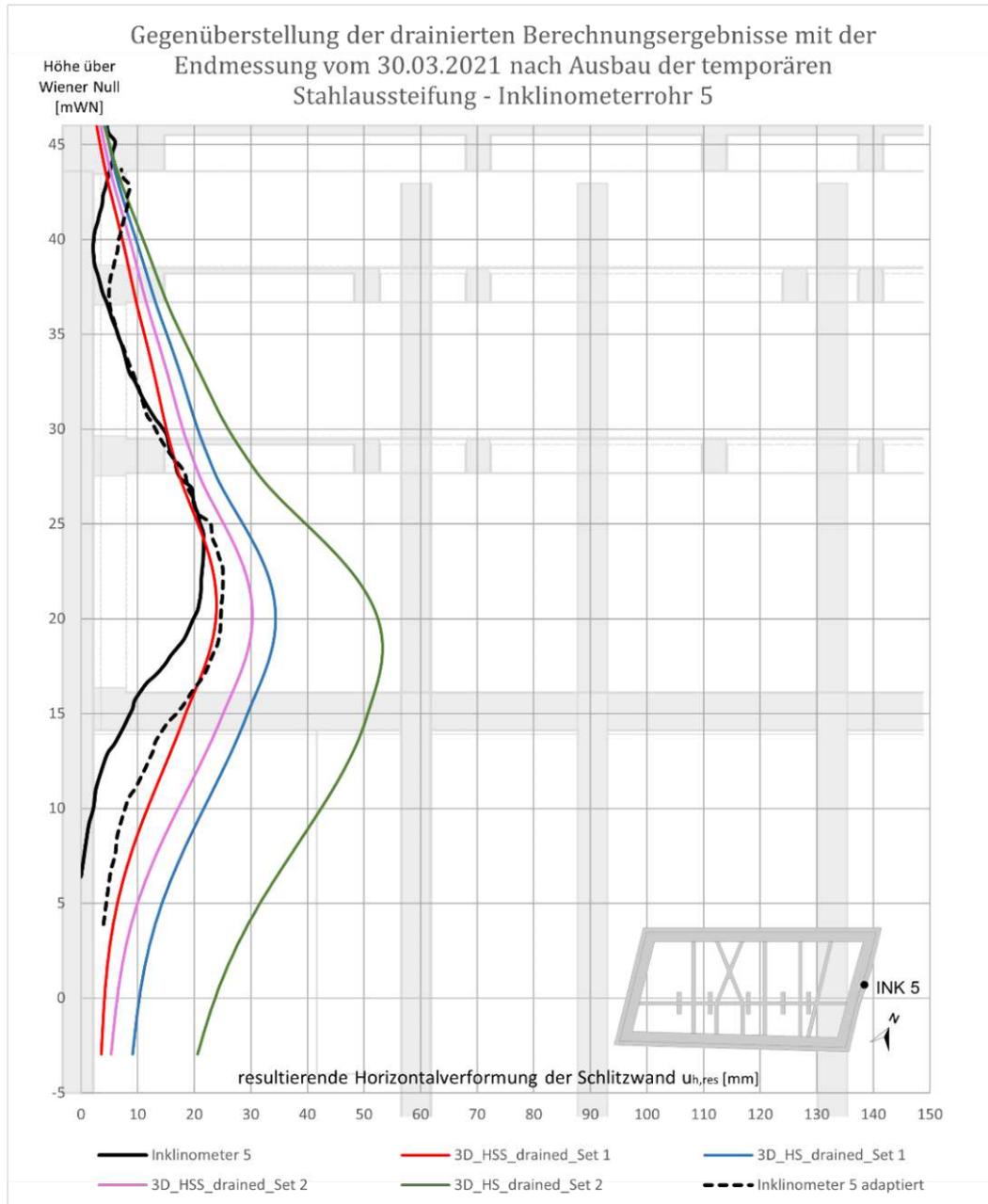


Abb. A.1: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 5; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

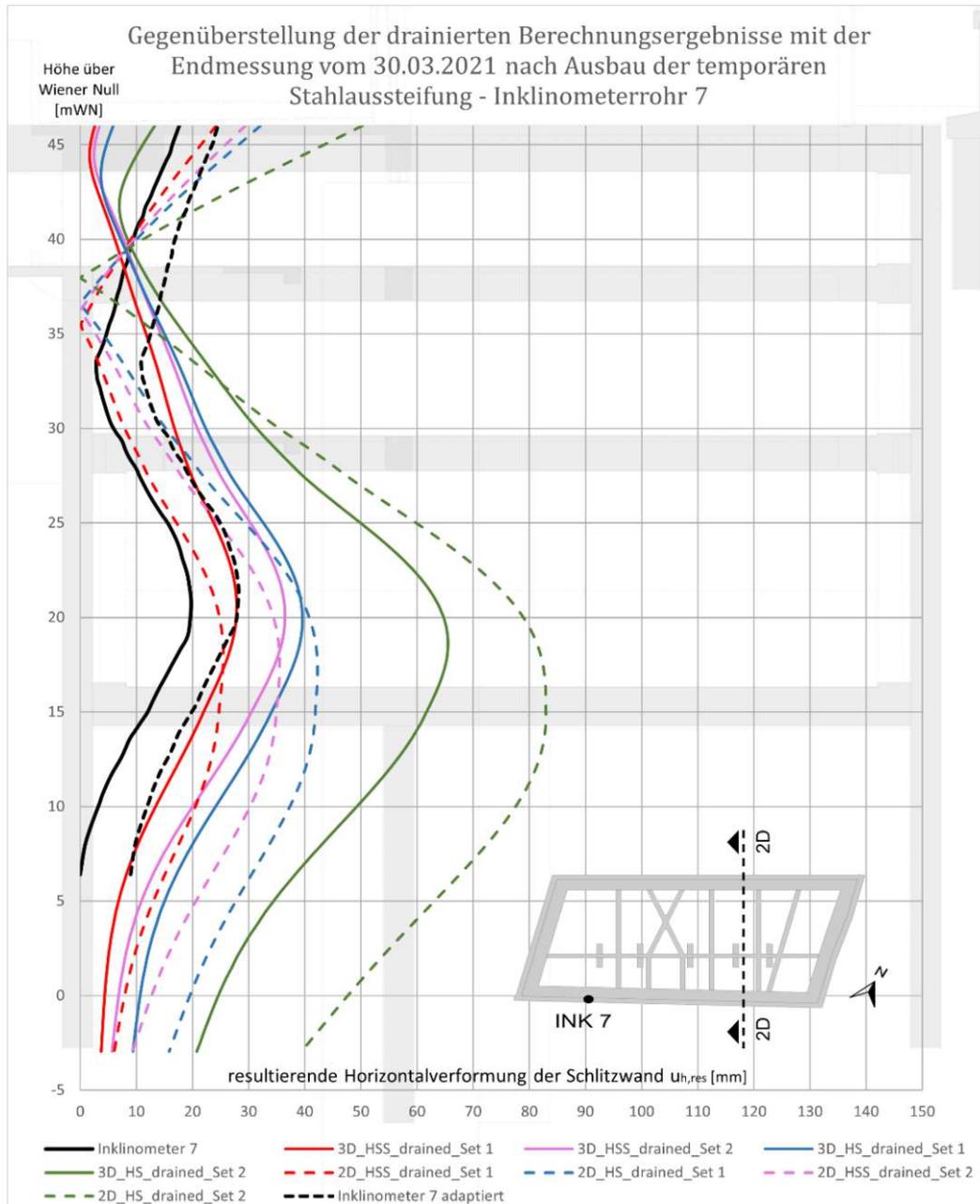


Abb. A.2: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 7; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

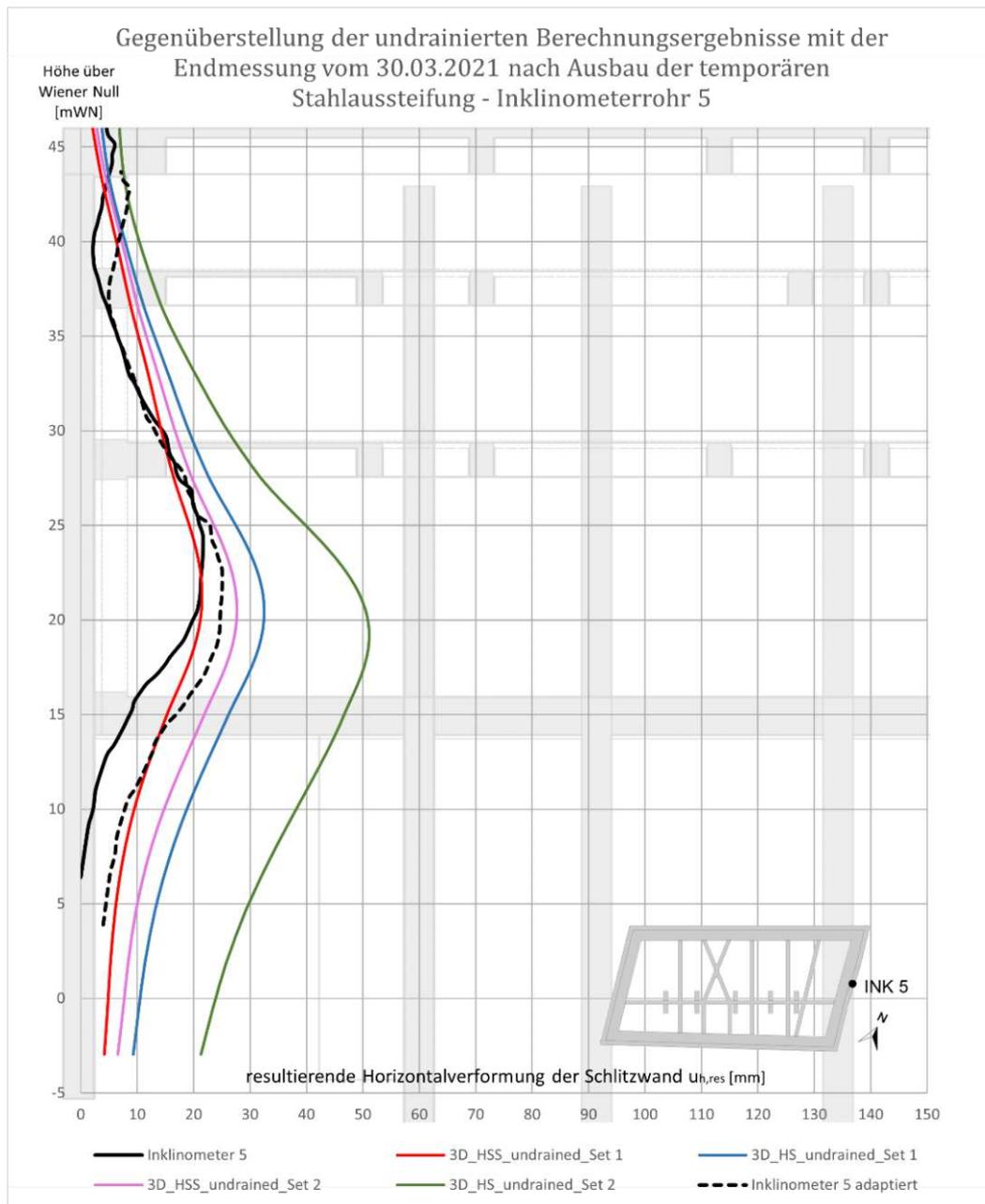


Abb. A.3: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 5; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

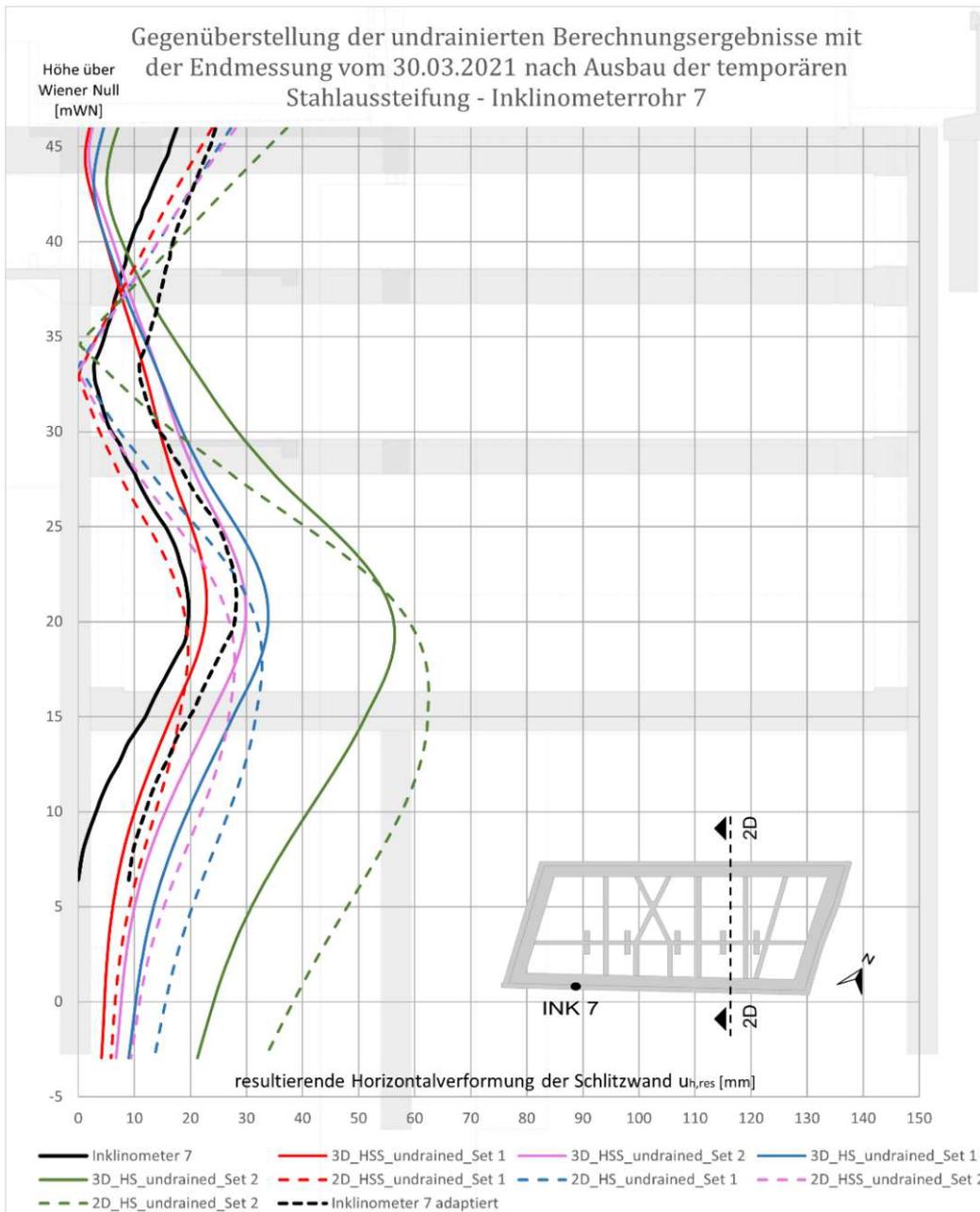


Abb. A.4: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 7; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

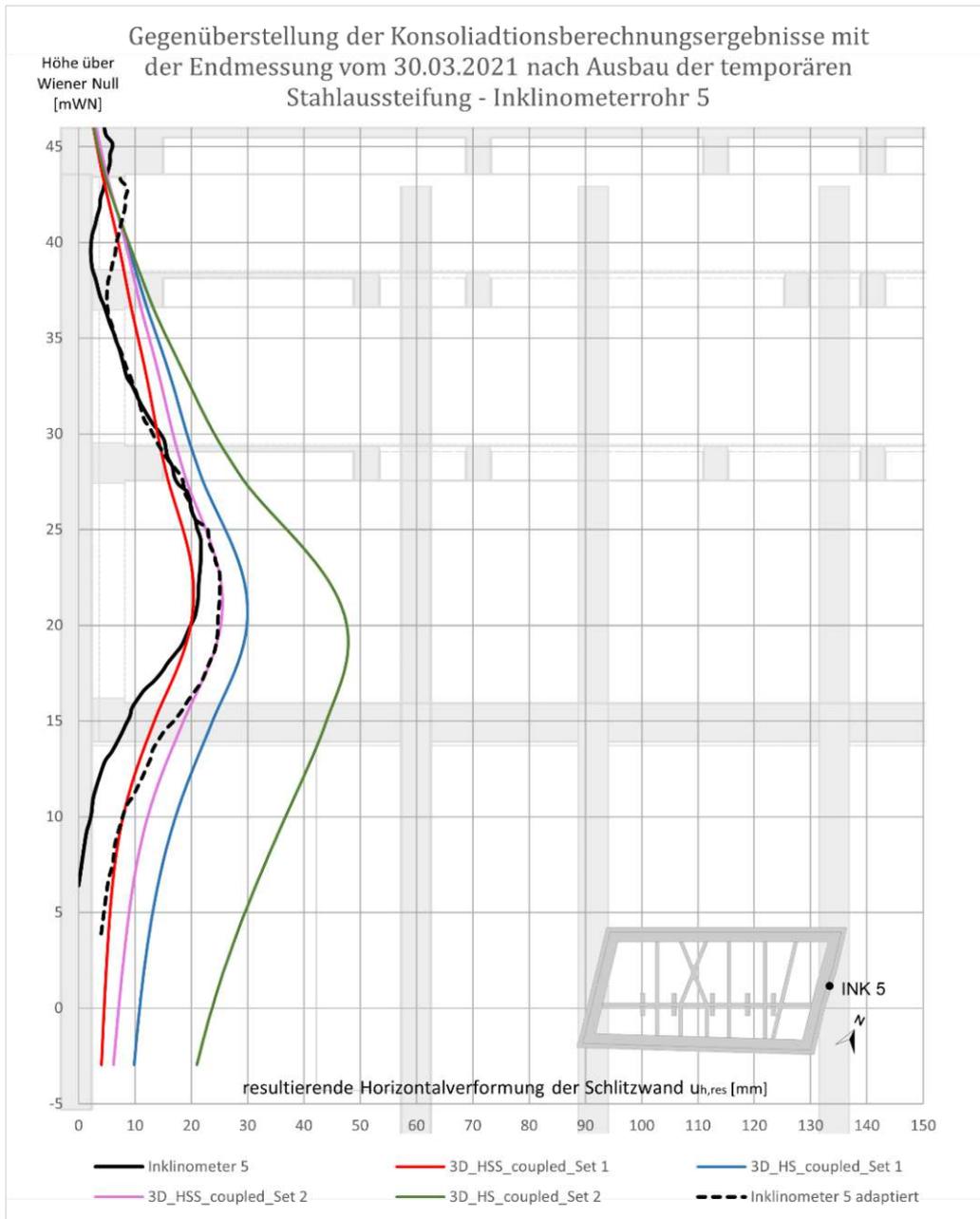


Abb. A.5: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 5; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

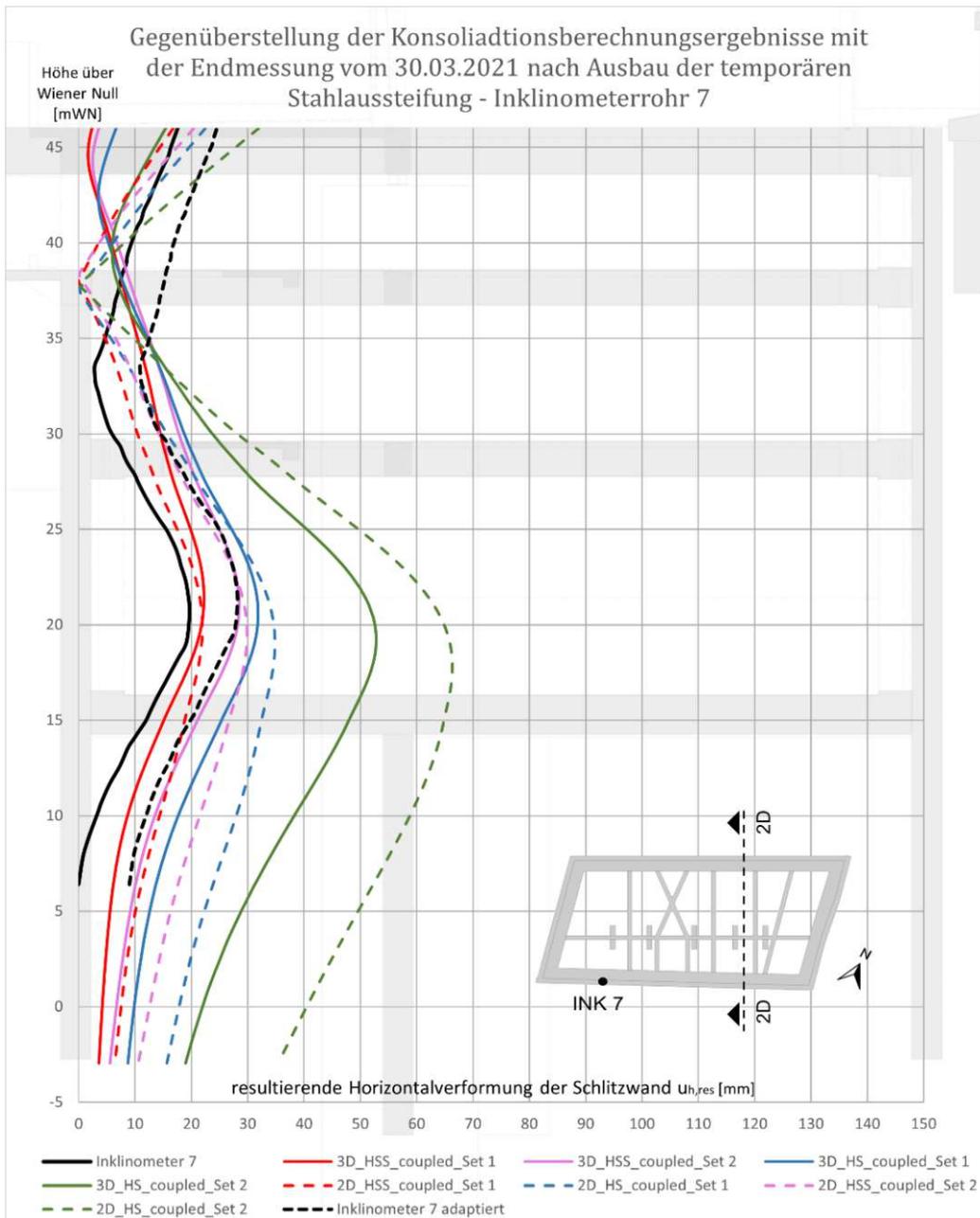


Abb. A.6: Horizontalverformungen der Außenschlitzwand im Bereich des Inklinometers 7; Vergleich zwischen den Inklinometermessdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

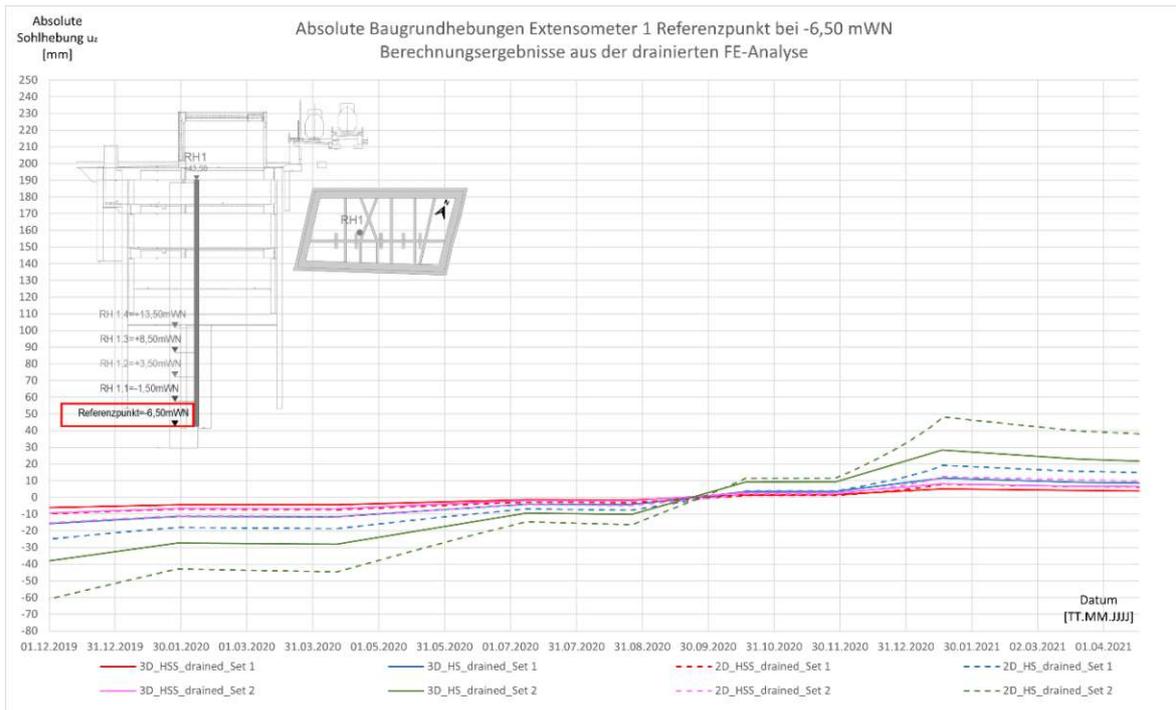


Abb. A.7: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Ankerpunktes des Extensometers RH 1; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

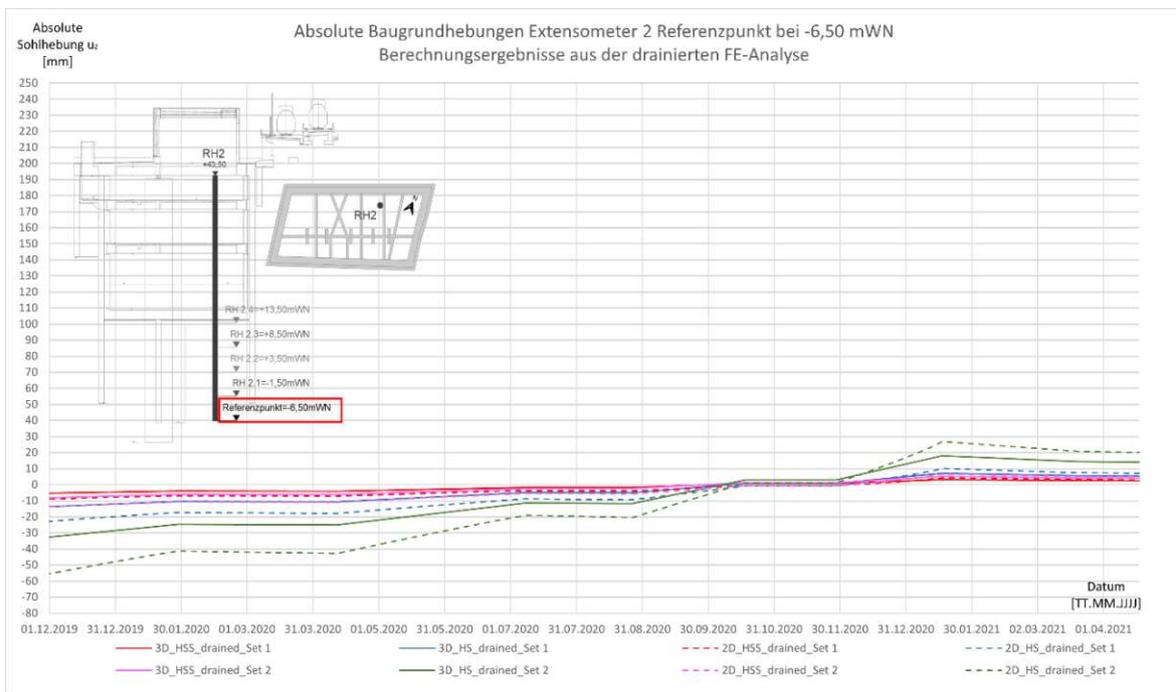


Abb. A.8: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Ankerpunktes des Extensometers RH 2; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

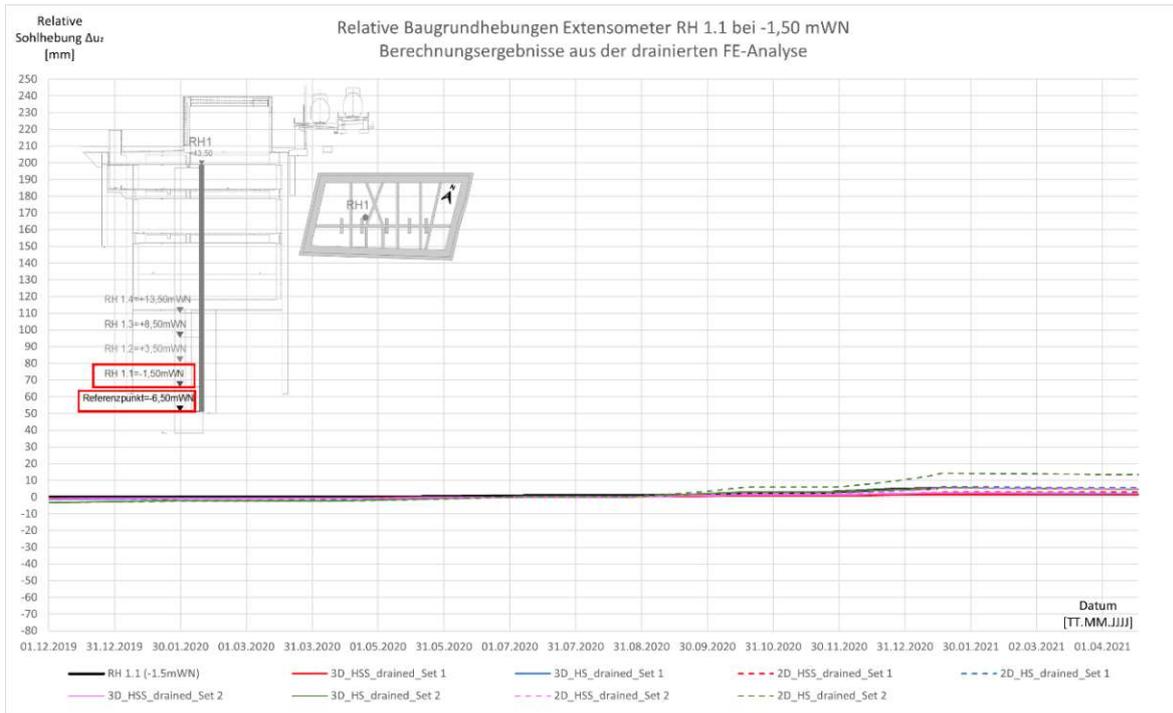


Abb. A.9: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.1; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

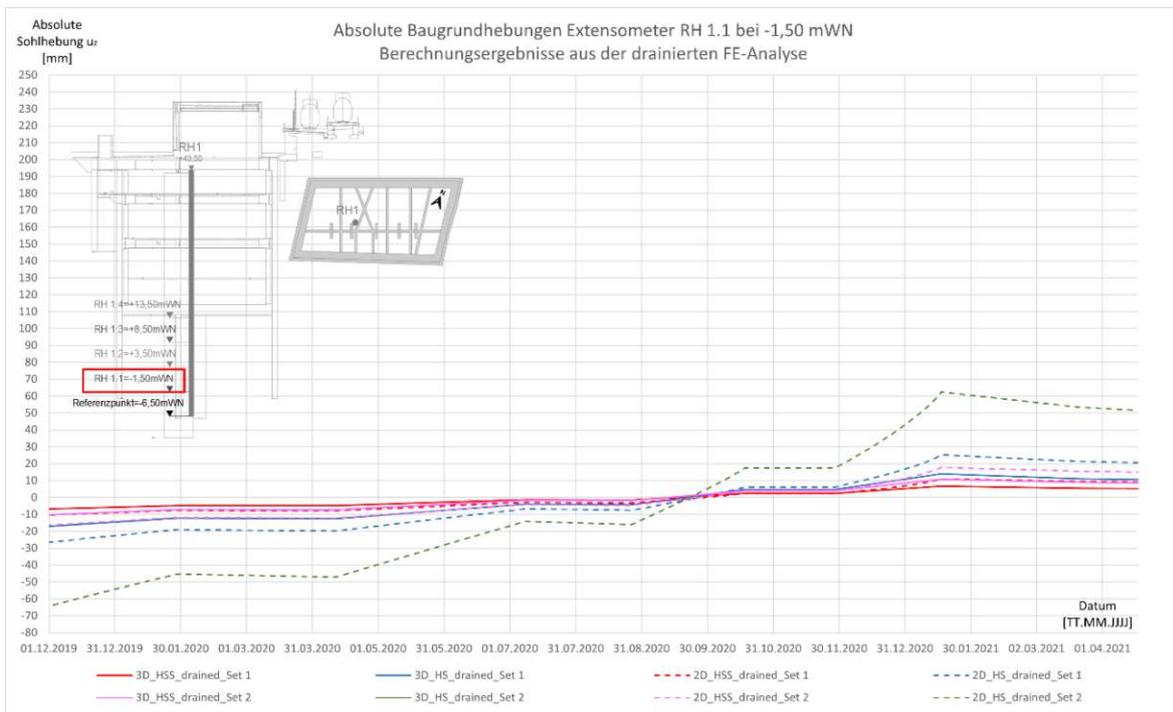


Abb. A.10: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.1; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

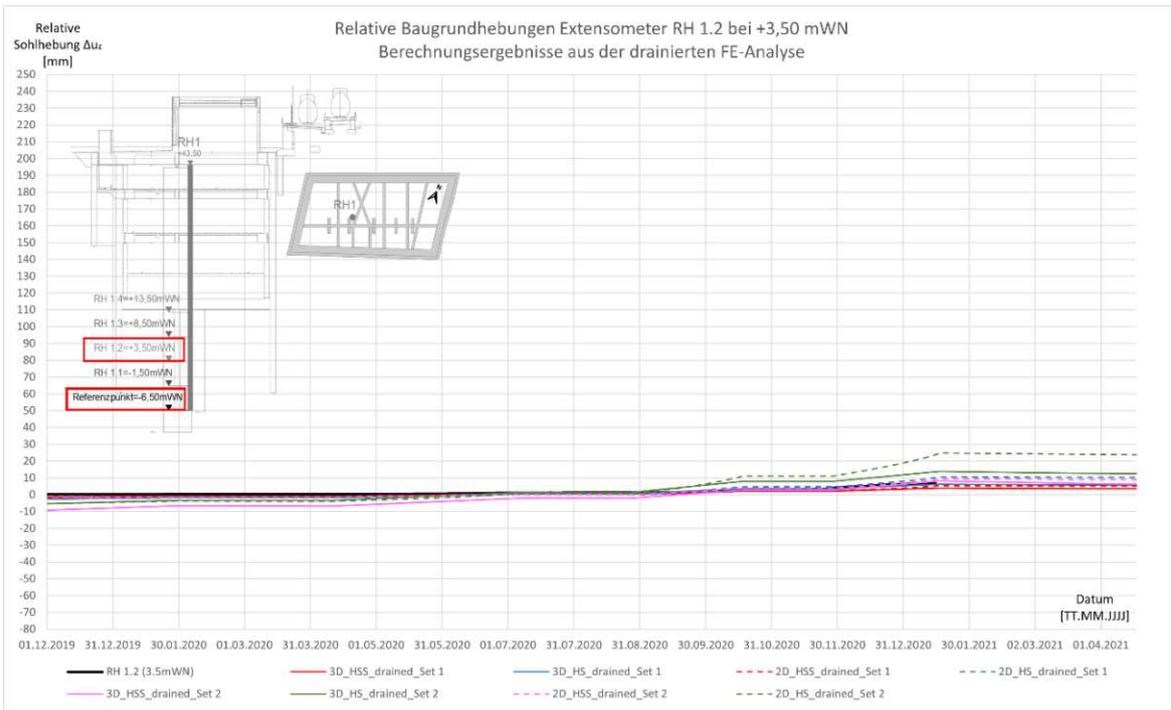


Abb. A.11: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.2; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

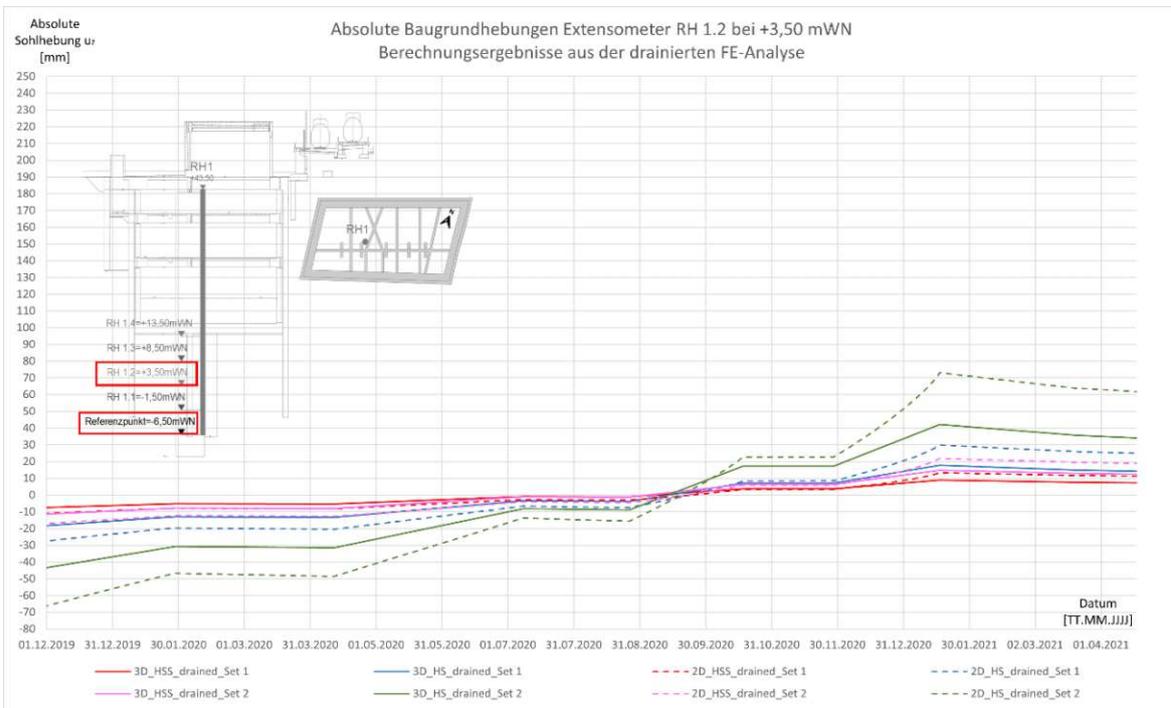


Abb. A.12: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.2; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

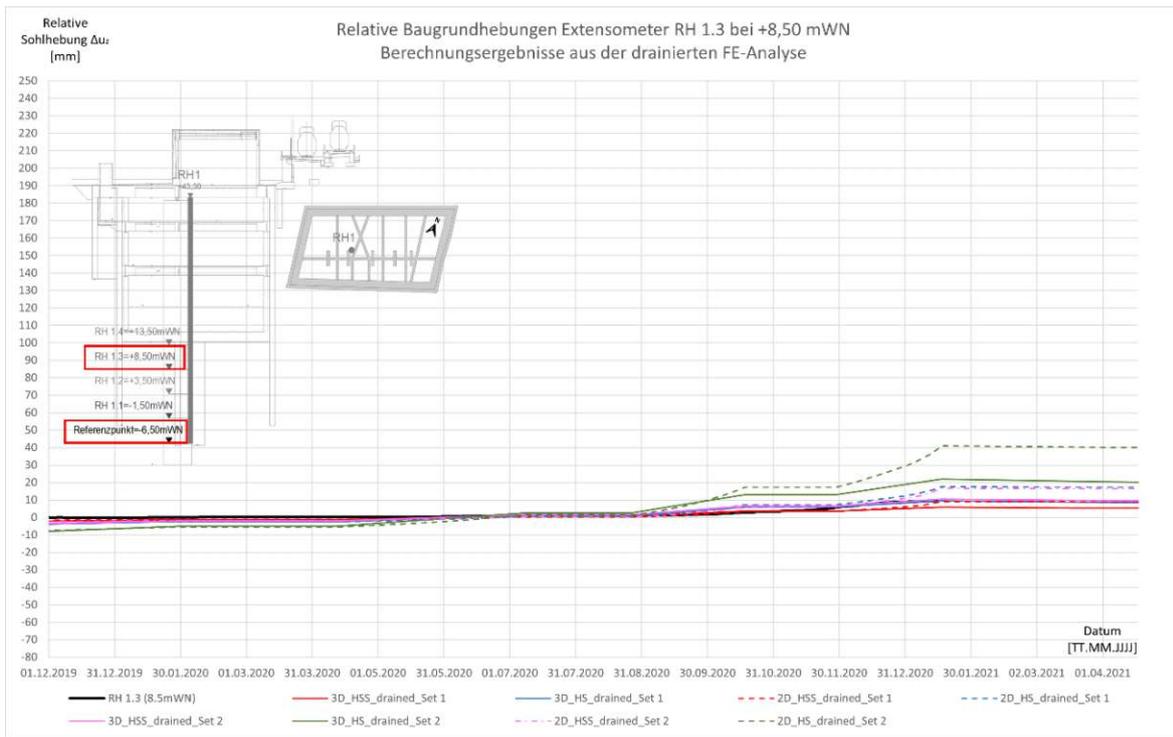


Abb. A.13: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

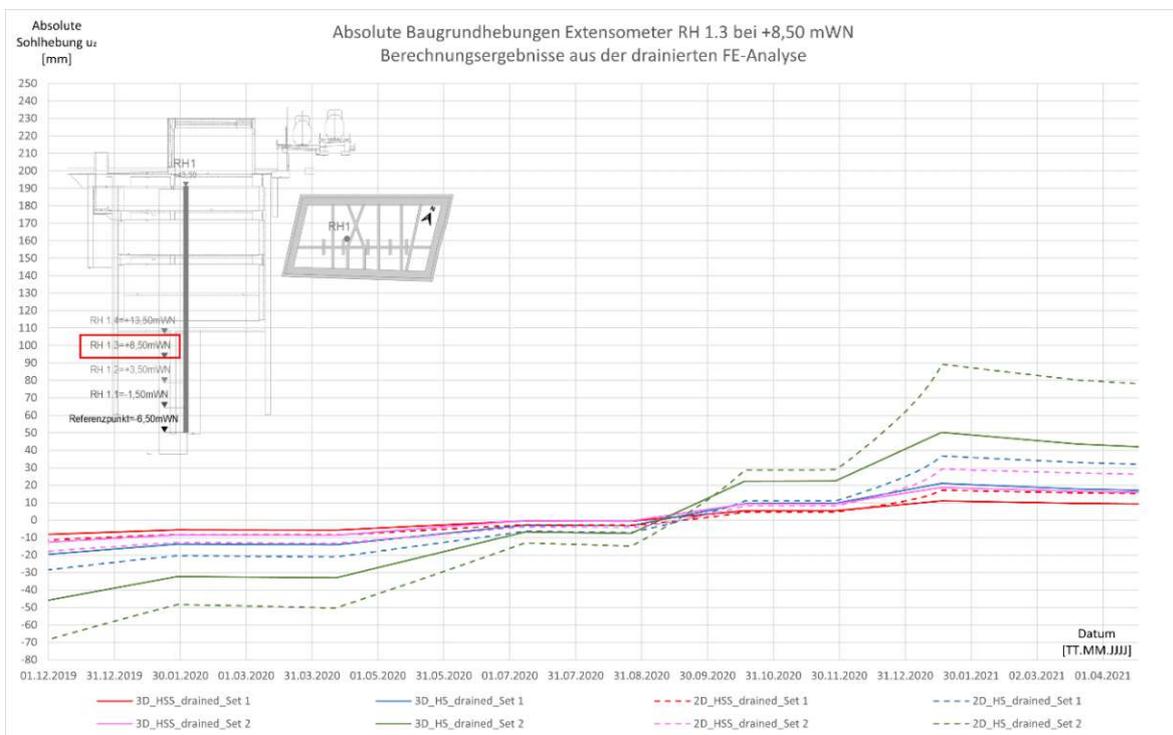


Abb. A.14: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.3; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

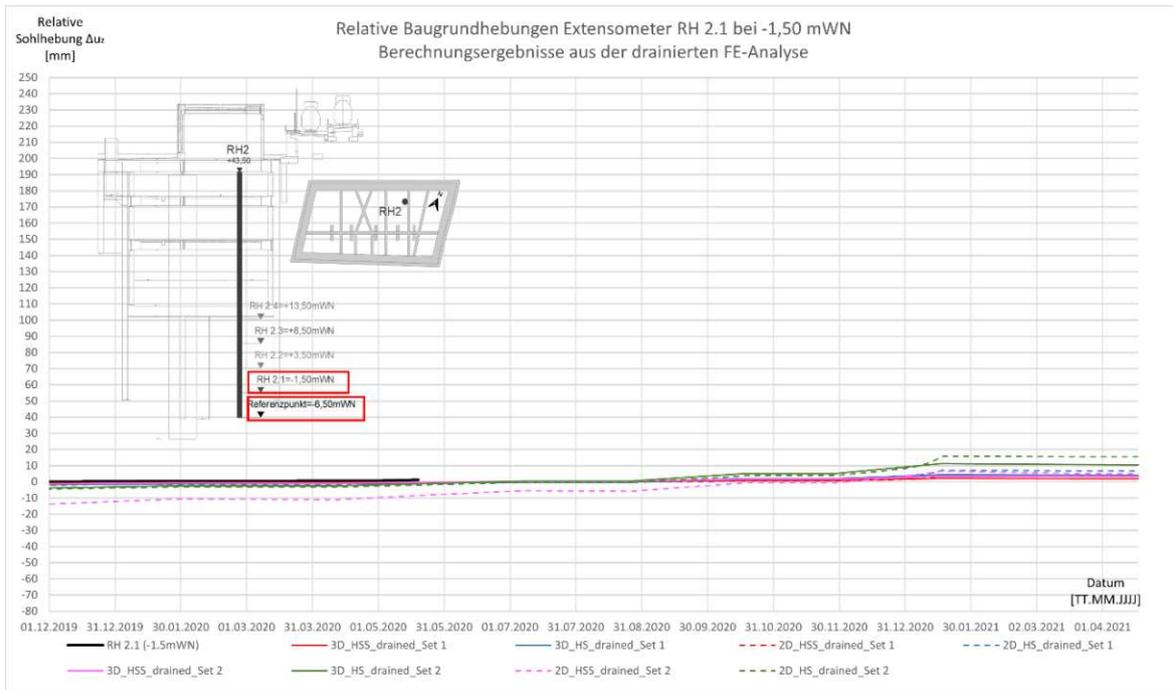


Abb. A.15: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.1; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

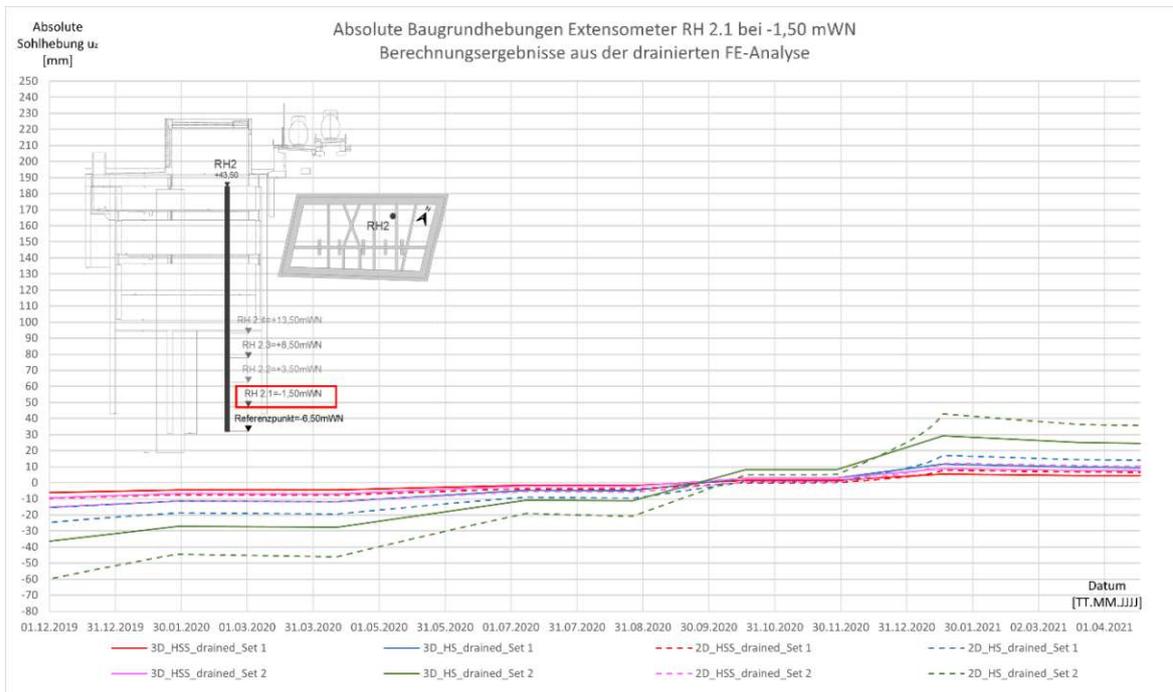


Abb. A.16: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.1; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

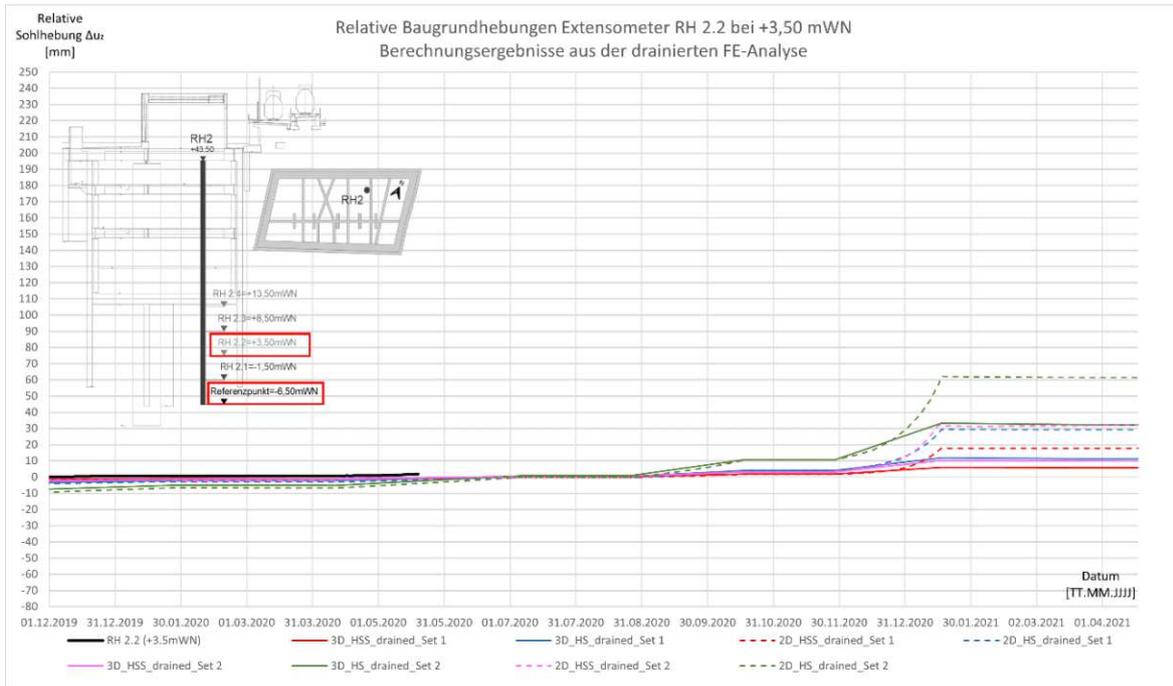


Abb. A.17: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.2; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

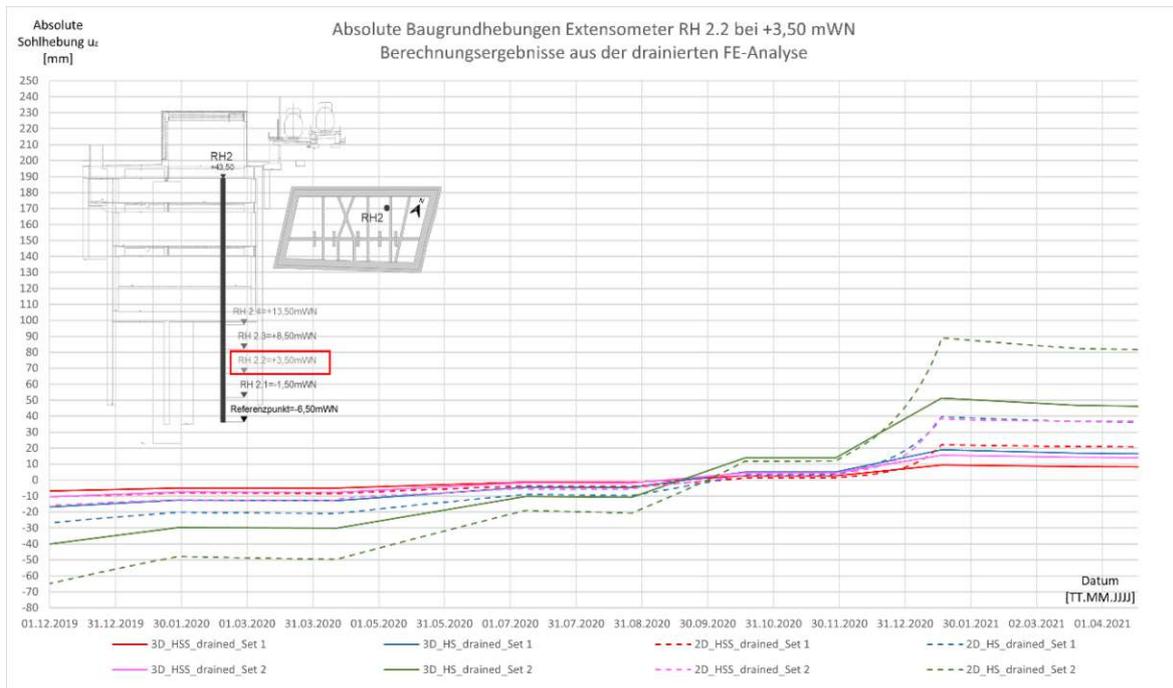


Abb. A.18: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.2; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

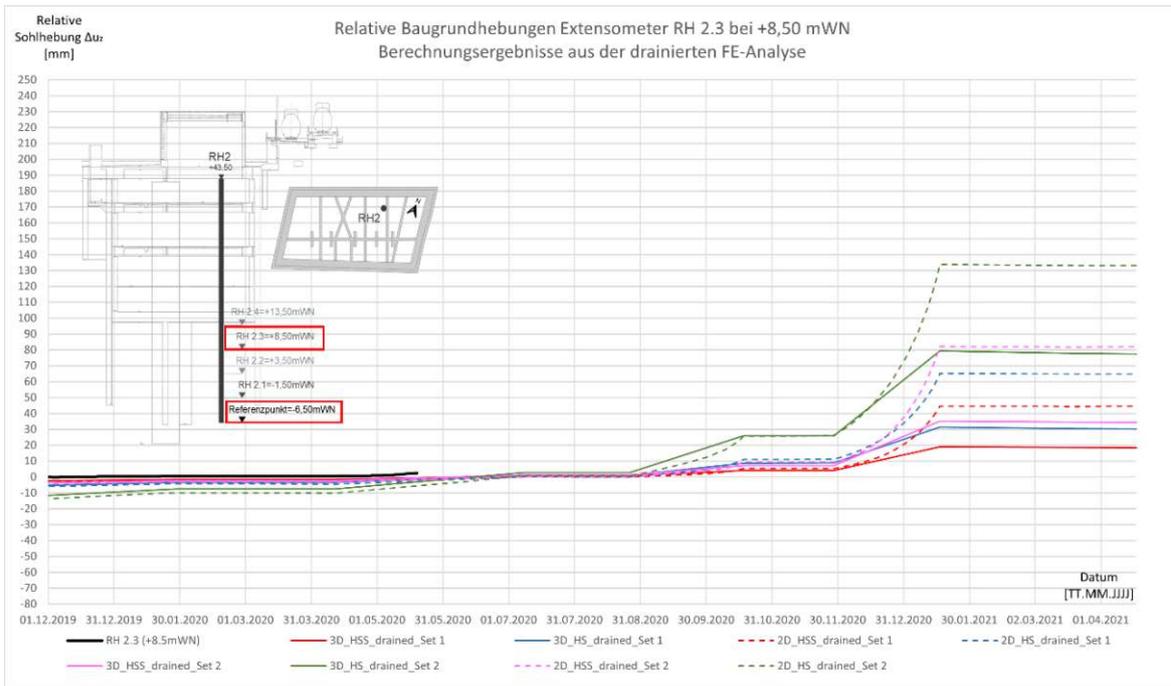


Abb. A.19: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

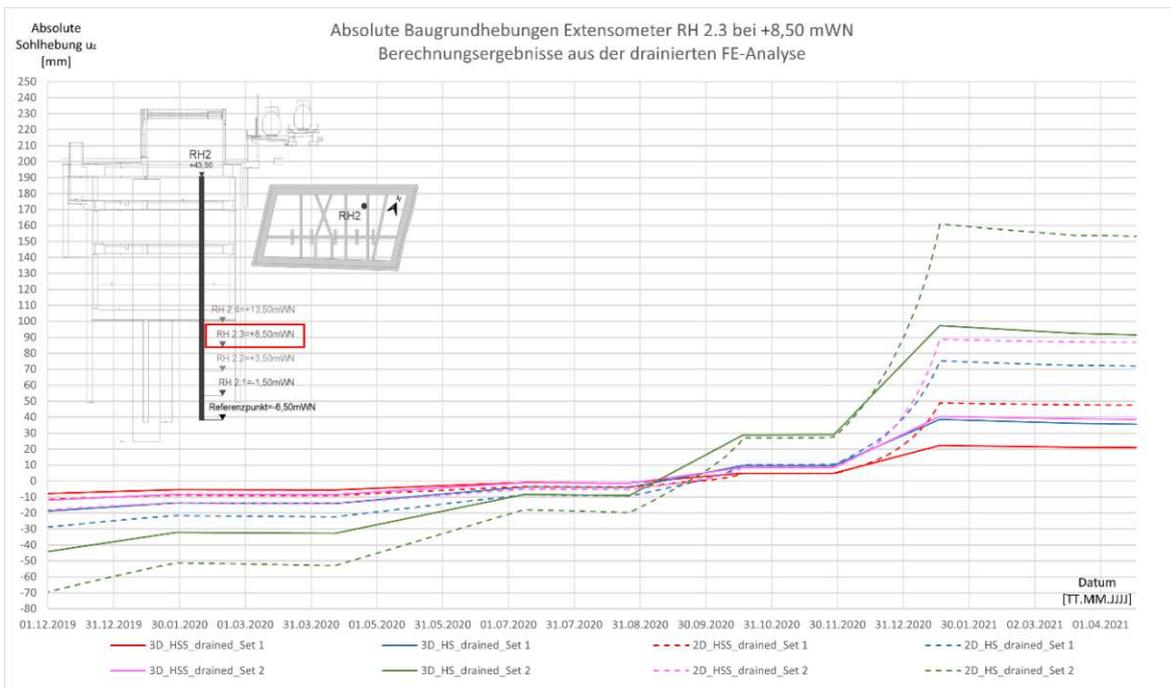


Abb. A.20: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.3; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der drainierten FE-Analyse

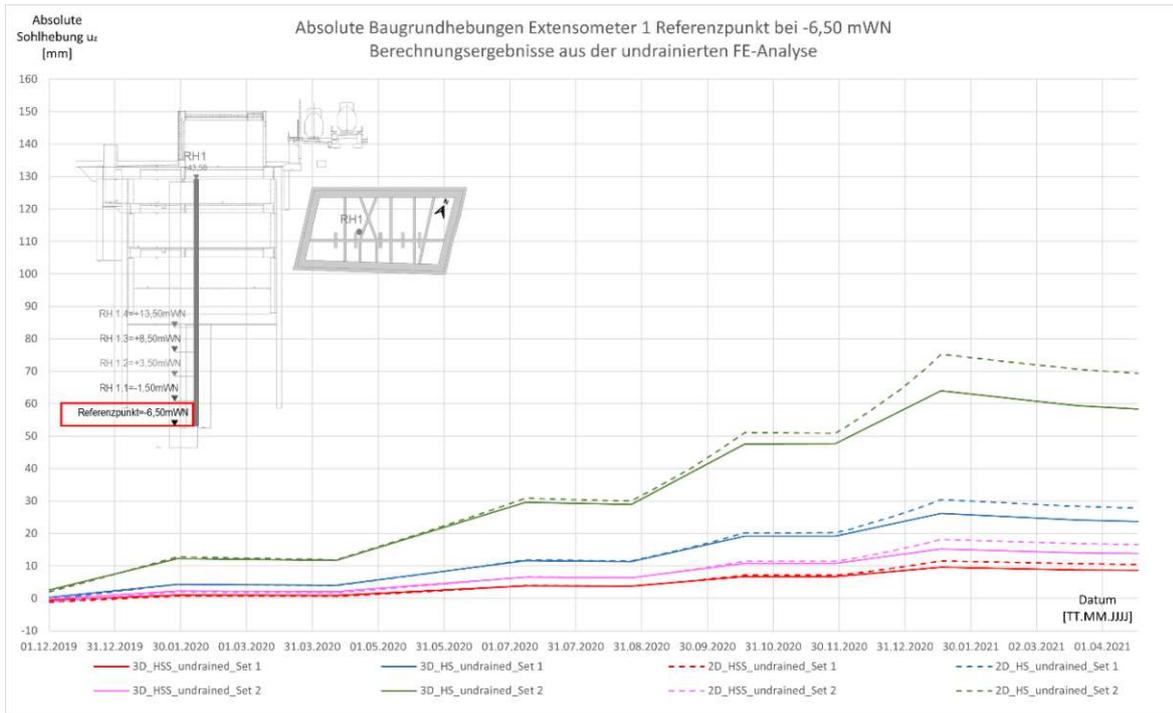


Abb. A.21: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Ankerpunktes des Extensometers RH 1; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

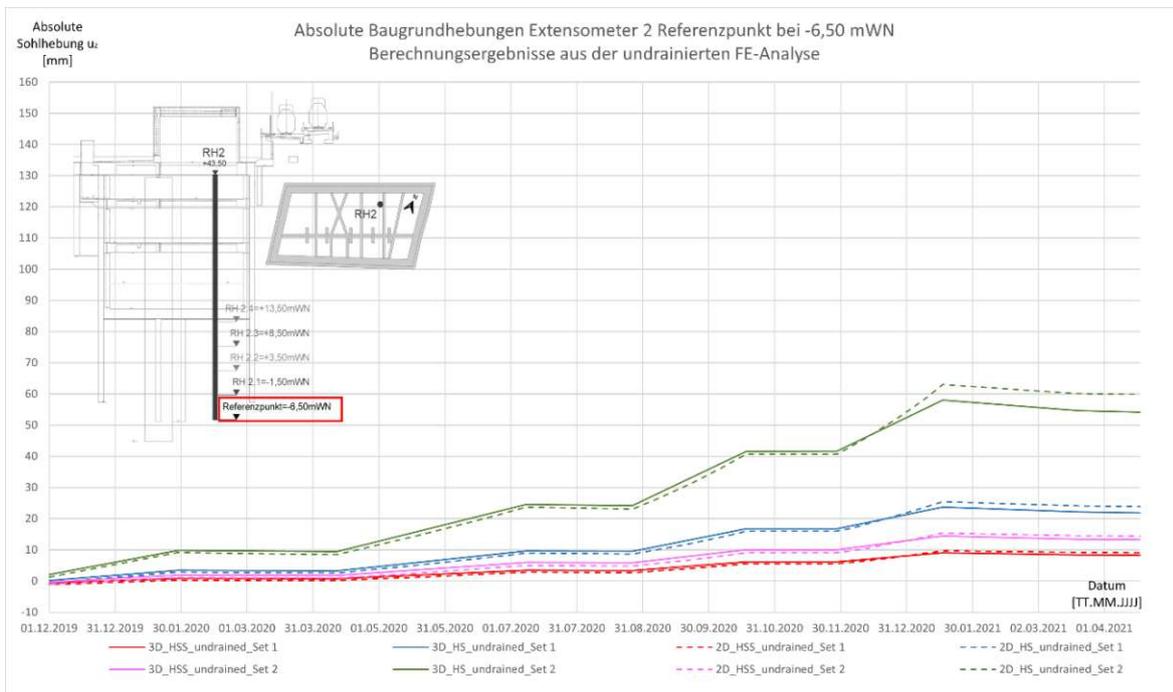


Abb. A.22: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Ankerpunktes des Extensometers RH 2; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

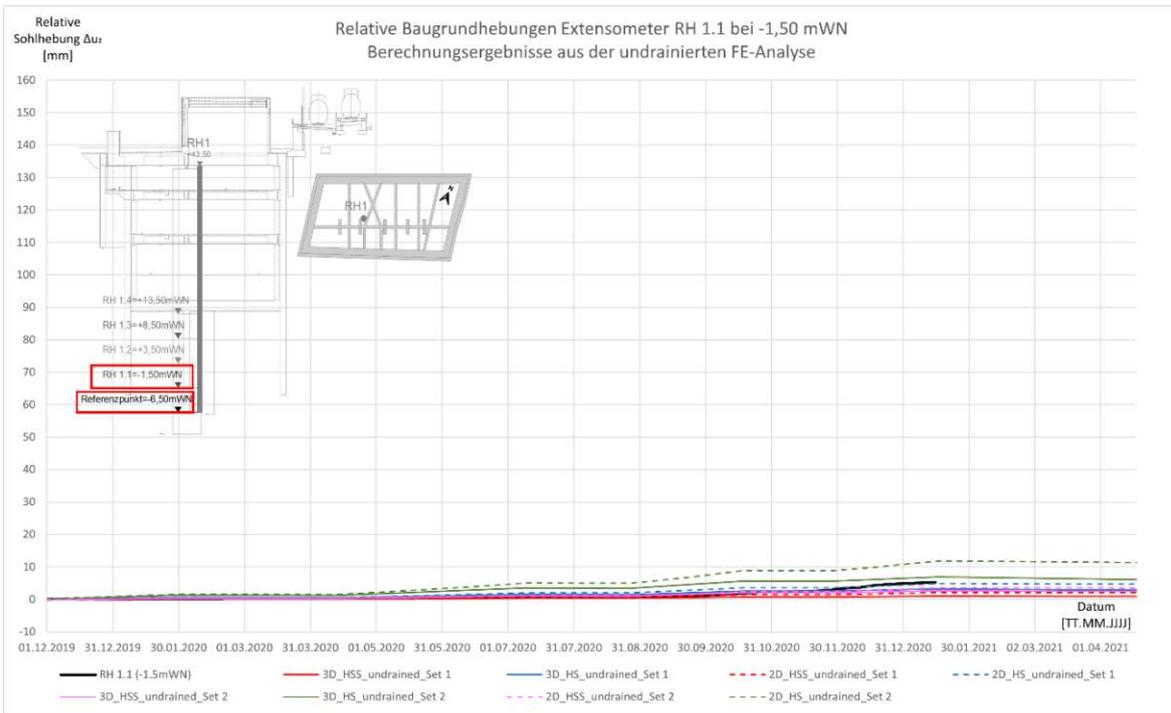


Abb. A.23: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.1; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

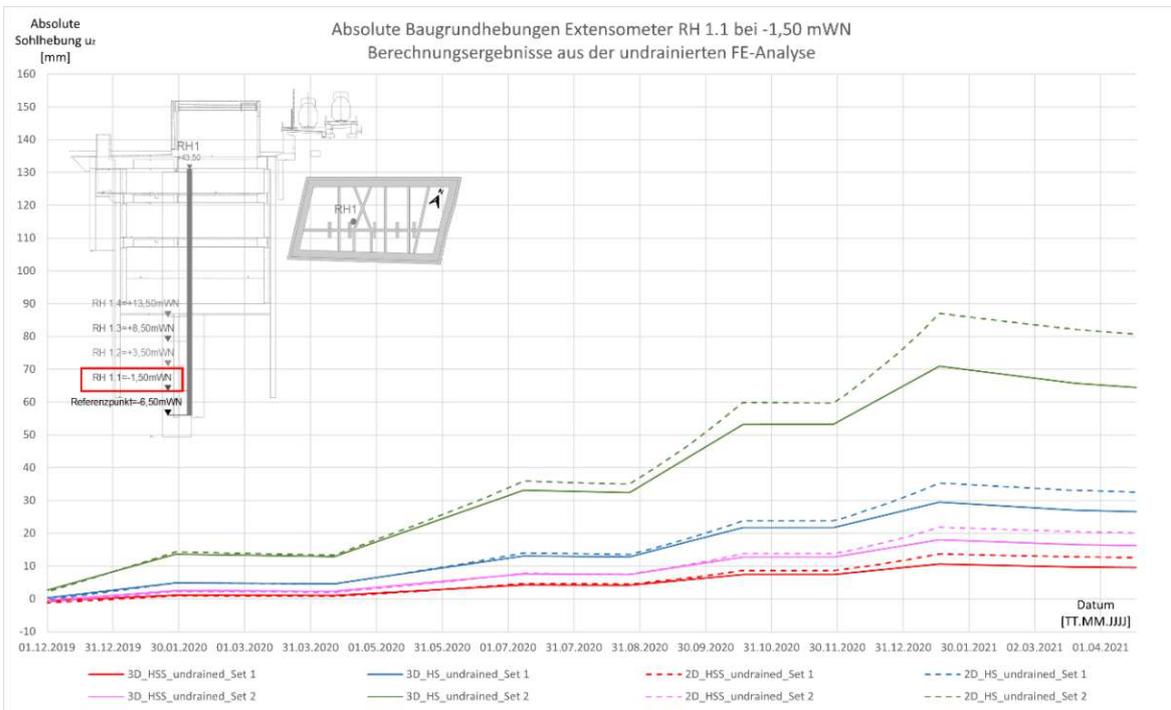


Abb. A.24: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.1; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

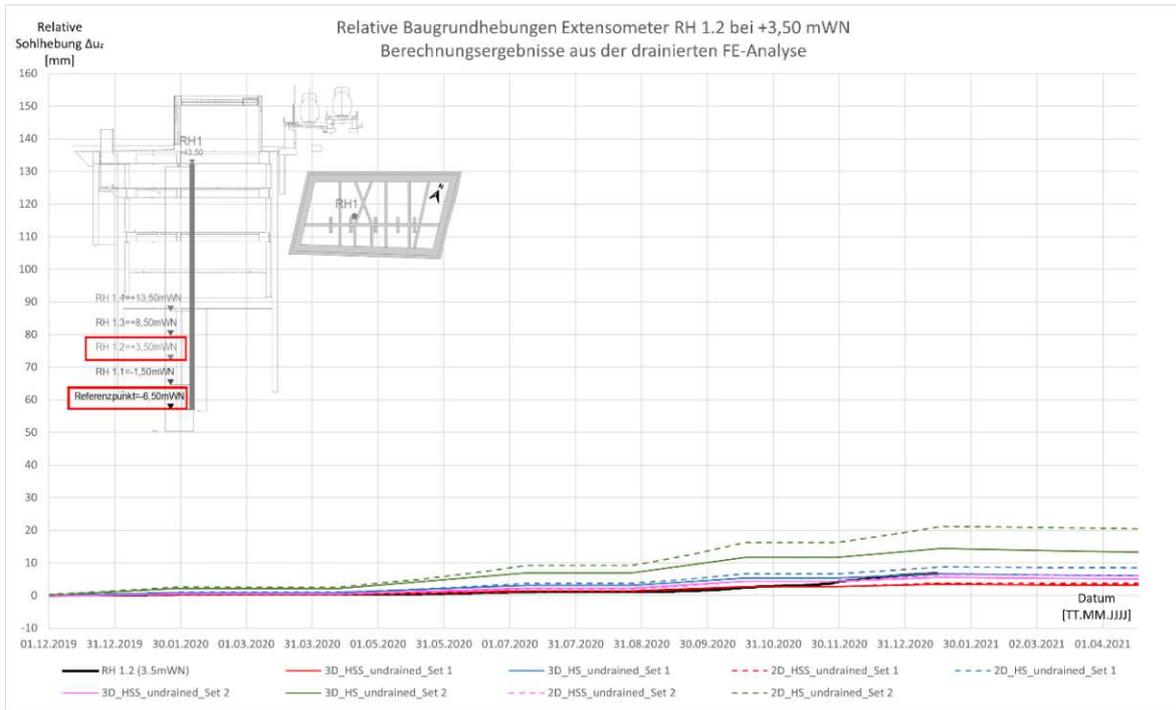


Abb. A.25: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.2; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

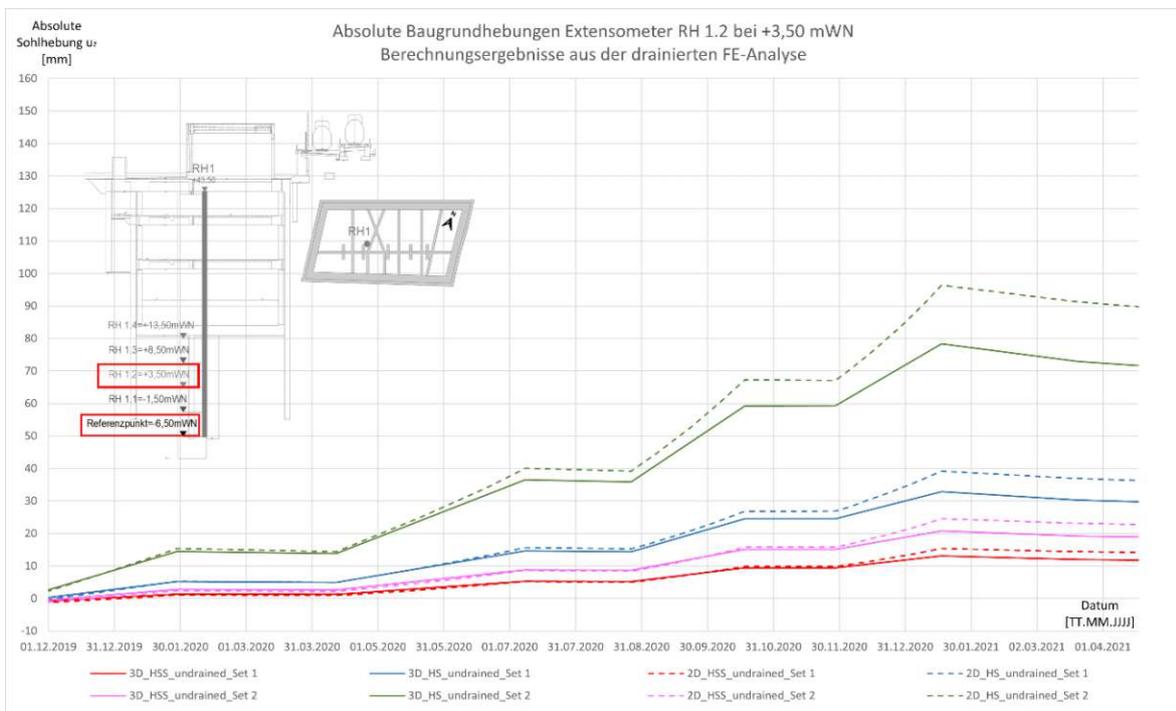


Abb. A.26: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.2; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

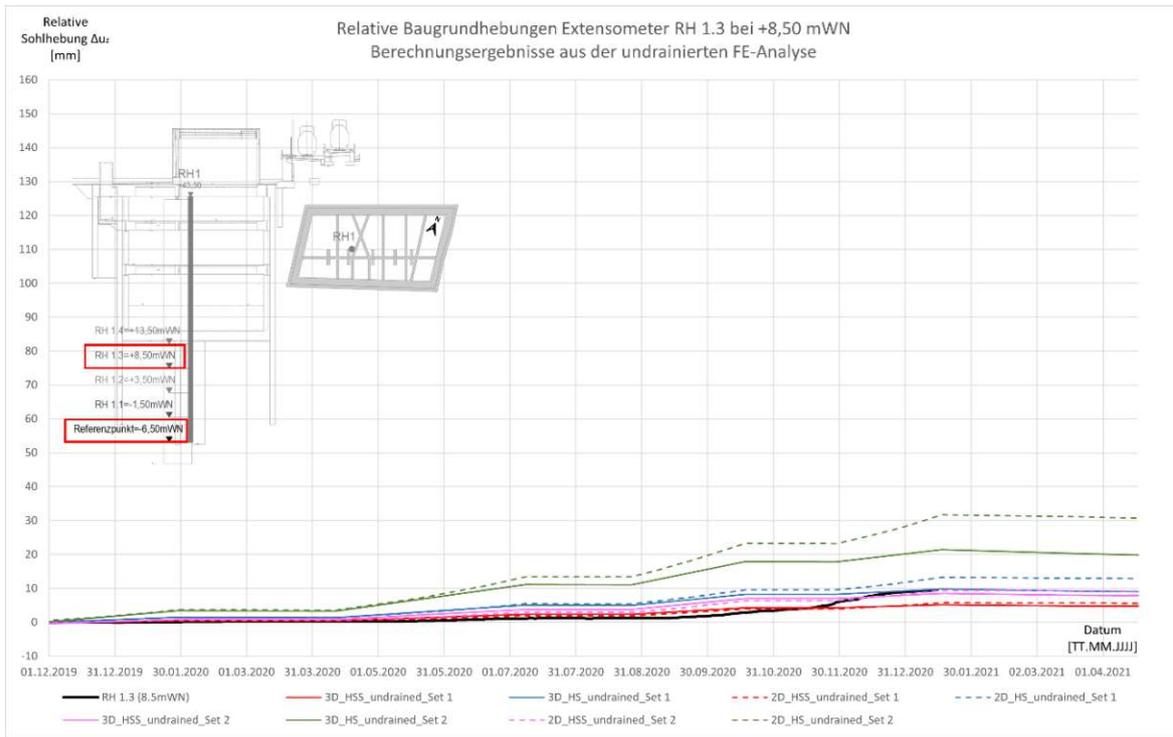


Abb. A.27: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

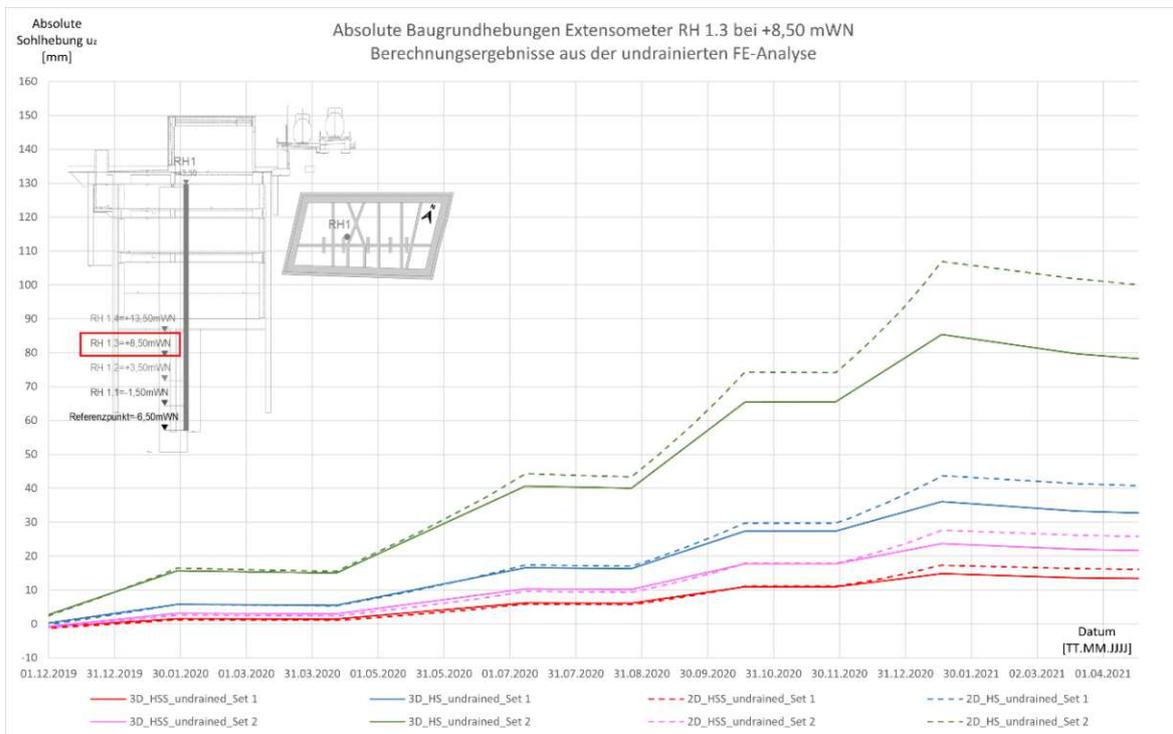


Abb. A.28: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.3; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

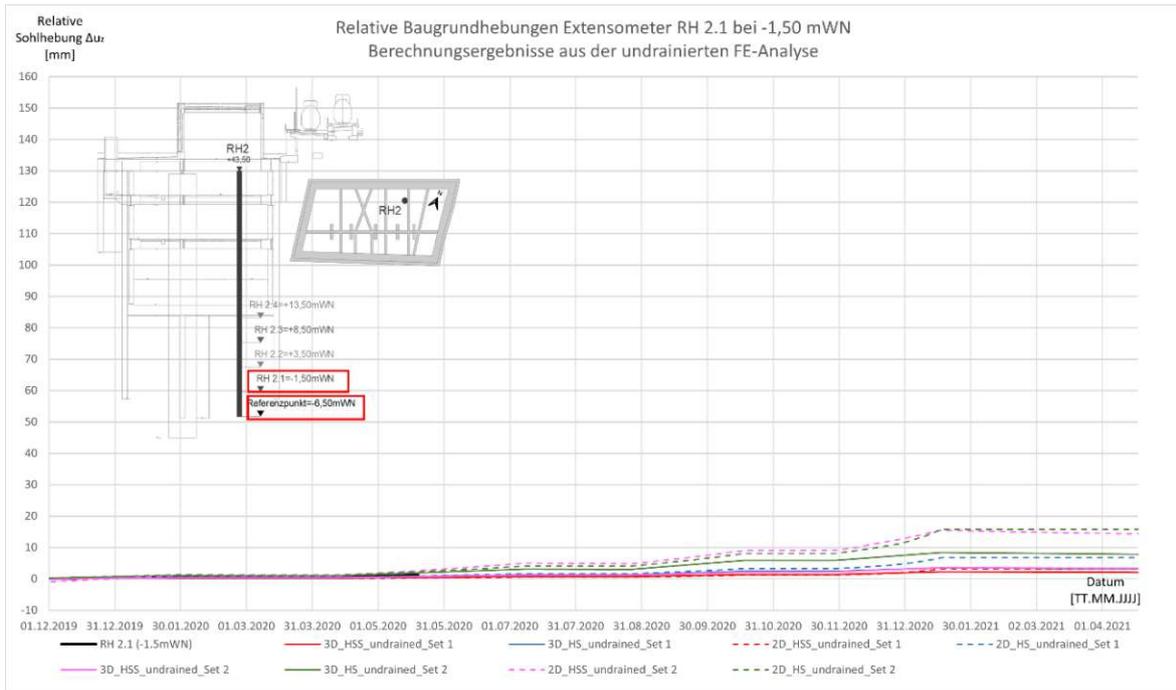


Abb. A.29: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.1; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

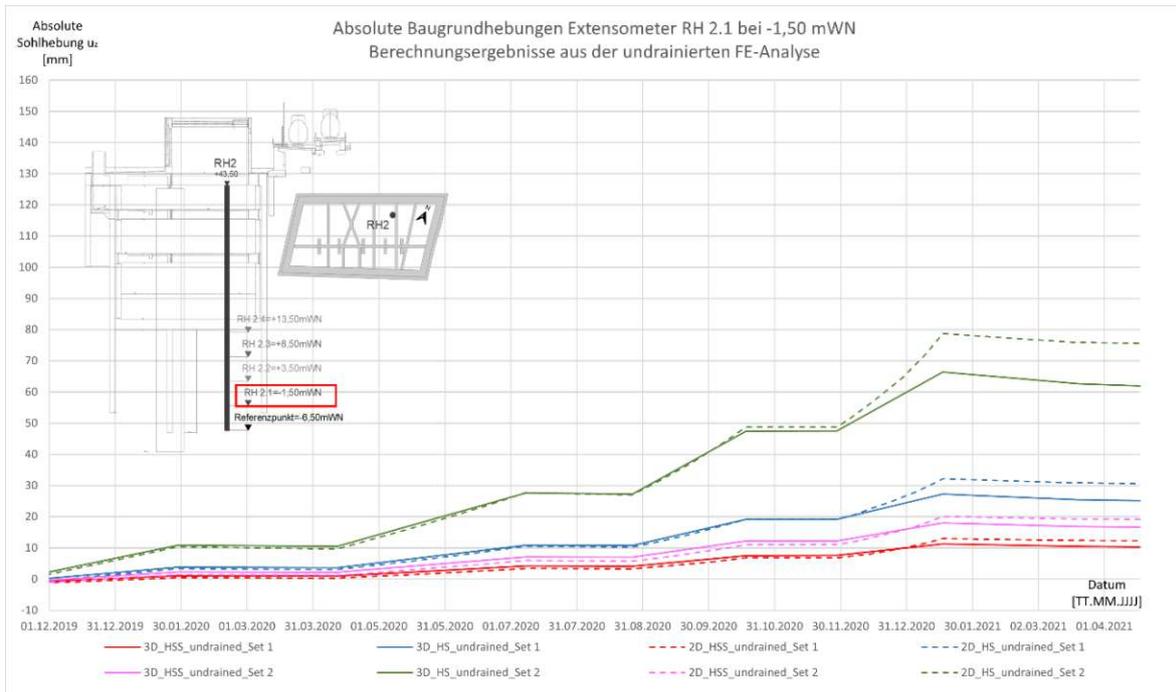


Abb. A.30: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.1; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

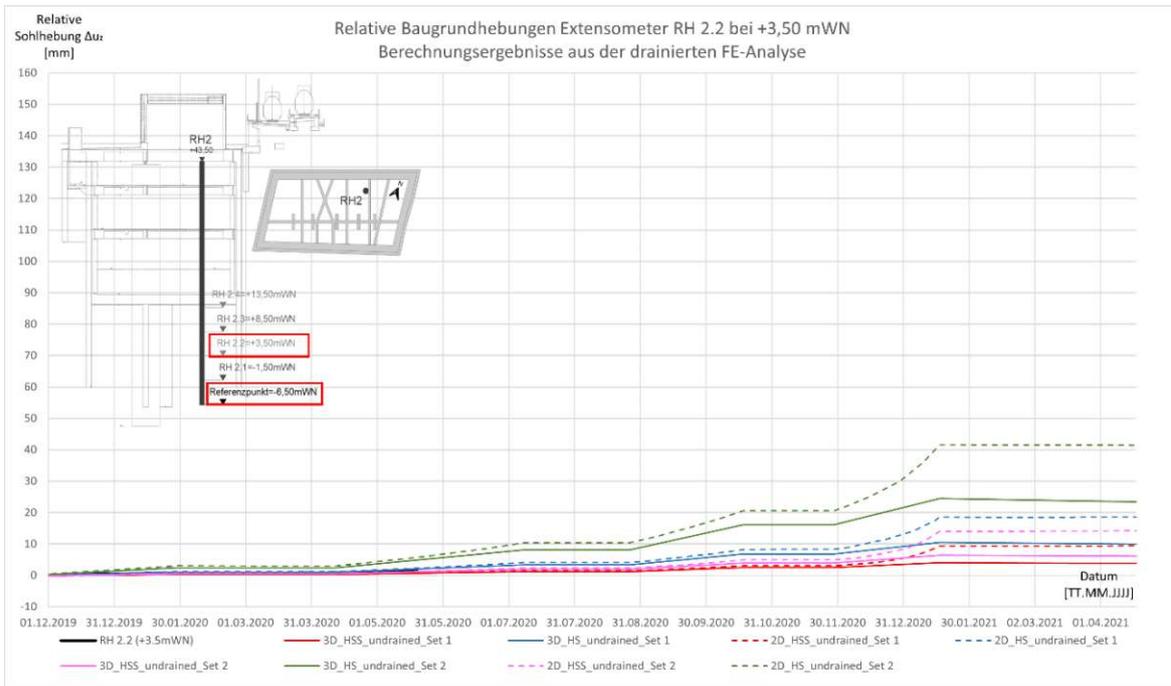


Abb. A.31: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.2; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

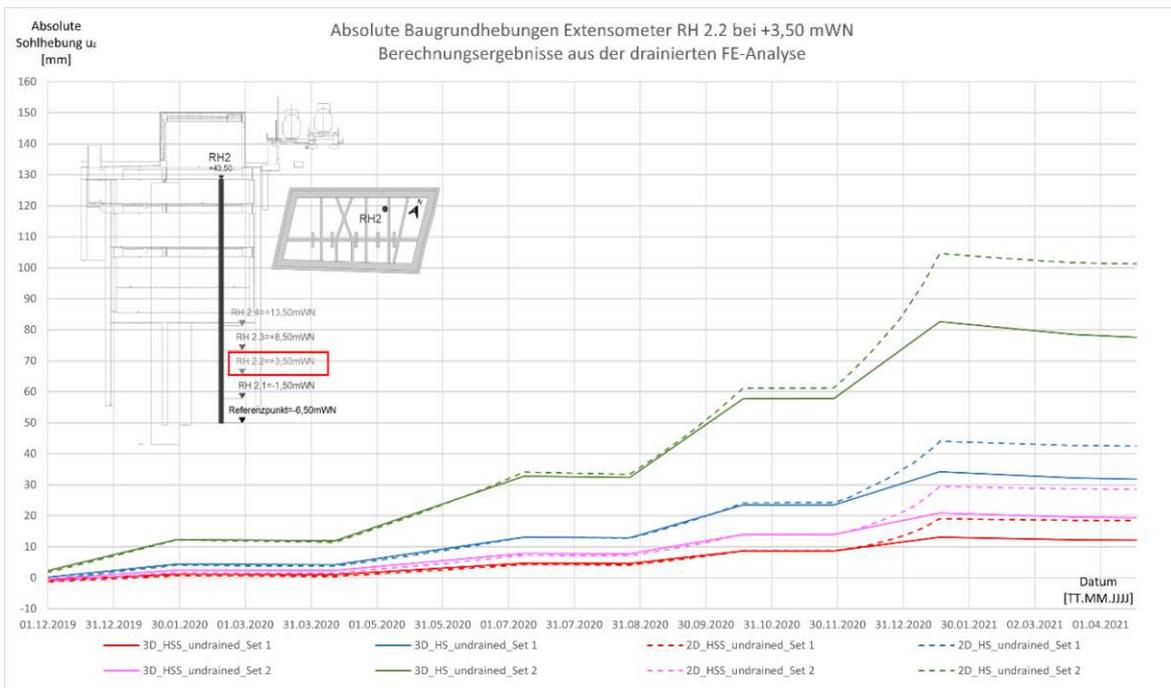


Abb. A.32: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.2; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

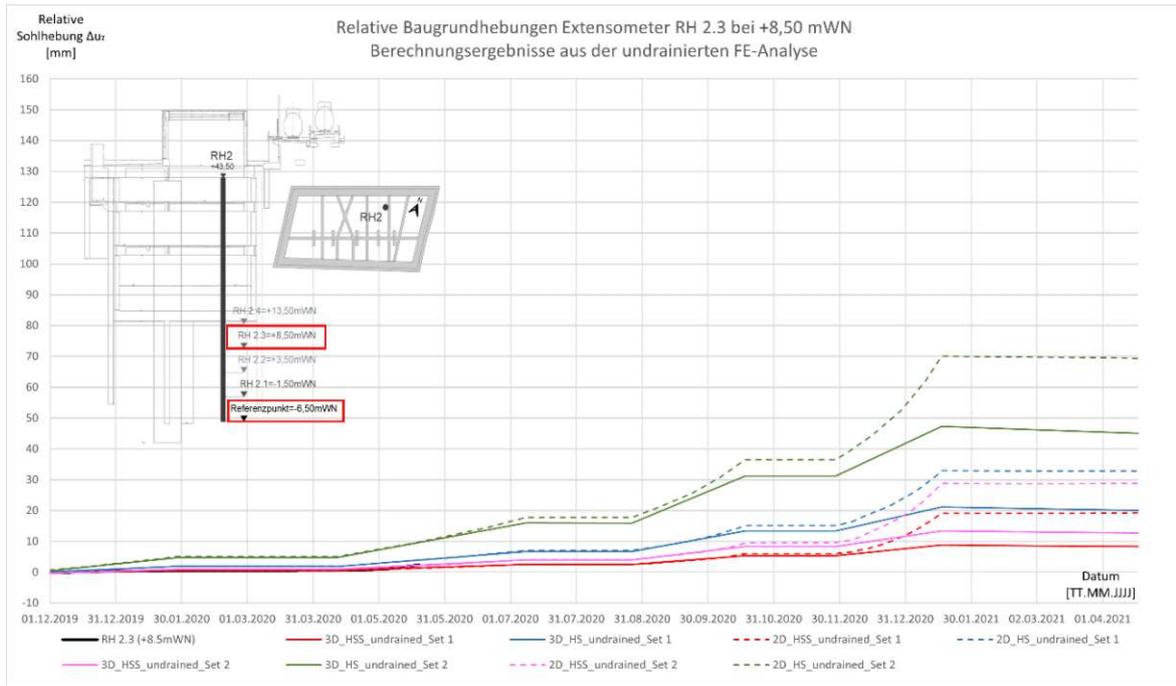


Abb. A.33: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

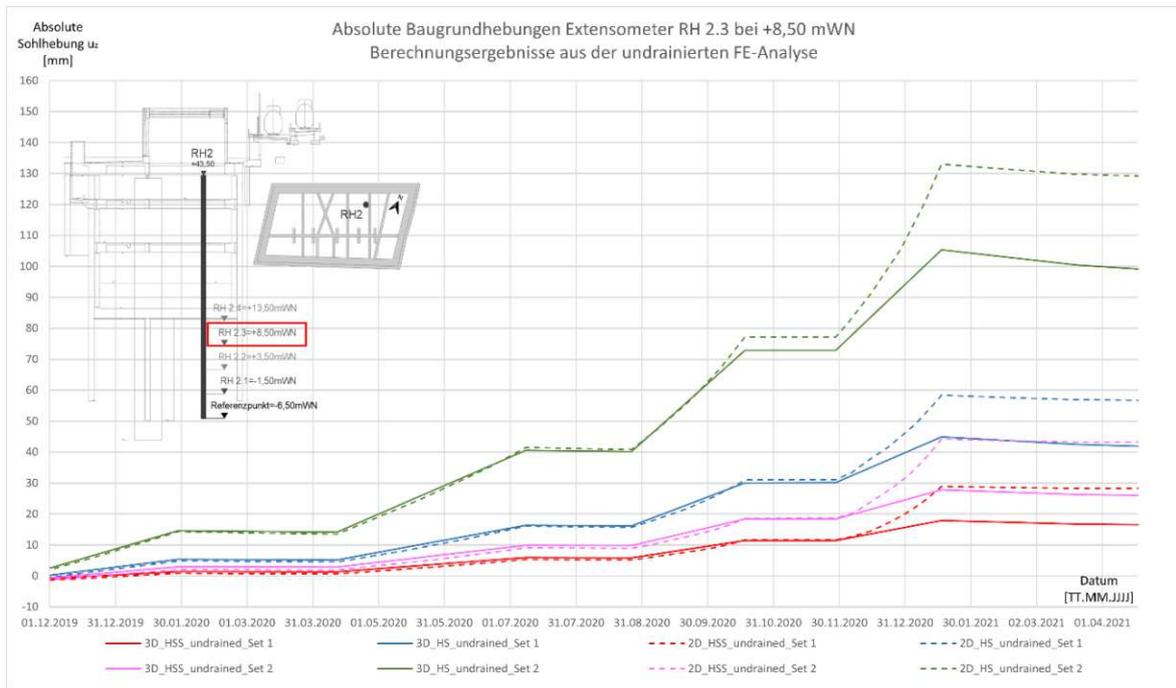


Abb. A.34: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.3; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der undrainierten FE-Analyse

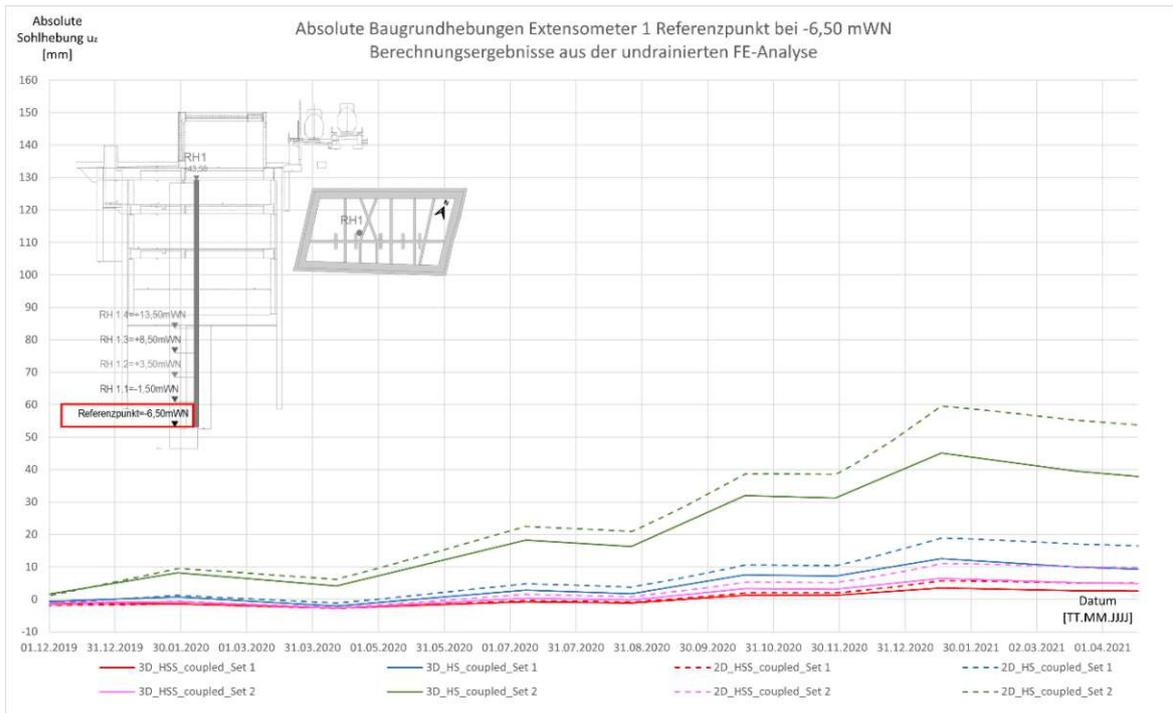


Abb. A.35: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Ankerpunktes des Extensometers RH 1; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

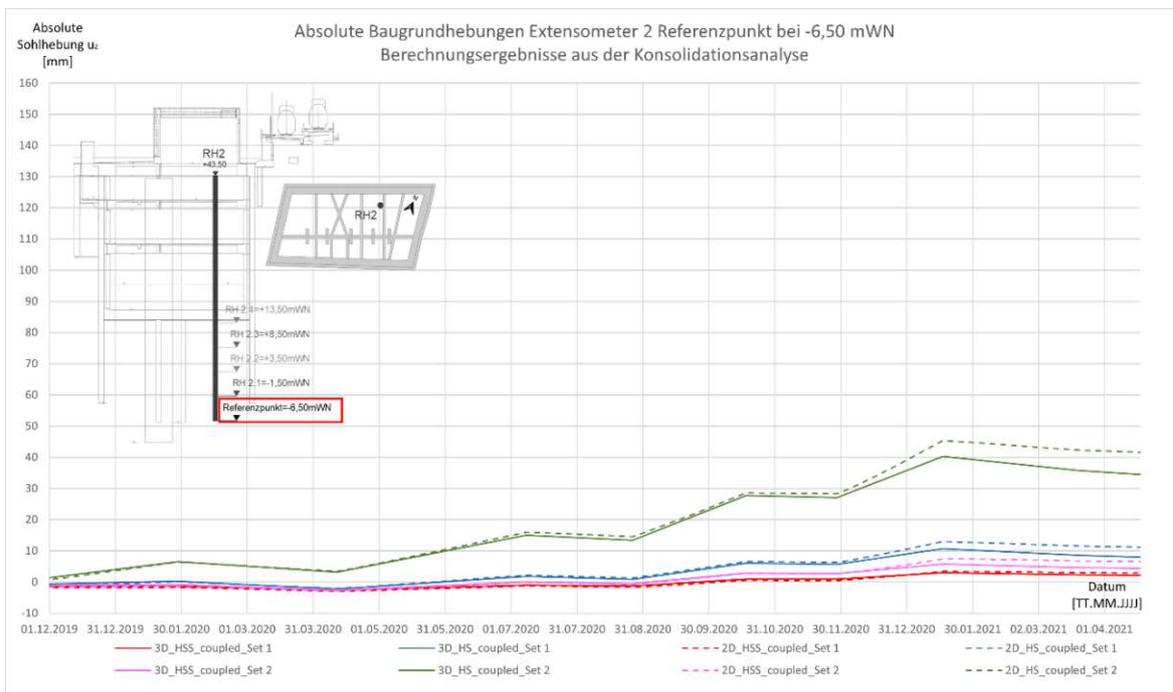


Abb. A.36: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Ankerpunktes des Extensometers RH 2; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

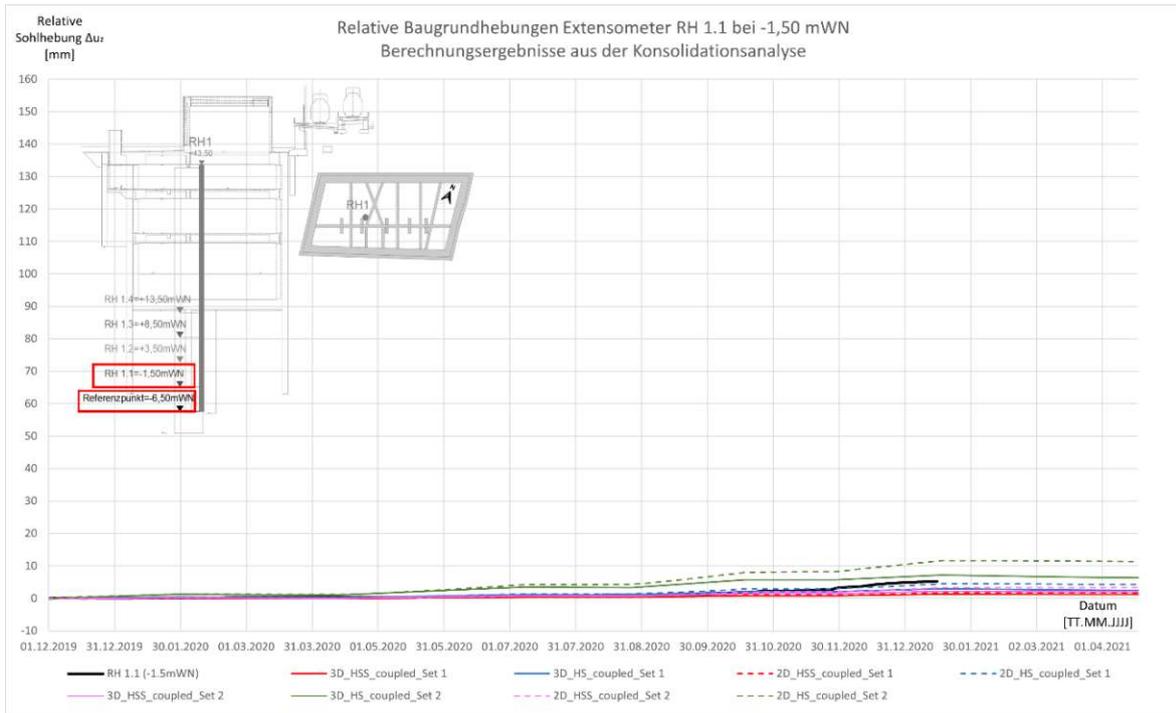


Abb. A.37: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.1; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

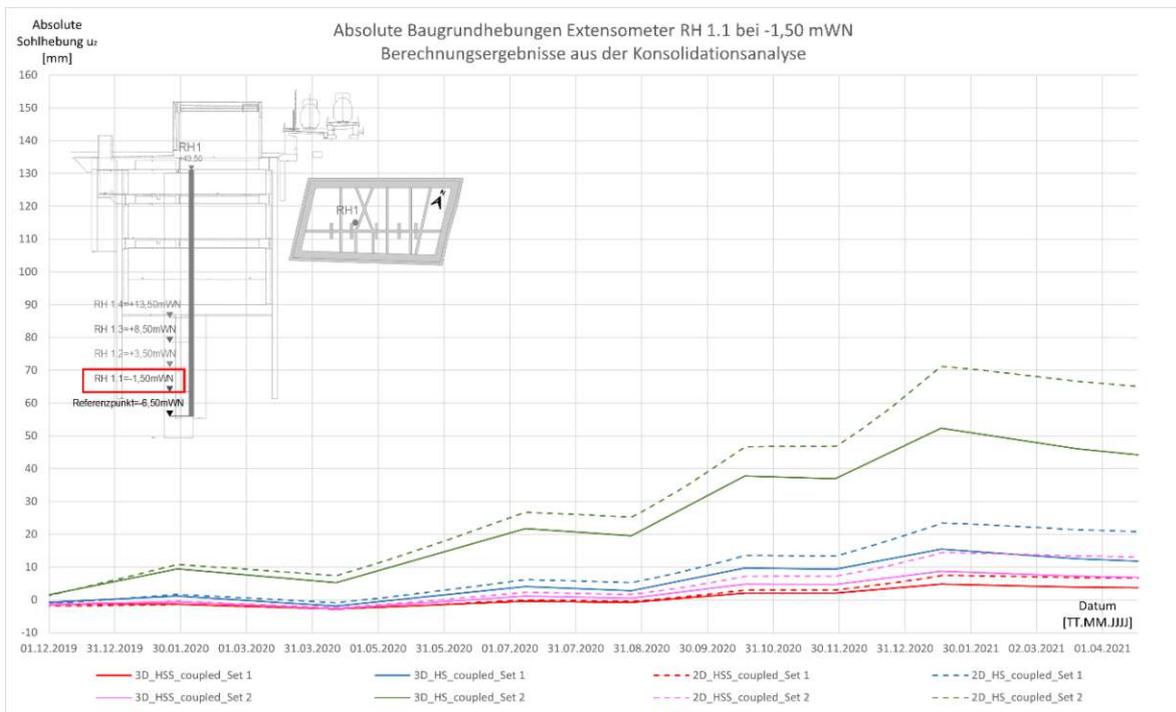


Abb. A.38: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.1; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

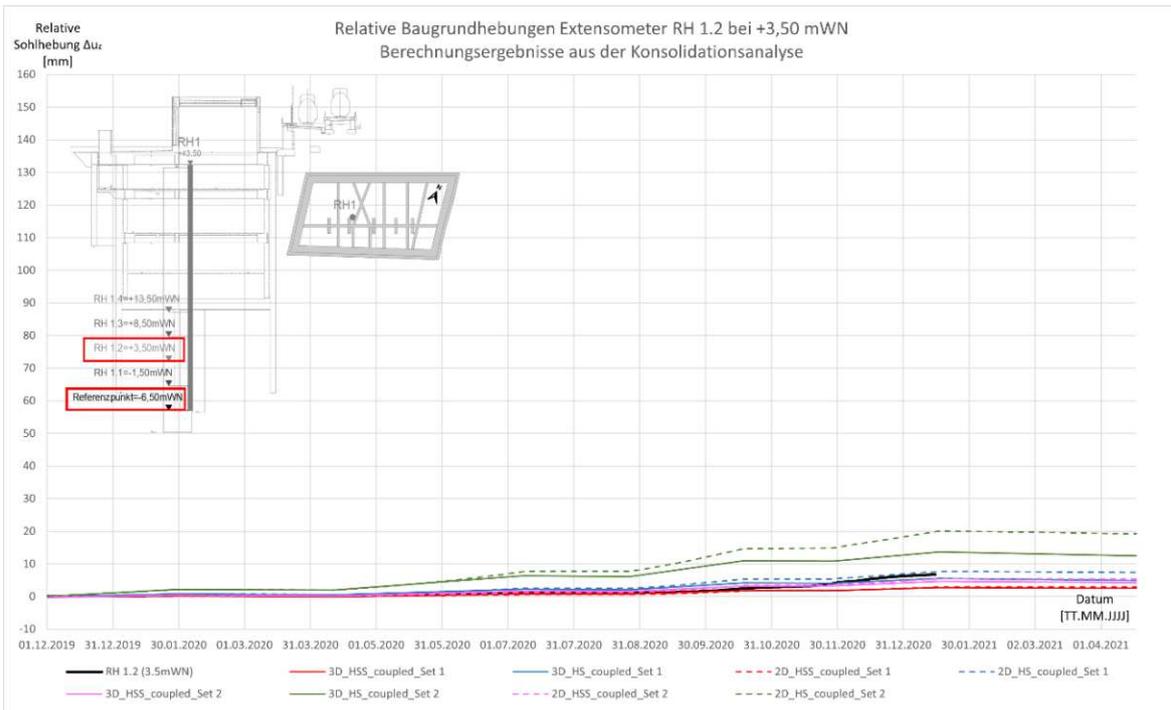


Abb. A.39: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.2; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

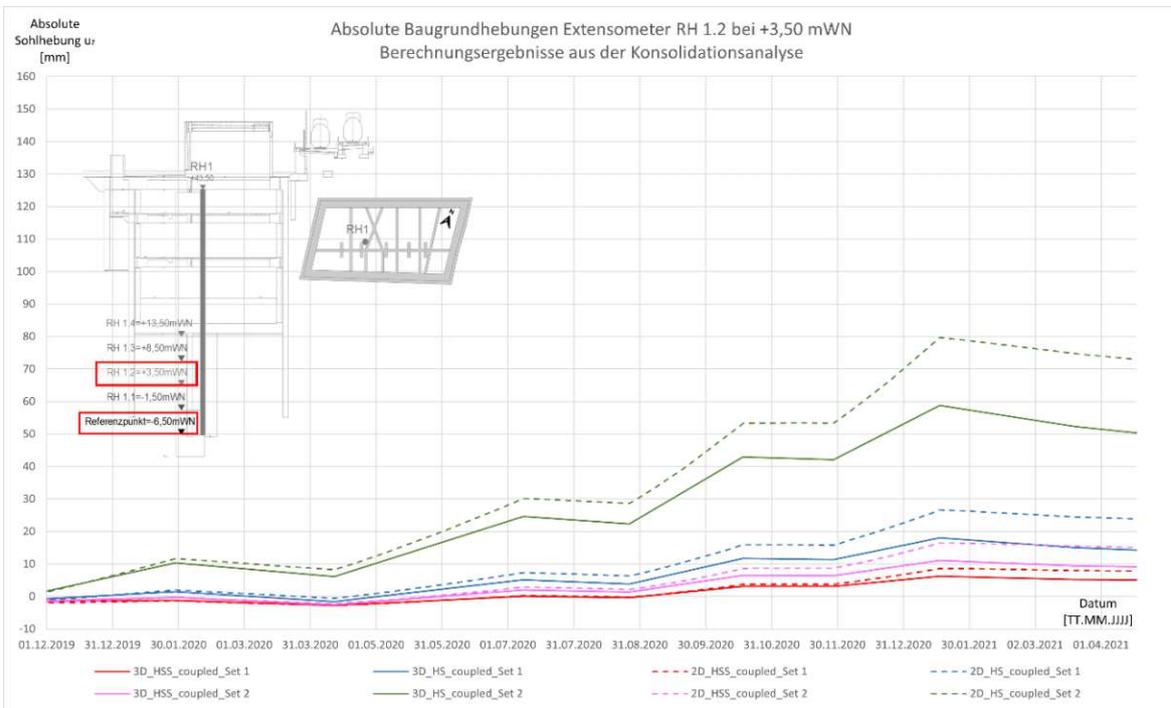


Abb. A.40: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.2; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

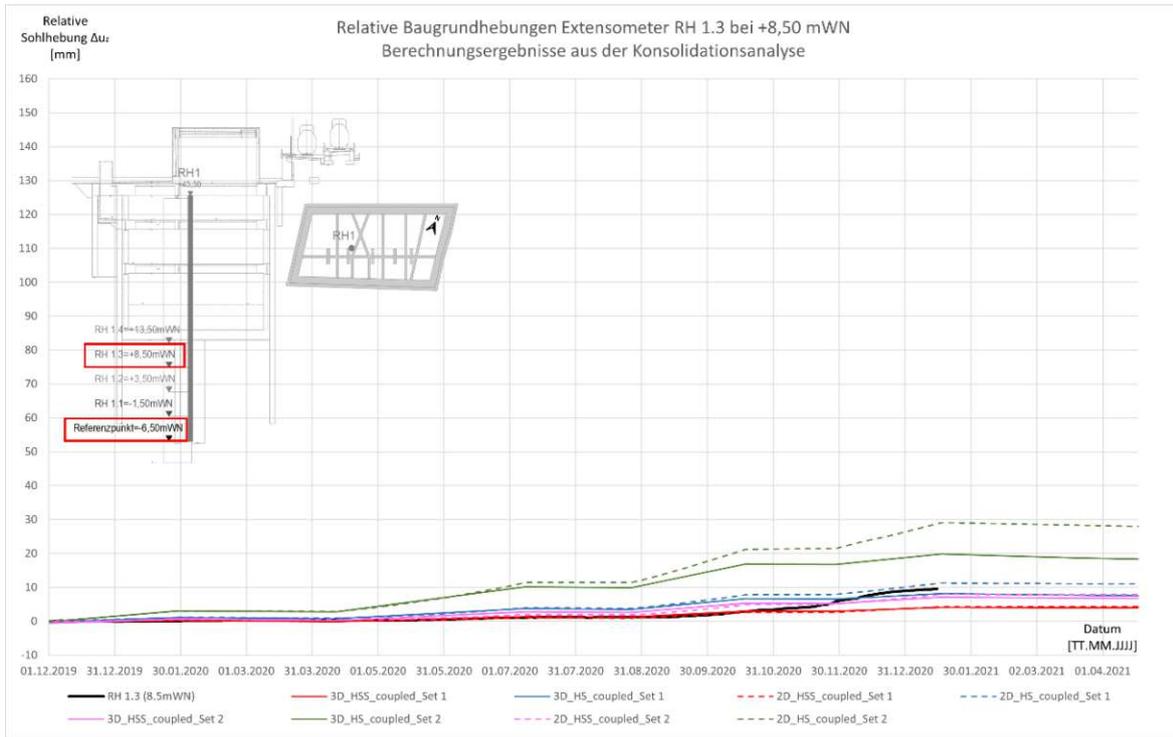


Abb. A.41: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

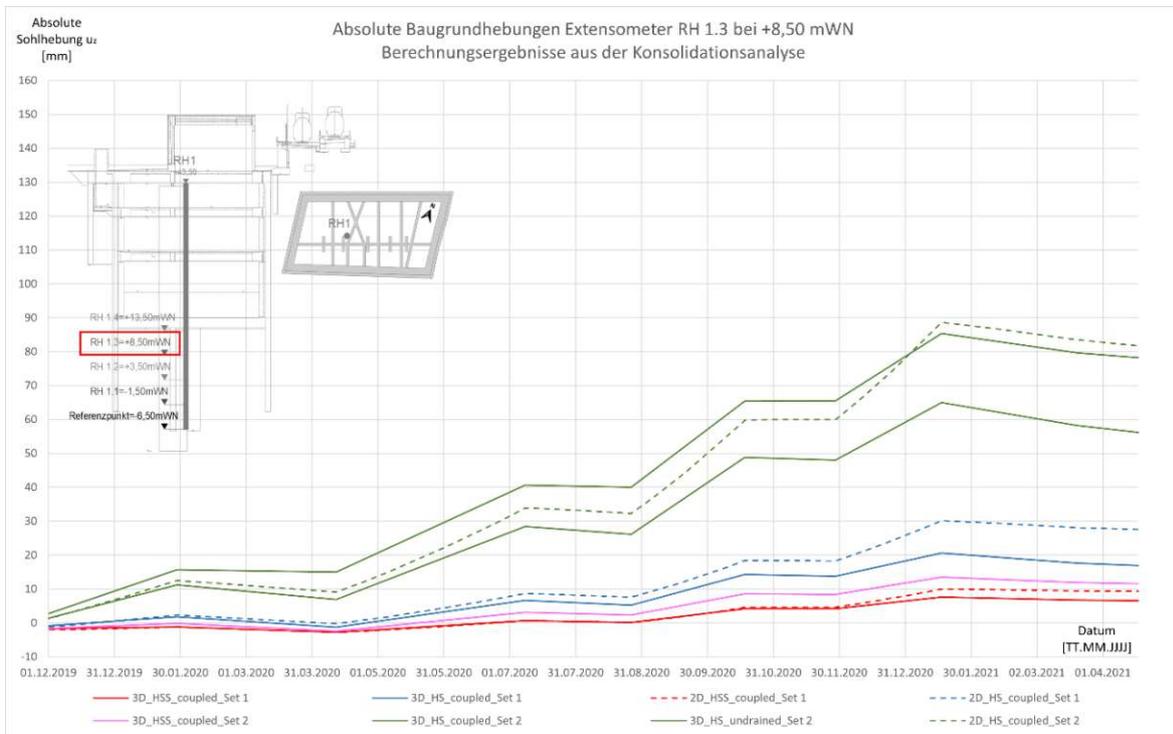


Abb. A.42: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 1.3; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

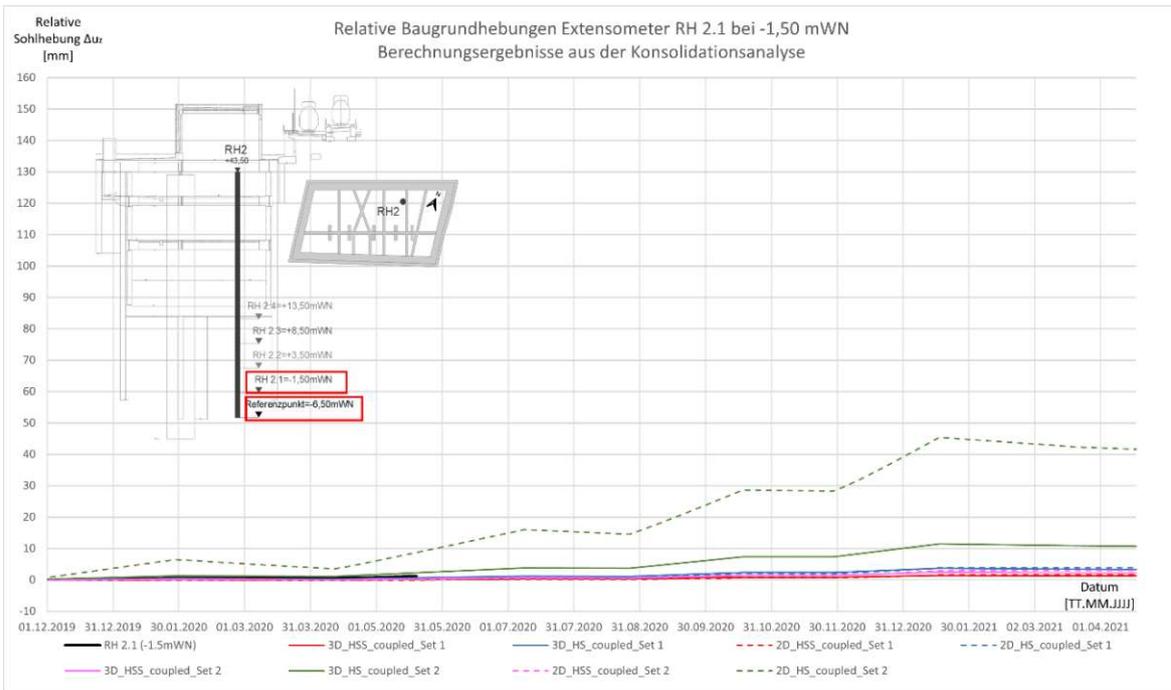


Abb. A.43: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.1; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

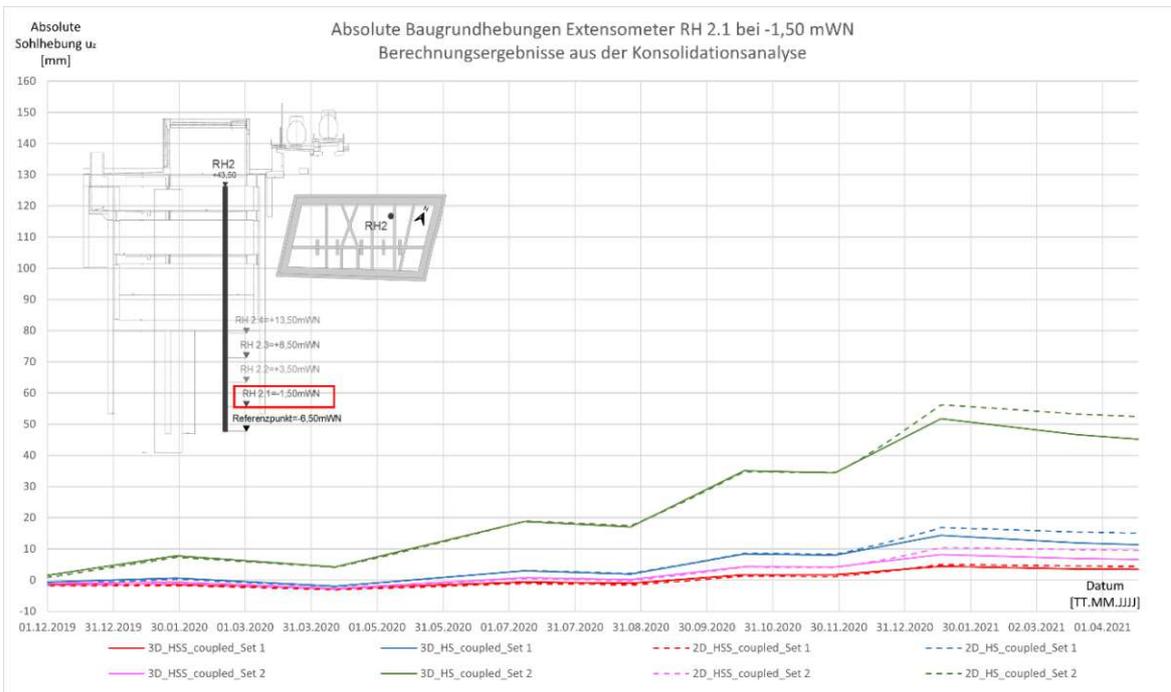


Abb. A.44: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.1; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

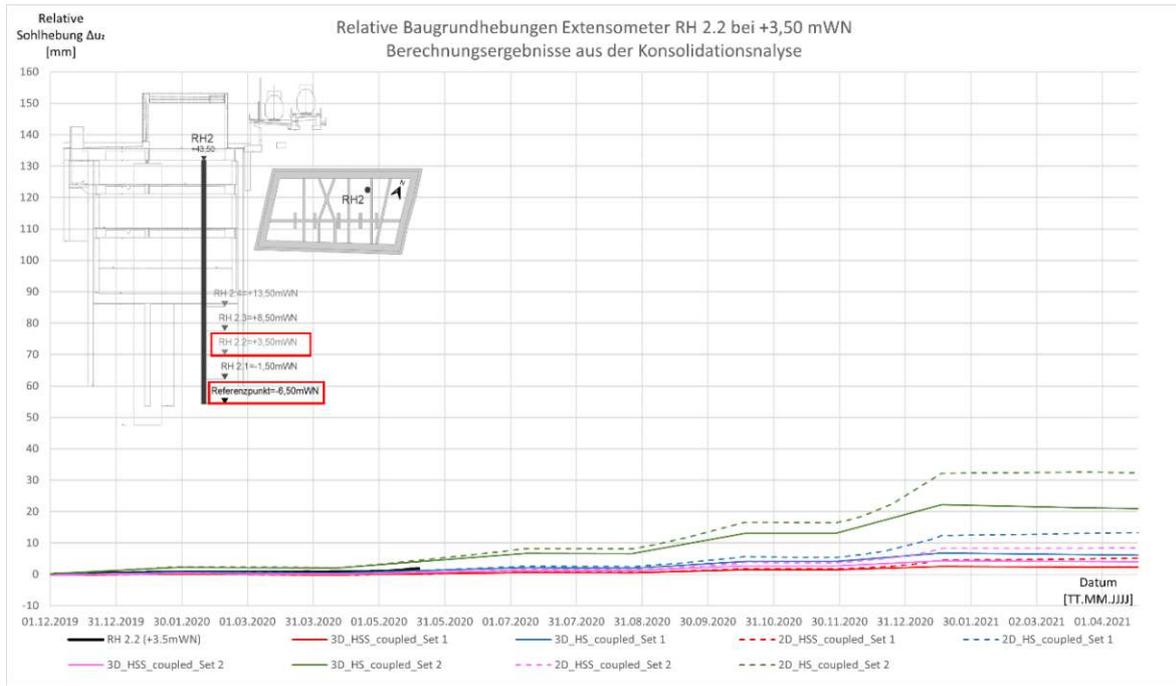


Abb. A.45: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.2; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

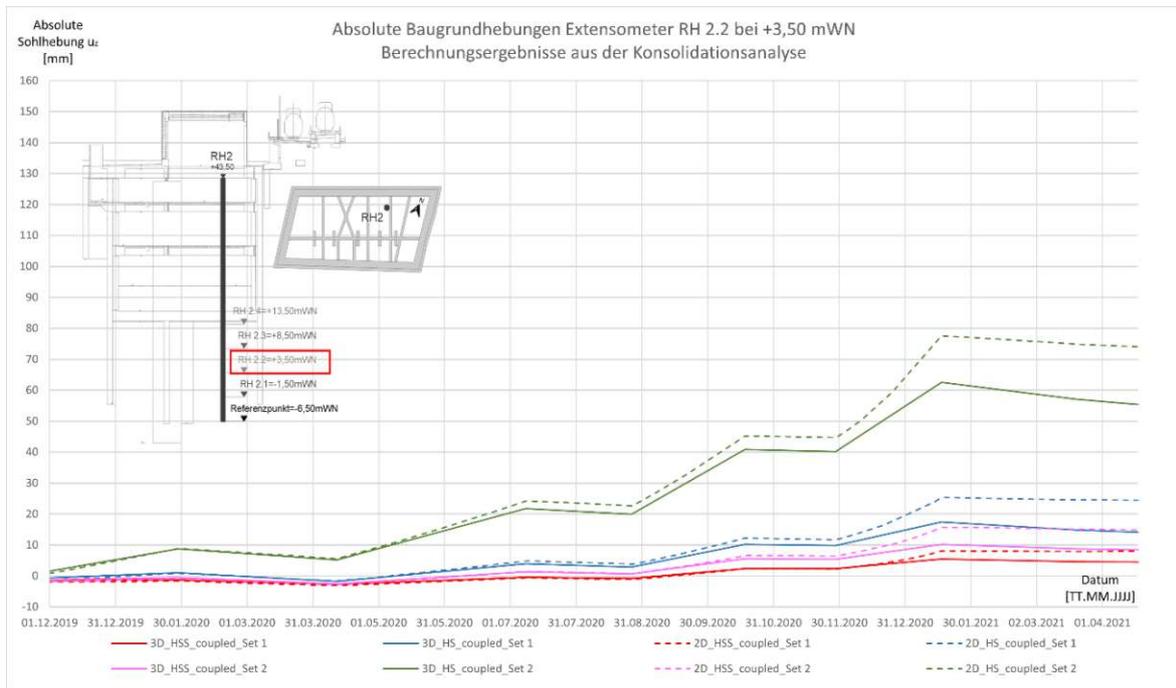


Abb. A.46: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.2; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

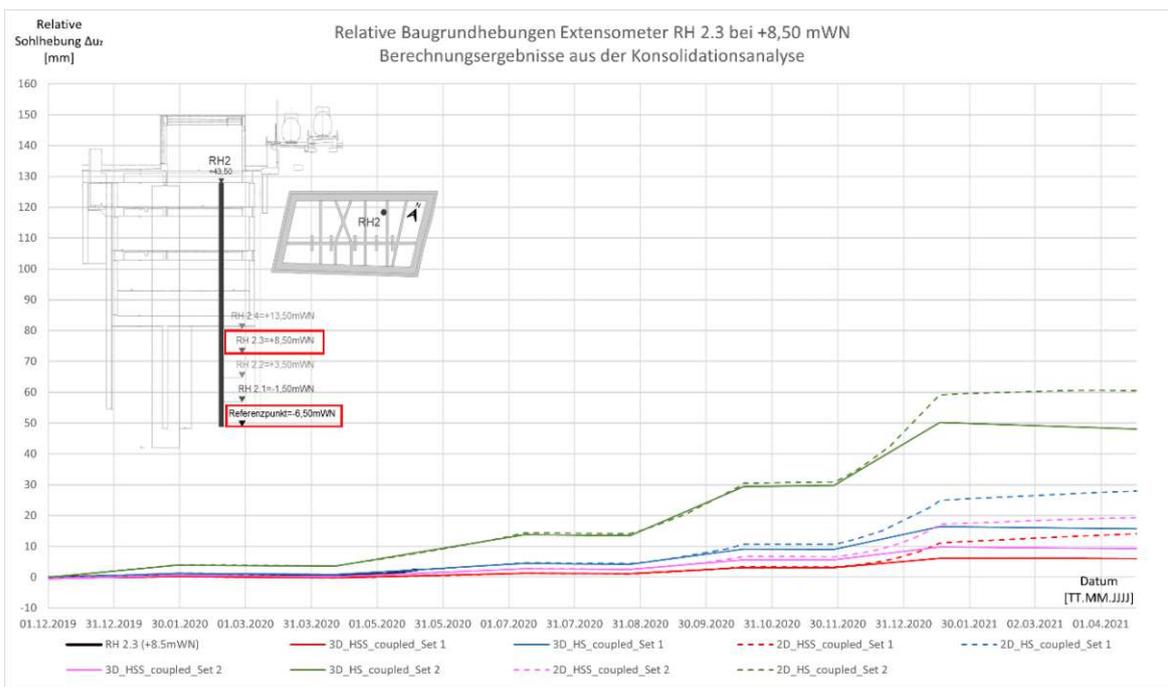


Abb. A.47: Relative Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.3; Vergleich zwischen den Messdaten und den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

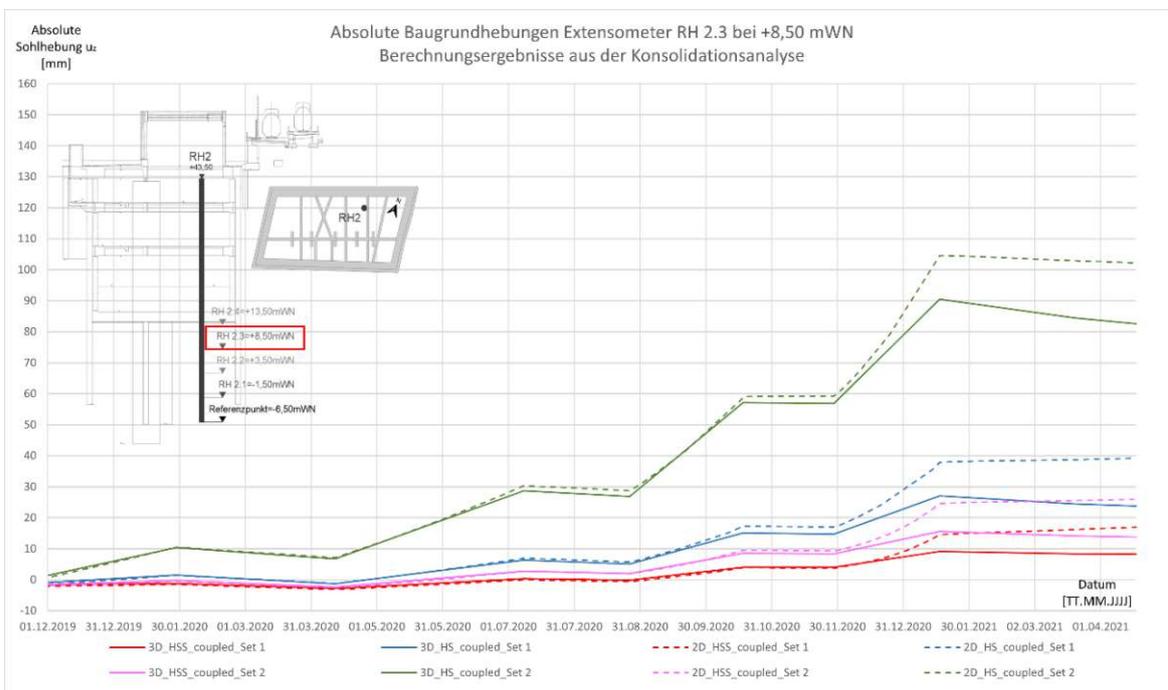


Abb. A.48: Absolute Baugrundhebung im Bereich des Extensometers RH 2.3; Vergleich zwischen den Berechnungsergebnissen aus der Konsolidationsanalyse

Tab. A-1: Vergleich der absoluten Hebungen der Mittelschlitzwand für die Stoffmodelle HS und HSS bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand (Messpunkt AR 3) Vergleich zwischen den Stoffmodellen HSS / HS						
Modellkonfiguration			HSS (Referenz)	HS		
			$u_{z,max}$ [mm]	$u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	3D	Set 1	17	25	51%	
		Set 2	20	53	162%	
	2D	Set 1	19	33	69%	
		Set 2	26	72	177%	
Undrainiert	3D	Set 1	19	33	72%	
		Set 2	24	64	165%	
	2D	Set 1	22	39	80%	
		Set 2	29	81	180%	
Drainiert	3D	Set 1	22	37	70%	
		Set 2	28	73	157%	
	2D	Set 1	29	56	91%	
		Set 2	41	122	197%	

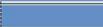
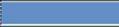
Tab. A-2: Vergleich der absoluten Hebungen der Mittelschlitzwand für die Berechnungsarten Konsolidation, Drainiert, Undrainiert bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand (Messpunkt AR 3) Vergleich zwischen den Berechnungsarten Undrainiert / Konsolidation / Drainiert									
Modellkonfiguration			Konsolidation (Referenz)	Drainiert			Undrainiert		
			$u_{z,max}$ [mm]	$u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]		$u_{h,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
HSS	3D	Set 1	17	22	28%		19	14%	
		Set 2	20	28	41%		24	20%	
	2D	Set 1	19	29	51%		22	12%	
		Set 2	26	41	59%		29	12%	
HS	3D	Set 1	25	37	45%		33	30%	
		Set 2	53	73	39%		64	21%	
	2D	Set 1	33	56	71%		39	20%	
		Set 2	72	122	70%		81	13%	

Tab. A-3: Vergleich der absoluten Hebungen der Mittelschlitzwand für die Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) und Set 2 (Laborversuche) bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand (Messpunkt AR 3) Vergleich zwischen den Bodenparametersets Set 1 (Feldversuche) / Set 2 (Laborversuche)						
Modellkonfiguration			Set 2 (Referenz)	Set 1		
			$u_{z,max}$ [mm]	$u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	3D	HS	53	25		-52%
		HSS	20	17		-17%
	2D	HS	72	33		-54%
		HSS	26	19		-25%
Undrainiert	3D	HS	64	33		-49%
		HSS	24	19		-21%
	2D	HS	81	39		-52%
		HSS	29	22		-25%
Drainiert	3D	HS	73	37		-50%
		HSS	28	22		-24%
	2D	HS	122	56		-54%
		HSS	41	29		-29%

Tab. A-4: Vergleich absoluten Hebungen der Mittelschlitzwand zwischen dem 2D-Berechnungsmodell und dem 3D-Berechnungsmodell bei unterschiedlichen Modellkonfigurationen

Absolute Hebungen der Mittelschlitzwand (Messpunkt AR 3) Vergleich zwischen dem 3D-Berechnungsmodell und dem 2D-Berechnungsmodell						
Modellkonfiguration			3D (Referenz)	2D		
			$u_{z,max}$ [mm]	$u_{z,max}$ [mm]	Abweichung [%]	
Konsolidation	HSS	Set 1	17	19	15%	
		Set 2	20	26	28%	
	HS	Set 1	25	33	29%	
		Set 2	53	72	36%	
Undrainiert	HSS	Set 1	19	22	13%	
		Set 2	24	29	20%	
	HS	Set 1	33	39	18%	
		Set 2	64	81	26%	
Drainiert	HSS	Set 1	22	29	35%	
		Set 2	28	41	45%	
	HS	Set 1	37	56	52%	
		Set 2	73	122	67%	