BOKU TÜRKENWIRT UND DER „GROSSE TÜRKENSCHANZTUNNEL"

Numerische Untersuchung über die Auswirkungen der Baumaßnahmen BOKU Türkenwirt auf den „Großen Türkenschanztunnel"

AUTOREN

Jacqueline Plachy
ISP-ZT GmbH
Blindengasse 26, 1080 Wien
plachy.jacqueline@isp-zt.at
www.isp-zt.at

Peter Nagy
Technische Universität Wien,
Institut für Geotechnik
Karlsplatz 13/220-2, 1040 Wien
peter.nagy@tuwien.ac.at
www.igb.tuwien.ac.at

Dietmar Adam
Technische Universität Wien,
Institut für Geotechnik
Karlsplatz 13/220-2, 1040 Wien
dietmar.adam@tuwien.ac.at
www.igb.tuwien.ac.at

KURZFASSUNG

Im vorliegenden Beitrag werden anhand numerischer Berechnungen die Auswirkungen der Baumaßnahmen BOKU Türkenwirt auf den Großen Türkenschanztunnel der Wiener Vorortelinie S45 aufgezeigt. Der Tunnel verläuft schräg unter dem neuen Universitätsgebäude. Aufgrund der dichten Intervalle auf dieser Strecke war die Erhaltung von Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Tunnels von besonderer Bedeutung für den Nahverkehr der Stadt Wien. Aus diesem Grund wurden am Institut für Geotechnik der TU Wien zur Prognose der Auswirkungen der Baumaßnahmen auf den Tunnel numerische Simulationen mittels des zweidimensionalen Finite Elemente Programms Plaxis 2D durchgeführt sowie im Tunnelbauwerk ein Monitoringsystem installiert.

Die gegenständlichen numerischen Berechnungen wurden mit dem Finite Elemente Programm Plaxis 3D durchgeführt und erfassen somit räumliche Verformungen, die durch das Bauvorhaben hervorgerufen werden. Darüber hinaus wird ein Vergleich der Ergebnisse der dreidimensionalen Berechnung mit den Messdaten aus dem im Tunnel installierten Monitoringsystem durchgeführt. Dadurch können die Berechnungsergebnisse mittels realer Messergebnisse validiert werden.

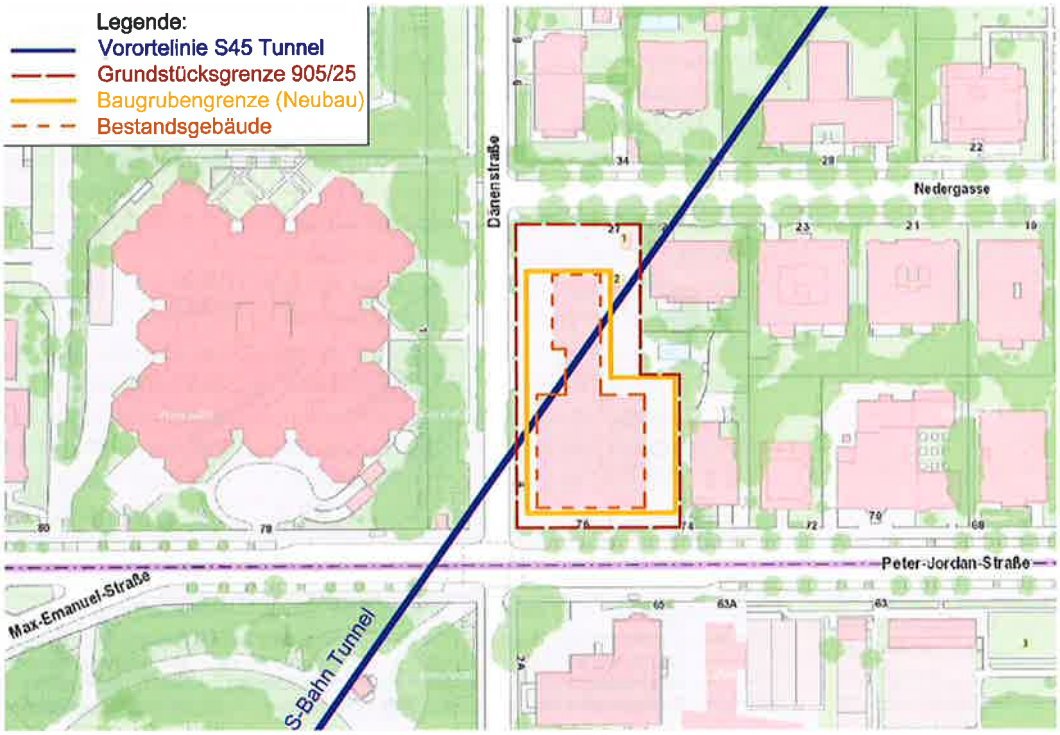


Abb.1 Schematische Darstellung des Tunnelverlaufs, der erforderlichen Baugrube und des Bestandsgebäudes (adaptiert nach [12]).

ABSTRACT

In this paper, the impact of the construction of the building BOKU Türkenwirt on the tunnel "Großer Türkenschanztunnel" is investigated, based on three-dimensional numerical simulations. The tunnel is situated below the construction site, and it is a part of the track of the railway line S45 of the Vienna local train service. Because of the tight train schedule, the sustainment of the structural integrity and serviceability are of significant interest for the public transport system of the city of Vienna. Therefore, numerical 2D simulations were performed to predict the tunnel deformations due to the excavation works. Additionally to that, a monitoring system was installed in the tunnel.

The 3D numerical analysis presented in this paper is conducted using the finite element program Plaxis 3D. The calculation results allow the determination of deformations on the entire construction site and in the tunnel. Furthermore, the results of the three-dimensional numerical calculations are validated using the real-time measured data, recorded by the monitoring system.

1. VORSTELLUNG DES PROJEKTS

1.1.ALLGEMEINE PROJEKTINFORMATIONEN

In der Peter-Jordan-Straße 76, im 19. Wiener Gemeindebezirk, wurde ein Nebengebäude der Universität für Bodenkultur (BOKU), genannt „Türkenwirt" nach dem studentischen Lokal im Gebäude, abgerissen und anschließend von der Bundesimmobiliengesellschaft (BIG) das neue Universitätsgebäude mit einem zweigeschossigen, unterirdischen Hörsaal errichtet. Das Bauprojekt Türkenwirt zeichnet sich durch den zweigleisigen ÖBB-Tunnel der Vorortelinie S45, genannt „Großer Türkenschanztunnel", aus, welcher unter dem Gebäude bzw. Grundstück schräg von Südwest nach Nordost mit einer nur vergleichsweise geringen Überdeckung verläuft (Abb. 1).

Durch den Abriss des Bestandsgebäudes und der Errichtung der tiefen Baugrube bis 10,30 m unter Gelände waren im Bereich der Baugrubensohle und beim unterhalb anstehenden Bodenbereich Hebungen zu erwarten. Eine weitere Auswirkung der Baumaßnahmen zwischen der Baugrube und dem Tunnel fand in Form von Setzungen durch die anschließende ›

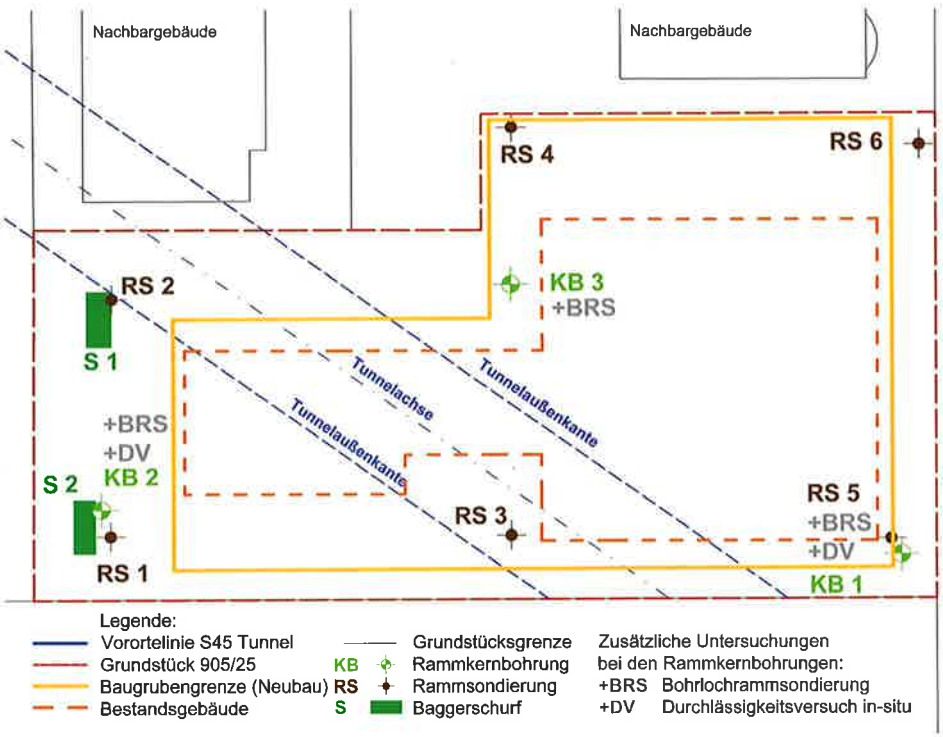


Abb.2
Lageplan der unterschiedlichen Maßnahmen zur Untergrunderkundung (adaptiert nach [7]).

Errichtung des neuen Universitätsgebäudes statt. Aufgrund der hohen Intervalldichte der Züge und der großen Bedeutung der S45 für den öffentlichen Nahverkehr der Stadt Wien wäre eine Sperre zufolge Gefährdung der Standsicherheit des Tunnels sowie der Lagesicherheit der Gleise, hervorgerufen durch die auftretenden Verformungen, mit einem hohen Sach- und Finanzschaden verbunden gewesen.

1.2. UNTERGRUNDSITUATION

Aus geologischer Sicht befindet sich das neue Universitätsgebäude auf einem Höhenrücken aus tertiären Randsedimenten des Wiener Beckens. Charakteristisch für diesen Schichtkomplex ist die Verzahnung von feinkörnigen Beckensedimenten (Cerithiensanden) mit relativ grobkörnigen Sedimenten (Hernalser Tegel), welche auch als Holic Formation bezeichnet wird [13]. Bei der Erkundung des Untergrundes wurden Untergrunderkundungsmaßnahmen wie Baggerschurfe, Rammkernbohrungen, Rammsondierungen, Bohrlochrammsondierungen und Grundwasserpegelmessungen umgesetzt (Abb. 2).

Die bei der Baugrunderkundung entnommenen Bodenproben wurden in den Erdbaulabors der TU Wien und der BOKU untersucht. Die Ergebnisse dieser Laboruntersuchungen sind im geotechnischen Gutachten [2] festgehalten. Der Untergrundaufbau wurde in die in Tab. 1 angeführten Homogenbereiche unter-

Homogenbereich	Bezeichnung	Mächtigkeit [m]
	Mutterboden mit Grasnarbe	0,10
Schicht A	Anschüttung	2,50
Schicht B	Fein- bis Mittelsande	15,60
Schicht C	Kies/Verhärtung/Grobsand	6,20
Schicht D	Schluff und Ton	Mind. 15,70

Tab.2
Einteilung des Untergrundes in Homogenbereiche [2].

teilt und die zugehörigen bodenmechanischen Kenngrößen aus den Laboruntersuchungen zugewiesen. Außerdem wurde festgehalten, dass abgesehen von stauenden Schichten (Verhärtungszonen) kein zusammenhängender Grundwasserspiegel angetroffen wurde.

1.3. 2D FE MODELLIERUNG UND MONITORINGSYSTEM IM TUNNEL

Vor Ausführung der Bauarbeiten wurden am Institut für Geotechnik der TU Wien zur Prognose der Auswirkungen der Baumaßnahmen auf den Tunnel numerische Simulationen mittels des zweidimensionalen Finite Elemente Programms Plaxis 2D durchgeführt [8]. Anhand dieser Simulationsergebnisse konnte die Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit des Tunnels während der Baumaßnahmen aufgezeigt werden. Um ein sich abzeichnendes Versagen oder zu große Verformungen des Tunnels rechtzeitig zu erkennen und Maßnahmen ergreifen zu können, wurde vor Baubeginn ein Überwachungssystem im Tunnel installiert. Dabei handelte es sich um zwei, im Tunnel fix montierte, automatische Totalstationen mit Messprismen an der Tunnelschale. Die Messungen wurden in den Messprofilen A bis G an fünf (1 bis 5) vordefinierten Messpunkten durchgeführt (Abb. 3). Die Messprofile A und G lagen außerhalb des Einflussbereiches der Baumaßnahmen auf den Tunnel und dokumentierten seine natürliche Eigenbewegung. Es wurde vor Baubeginn über mehrere Wochen eine „Nullmessung" durchgeführt, um Vergleichswerte für die Verschiebungskoordinaten zu erhalten. Die ab dem Baubetrieb kontinuierlich gemessenen Daten wurden laufend mit im Vorhinein festgelegten Vorwarn-, Warn- und Alarmwerten verglichen [1].

1.4. BESCHREIBUNG DER PROBLEMSTELLUNG

Die Motivation, erweiternde Untersuchungen mit einem 3D FE Modell durchzuführen, ist der Tatsache geschuldet, dass 2D Modelle nur unter starken Vereinfachungen – in erster Linie betreffend die Geometrie – die Projektumstände abbilden können. Es wurden jedoch betreffend den Aufbau des Untergrundes und die ange-

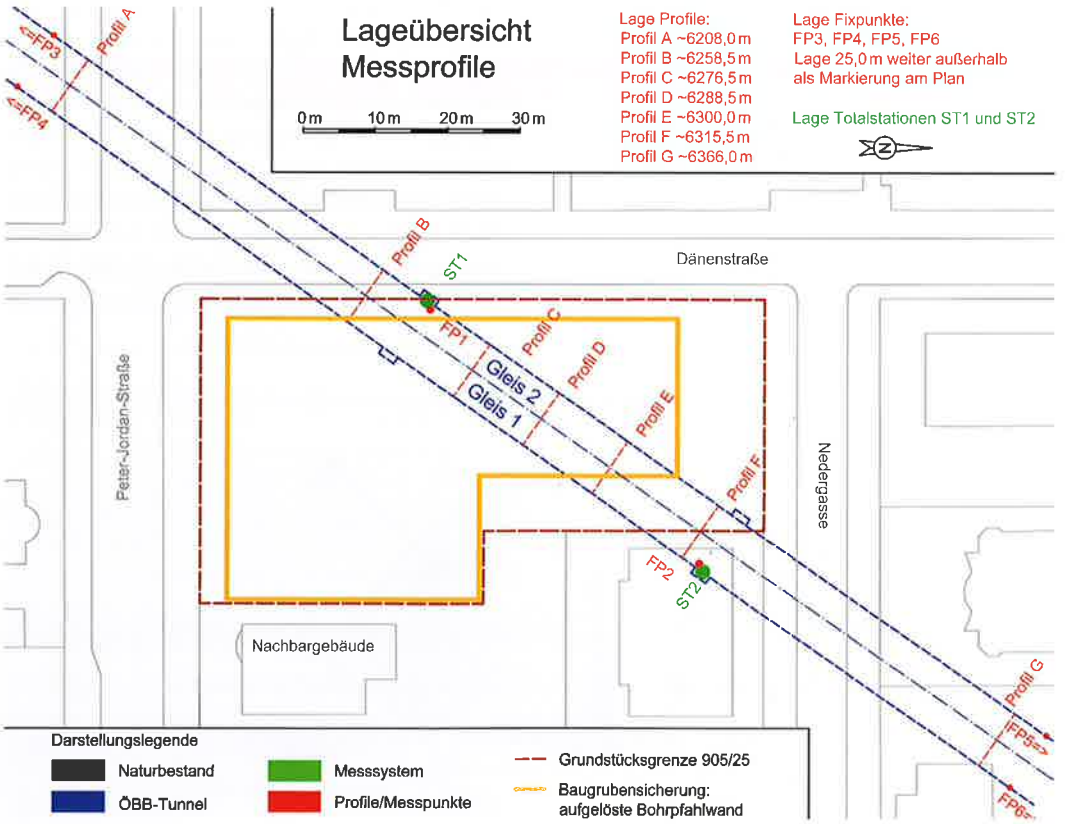


Abb.3
Lageübersicht Messprofile entlang der Achse des Großen Türkenschanztunnels (adaptiert nach [1]).

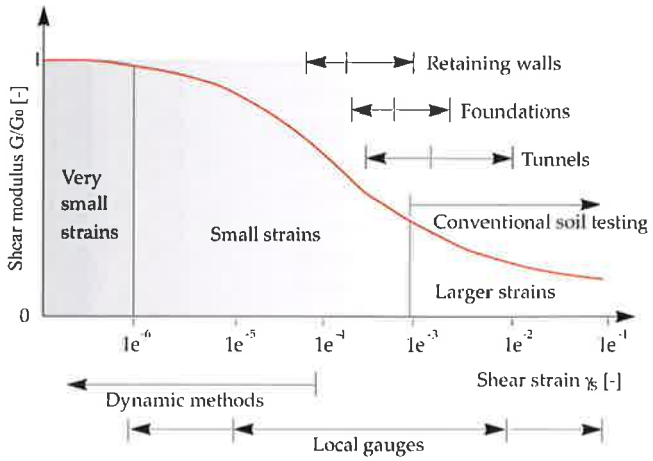


Abb.4
Quantitative Darstellung der Abnahme des Schubmoduls mit zunehmender Scherdehnung in logarithmischer Darstellung (adaptiert nach [4]).

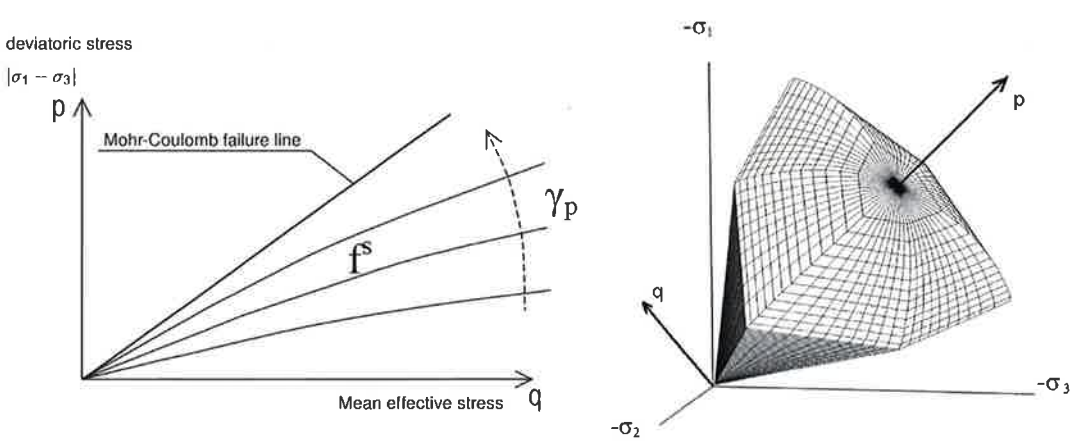
wandten Materialmodelle grundsätzlich dieselben Modellannahmen verwendet, um eine Vergleichbarkeit der 2D und 3D numerischen Simulationen gewährleisten zu können. Des Weiteren wurden die aus dem Tunnelmonitoring ausgewerteten Messdaten den numerisch ermittelten Verformungen gegenübergestellt.

2. MODELLBILDUNG

2.1. VERWENDETE STOFFMODELLE

Um das nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Bodens abbilden zu können, wurde bei der FE Darstellung der Bodenschichten auf das Hardening Soil Modell with small strain stiffness (HSS) zurückgegriffen. Dieses Stoffmodell berücksichtigt eine spannungs- und dehnungsabhängige Steifigkeit des Bodens. Das Modell eignet sich insbesondere zur Modellierung von komplexen Be- und Entlastungsvorgängen und daher zur Berechnung von Verformungen beispielsweise bei Baugruben. Abb. 4 zeigt qualitativ eine Steifigkeits-Dehnungs-Beziehung, wobei die Schubverformungen logarithmisch skaliert sind und sich eine typische S-förmige Reduktionskurve für den Schubmodul ergibt. Die dargestellte Dehnungsabhängigkeit der Steifigkeit wird im HSS Modell berücksichtigt. Zur Festlegung der Verfestigungsfunktion werden im HSS Modell zwei Fließflächen, ein Kegel und eine Kappe definiert. Diese werden aufgrund der Kompressionsverfestigung bei isotroper Beanspruchung und der Reibungsverfestigung bei deviatorischer Beanspruchung unter Einbeziehung des Bruchkriteriums nach Mohr-Coulomb benötigt (Abb. 5) [11]. Die Eingangsparameter für das Rechenmodell finden sich in [8] und [9].

Abb.5
Scherverfestigung (links) und volumetrische Verfestigung (rechts) beim Hardening Soil Small Modell (adaptiert nach [10]).



2.2. WESENTLICHE MODELLANNAHMEN

Der Untergrundaufbau wurde anhand der Homogenbereiche, welche im geotechnischen Gutachten festgelegt wurden (Tab. 1), und den zugehörigen Materialparametern des HSS-Modells modelliert. Zur Modellierung von Bauteilen wie Bohrpfahlwänden, Aussteifungen, Anker und Bodenplatte wurden geeignete Strukturelemente gewählt. Abb. 6 zeigt den Aufbau des dreidimensionalen FE Modells.

2.3. MODELLPHASEN IM DREIDIMENSIONALEN FE MODELL

Nach Bestimmung des Ausgangsspannungszustands im Untergrund wurden die einzelnen Bauphasen modelliert, vereinfacht ohne eine Berücksichtigung der Zeitdauer der Baumaßnahmen. Diese umfassen die maßgebenden Bauphasen. Der Bauprozess besteht beim 3D Modell aus insgesamt 13 Modellphasen, die in Tab. 2 beschrieben werden. Die ersten drei Phasen beinhalten Prozesse, welche zeitlich vor den aktuellen Baumaßnahmen stattgefunden haben. Diese beeinflussen jedoch den Spannungszustand im Untergrund und wurden daher bei der Modellierung berücksichtigt.

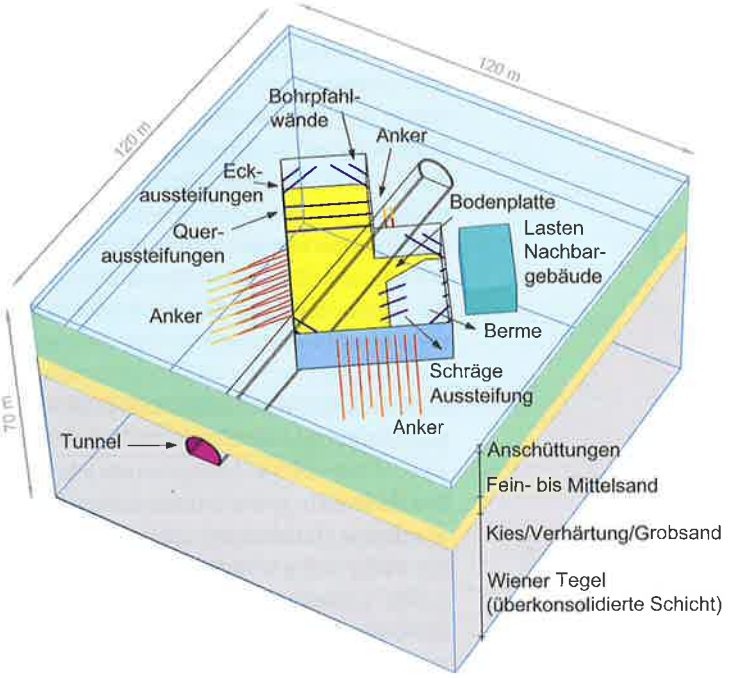


Abb.6
3D FE Modell: Modellgeometrie, Homogenbereiche, Lage von Tunnel und Baugrube im Modell, mit Strukturelementen der Bauteile (adaptiert nach [9]).

Phasen Nr.	Beschreibung der zugehörigen Bauphasen
0	Bestimmung des Ausgangsspannungszustands
1	Tunnelerrichtung
2	Errichtung des Bestandsgebäudes
3	Abriss des Gründerzeithauses und des Traktes sowie Durchführung des Aushubs bis 1,40 m unter GOK
4	Großflächiger Aushub bis 4,40 m unter GOK
5	Anker sowie Eck- und Querausteifungen werden bei 3,30 m unter GOK eingebaut
6	Aushub der Baugrube bis zur Unterkante der Sauberkeitsschicht bis 10,30 m Tiefe, ausgenommen im Bereich der Stützberme; Einbau der ersten Reihe der schrägen Aussteifung
7	Einbau der zweiten Reihe der schrägen Aussteifung; Teilbereich der Berme wird entfernt
8	Die Berme wird komplett entfernt
9	Herstellung der Bodenplatte an der Baugrubensohle
10	Herstellung der Zwischendecken und Entfernung der schrägen Aussteifung
11	Entfernung der Eck- und Querausteifungen sowie der Anker
12	Fertigstellung des Rohbaus

Tab.2
Übersicht über die 13 Modellphasen [9].

Bei den Modellphasen 3, 4 und 6 sind primär Aushubtätigkeiten abgebildet. Dementsprechend sind an der Baugrubensohle und am Tunnel nennenswerte Hebungen zu erwarten, während in der Modellphase 12 ein Belastungsvorgang modelliert wurde, wodurch es zu Setzungen an der Baugrubensohle und am Tunnel kam. Diese vier Modellphasen sind für die Auswertung der 3D FE Modellierung von besonderer Bedeutung.

3. AUSWERTUNG UND INTERPRETATION DER NUMERISCHEN BERECHNUNGSERGEBNISSE

Zur Auswertung der numerischen Ergebnisse wurde die Betrachtung der Verformungen an Tunnelbauwerk und Baugrube in den Vordergrund gestellt. Die numerisch berechneten Verformungen wurden entweder als resultierende oder vertikale Verschiebungen dargestellt und sind in „total displacements" u_{ges} (aufsummierte Gesamtverschiebung über alle bisher berechneten Modellphasen) und „phase displacements" u_{phase} (Verschiebung in der aktuellen Modellphase) zu unterscheiden.

3.1. NUMERISCHE BERECHNUNGSERGEBNISSE

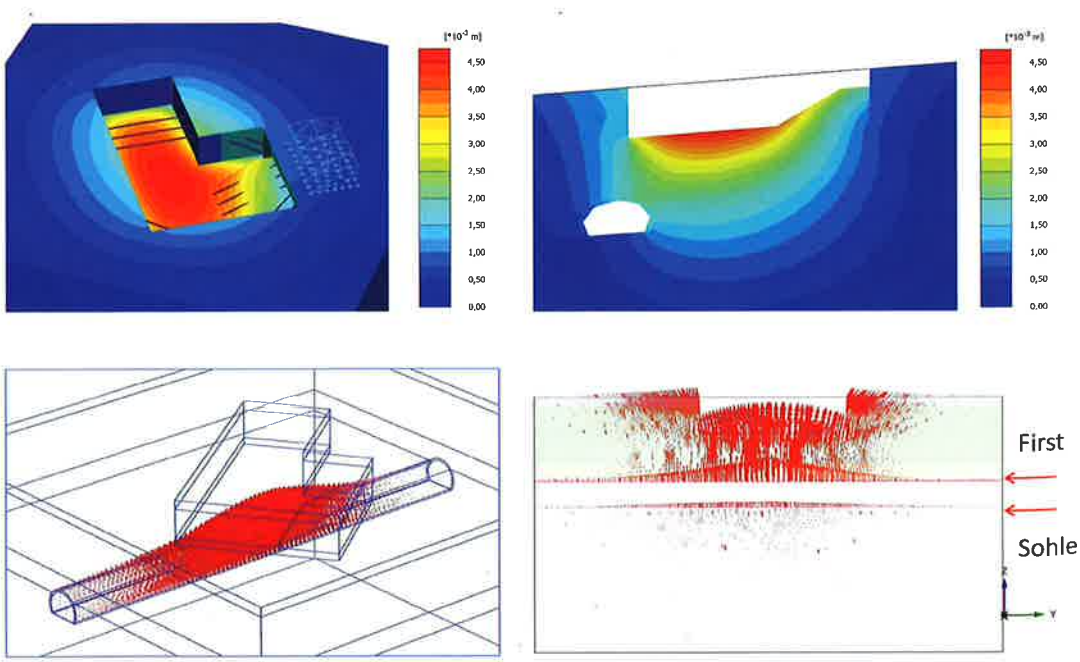
Die größten Verformungen traten erwartungsgemäß in der Modellphase mit der Aushubtiefe bis 10,30 m unter GOK auf, in Form von Hebungen an der Baugrubensohle. Abb. 7a zeigt, dass sich die größten Hebungen etwa mittig in der Baugrubensohle befinden, in Richtung der Baugrubenwände abnehmen und sich über einen vergleichsweise großen Modellbereich ausbreiten. An der Baugrubensohle traten resultierende Phasenverschiebungen u_{phase} von ca. 4,70 mm auf.

In Abb. 7b ist ersichtlich, dass die resultierenden Phasenverschiebungen u_{phase} an der Baugrubensohle etwa 4,50 mm betragen und bis zur Tunneloberkante um ca. 2,00 mm abnehmen. Anhand des dargestellten Schnittes können die Tiefenwirkung und die Ausbreitung der Verformungen zufolge der Entlastung sowie die Interaktion zwischen der Baugrube und dem Tunnel gezeigt werden. Die resultierende Gesamtverschiebung u_{ges} ist mittels Verschiebungsvektoren in Abb. 7c dargestellt. Es zeigt

Abb. 7
Auswertung numerische Ergebnisse für Modellphase 6 (Aushub bis 10,30 m unter GOK) [9].

a) 3D Ansicht mit Auswertung als resultierende Phasenverschiebung u_{phase}.

b) Schnitt mit Auswertung als resultierende Phasenverschiebung u_{phase}.



c) 3D Ansicht mit Auswertung als resultierende Gesamtverschiebung u_{ges} mit maximaler Verschiebung in Tunnelfirste 4,57 mm.

d) Schnitt mit Auswertung als resultierende Phasenverschiebung u_{phase} und maximale Verschiebung in Tunnelfirste 2,80 mm und Baugrubensohle 4,57 mm.

sich die räumliche Ausdehnung der Verschiebungen des Tunnels. Die größten Hebungen treten mit 4,60 mm in der Tunnelfirste direkt unterhalb der Baugrube auf und nehmen zum Modellrand hin ab. Abb. 7d stellt die resultierenden Phasenverschiebungen u_{phase} des Tunnelbauwerks im Längenschnitt dar. Die Hebungen infolge der großflächigen Entlastung sind an der Baugrubensohle geringfügig größer als jene an der Tunneloberkante. Der Tunnelfirst verformt sich stärker als die Tunnelsohle, die Verformungen nehmen mit zunehmendem Abstand von der Baugrubenmitte ab. Entlang der Baugrubenwände treten Hebungen auf, die wahrscheinlich durch das angewendete Stoffmodell überschätzt sind. Der Untergrund zwischen der Baugrubensohle und der Tunnelfirste hebt sich ebenfalls stark und unterstreicht somit die vorhandene Interaktion zwischen den beiden Bauwerken.

In Modellphase 12 wurden die Lasten zufolge des neuen Universitätsgebäudes aktiviert. Durch die Berücksichtigung der Gesamtlasten, welche sich aus dem Eigengewicht, den Ausbaulasten und den Nutzlasten zusammensetzen, traten Setzungen auf, welche den Hebungen aus den Modellphasen 3, 4 und 6 entgegenwirken. Die größten resultierenden Phasenverschiebungen u_{phase} befinden sich analog zu der bereits beschriebenen Modellphase 6 in der Mitte der Baugrube und nehmen in Richtung der Baugrubenwände ab (Abb. 8a und 8b). Die Setzungen zufolge der Lasten des Gebäudes sind geringer als die Hebungen aus der Entlastung durch den Aushub, woraus eine bleibende Verformung des Tunnels in Form von Hebungen resultiert (Abb. 8d). Es ergibt sich ein ähnliches Verformungsbild wie für die Modellphasen mit Aushubtätigkeiten. Die Richtung der resultierenden Gesamtverschiebungen u_{ges} für die Modellphase 12 wird in Abb. 8c dargestellt. Die maximale Verformung am Tunnelfirst beträgt ca. 2,60 mm und nimmt zum Modellrand hin ab. Die Verschiebungen im Tunnelfirst treten hauptsächlich im Bereich unmittelbar unter der Baugrube auf. Da es sich hier um die resultierende Gesamtverschiebung u_{ges} handelt, stellen die dargestellten Verschiebungen die bleibenden Verformungen des Tunnels nach

a) 3D Ansicht mit Auswertung als resultierender Phasenverschiebung u_{phase}.

b) Schnitt mit Auswertung als resultierende Phasenverschiebung u_{phase}.

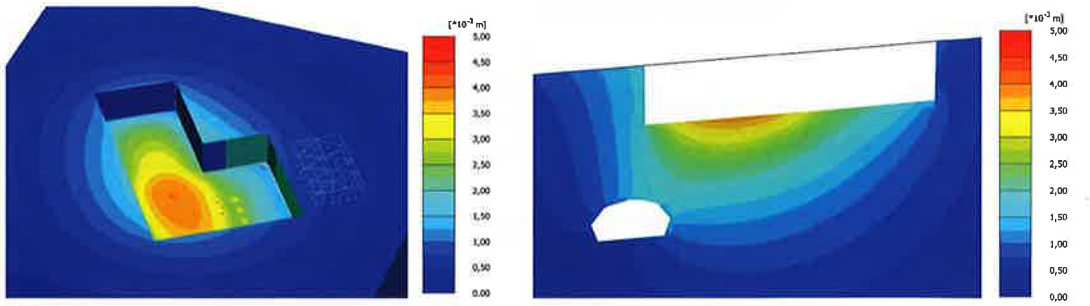
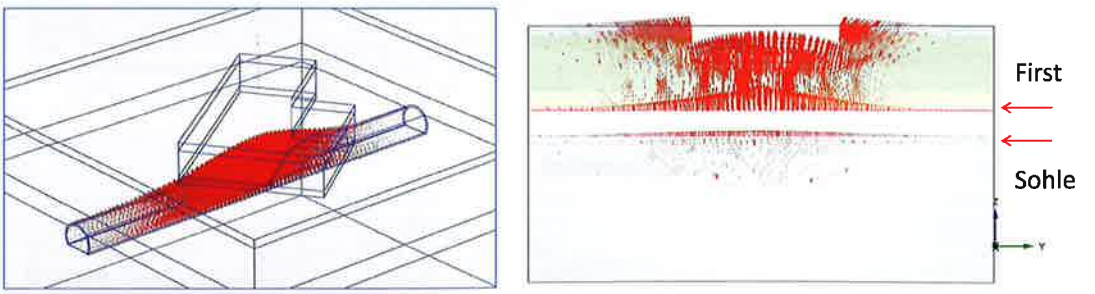


Abb.8
Auswertung numerischer Ergebnisse für Modellphase 12 (Gesamtlasten) [9].



c) 3D Ansicht mit Auswertung als resultierende Gesamtverschiebung u_{ges} mit maximaler Verschiebung in Tunnelfirste 2,60 mm.

d) Schnitt mit Auswertung als resultierende Phasenverschiebung u_{phase} und maximale Verschiebung in Tunnelfirste 2,10 mm und Baugrubensohle 3,60 mm.

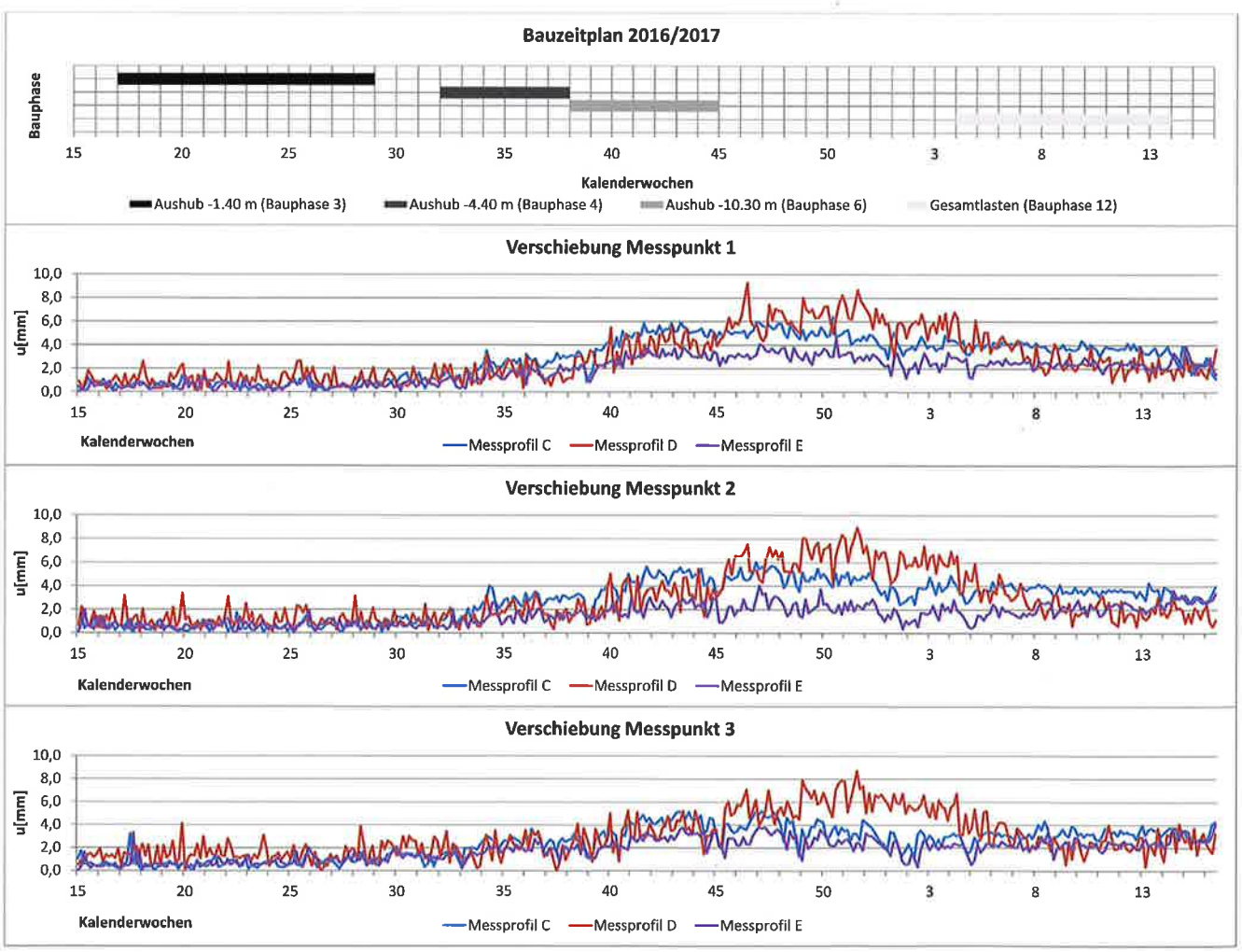
Beendigung der Baumaßnahmen dar. Gemäß Abb. 8d traten analog zu den maximalen Hebungen unmittelbar unterhalb der Baugrube Setzungen auf, welche zum Modellrand hin abnehmen und an der Baugrubensohle maximal 3,60 mm sowie am Tunnel 2,10 mm betragen.

Da die Hebungen zufolge der Entlastung größer sind als die Setzungen zufolge der Gesamtlasten, handelt es sich um bleibende Verformungen, welche vor allem im Bereich der Tunnelfirste auftreten und bei ca. 2,60 mm liegen. Der Tunnel kehrt daher nicht vollständig in seine ursprüngliche Lage zurück.

3.2. GEGENÜBERSTELLUNG DER NUMERISCH BERECHNETEN UND DER GEMESSENEN TUNNELVERFORMUNGEN

Die mit dem Tunnelmonitoringsystem erfassten Messdaten wurden herangezogen, um die aus dem 3D Modell numerisch erhaltenen Verformungen des Tunnels zu validieren. Für die Gegenüberstellung war eine zeitliche Zuordnung der Modellphasen zum tatsächlichen Bauablauf erforderlich. Eine klare zeitliche Trennung der Bauphasen war nicht möglich, da diese teilweise parallel umgesetzt wurden. Daher werden nur die maßgebenden Bauphasen ausgewertet, wobei es sich um die drei Aushubphasen bis zur Tiefe von 1,40, 4,40 und 10,30 m unter GOK und die letzte Bauphase (Fertigstellung des Gebäudes) handelt (Abb. 9). Die Messprofile C, D und E befanden sich un-

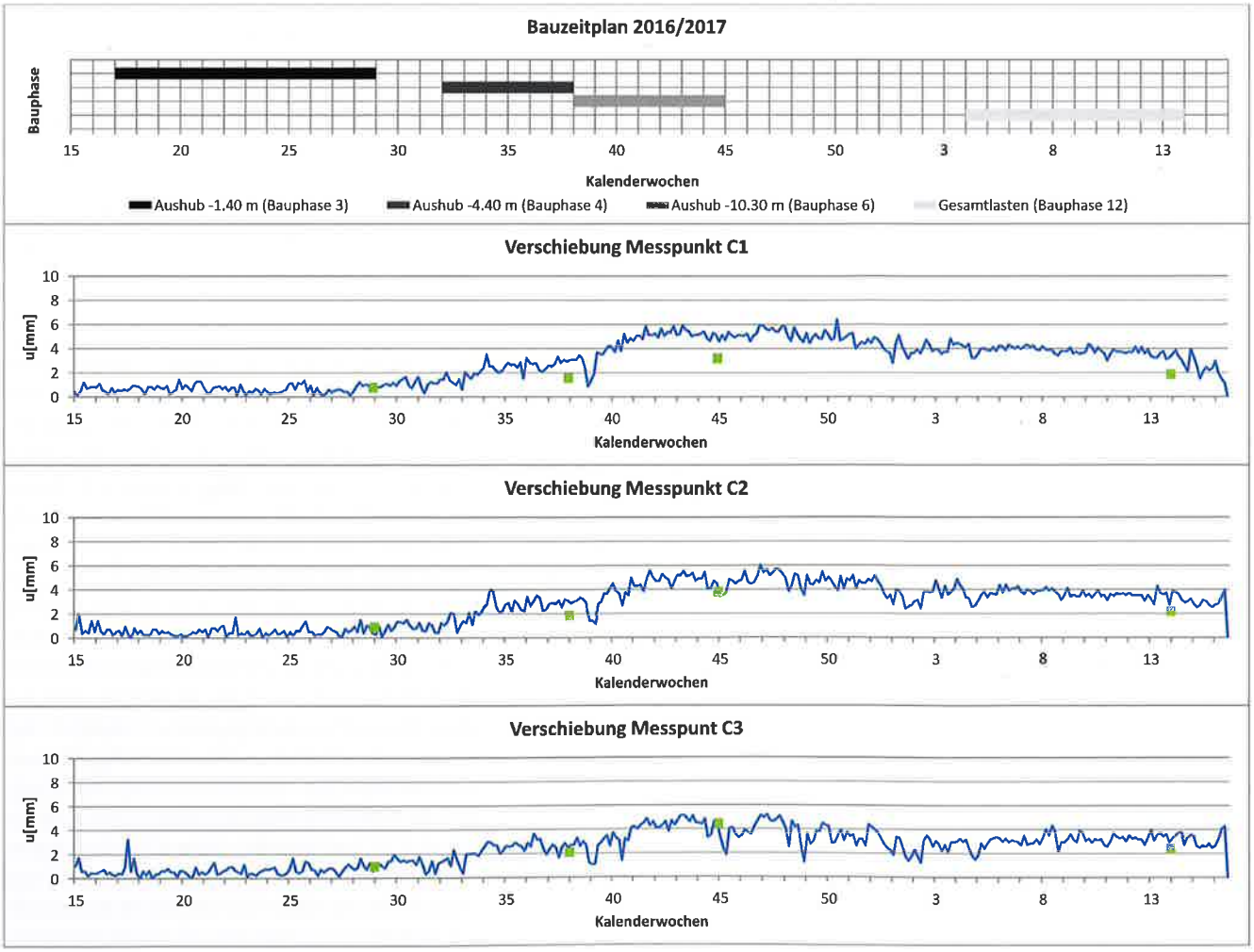
Abb.9
Gesamtverschiebungen u_{ges} in den Messprofilen C, D und E, in den Messpunkten 1, 2 und 3 [9].



mittelbar unterhalb der Baugrube und wurden für die weiteren Auswertungen herangezogen (Abb. 3). Die Messpunkte 1 und 2 lagen bei den Messprofilen C, D und E auf der Tunnelseite, welche sich näher zur Baugrubenmitte hin befand. Beim Messpunkt 3 handelt es sich um den Messpunkt in der Tunnelfirste. Die Messdaten der Messpunkte 1, 2 und 3 der Profile C, D und E wurden mit den Daten des Referenzquerschnitts G bereinigt und anschließend ausgewertet.

Die Gesamtverschiebungen u_{ges} sind in der Einheit Millimeter [mm] angegeben und in Abb. 9 dargestellt. Da die alle sechs Stunden stattfindenden Messungen parallel zum Bahnbetrieb durchgeführt wurden, sind einzelne Spitzenwerte als „Ausreißer" zu betrachten. Die Verläufe der Verschiebungen in den Messprofilen C und E sind qualitativ ähnlich, während sich der Messdatenverlauf von Profil D von den anderen beiden geringfügig unterscheidet. Während der Bauphase 3 mit dem Aushub bis 1,40 m Tiefe unter GOK liegen die Gesamtverschiebungen bei maximal 4 mm. Es ist kein ausgeprägter ansteigender Trend in den Kurven erkennbar. Dieses Verhalten ist plausibel, da der Abbruch des Bestandsgebäudes und die Entlastung um 1,40 m noch keine maßgeblichen Auswirkungen auf das Tunnelbauwerk haben. Während der Bauphase 4 mit dem Aushub bis 4,40 m unter GOK stiegen die Messwerte bereits leicht an und erreichten etwa am Ende von Bauphase 6 (Aushub bis 10,30 m unter GOK) ihr Maximum. Beim Verlauf der Messdaten von Profil D sind teilweise größere Schwankungen enthalten und es sind Spitzenwerte erkennbar. Bis zur letzten Bauphase mit

Abb. 10
Vergleich der Verschiebungen der Messpunkte 1, 2 und 3 im Messprofil C, mit numerischen Berechnungsergebnissen



den Gesamtlasten nahmen die Hebungen zufolge der Wiederbelastung des Untergrundes bereits leicht ab und schwankten am Ende der Bautätigkeiten zwischen 0 und 4 mm. Bei den vorhandenen Hebungen in den letzten in Abb. 9 dargestellten Kalenderwochen handelt es sich um die bleibenden Verformungen des Tunnelbauwerkes.

Die Auswertungen für die resultierenden Gesamtverschiebungen u_{ges} aus dem Tunnelmonitoring wurden herangezogen, um den Vergleich zwischen den numerisch erhaltenen Verformungen und jenen aus den Messungen zu ermöglichen. Die Messprofile C und E wiesen einen ähnlichen Verlauf der Messreihen auf und ihre Maximalwerte traten zu den erwartenden Zeitpunkten auf. Da das Messprofil C vollständig unterhalb der Baugrube lag, wurde primär dieses für die Gegenüberstellung herangezogen. Bei den numerisch ermittelten Verschiebungen handelt es sich um einen Wert am Ende der jeweiligen Modellphase. Für die Gegenüberstellung sind jene Elementknoten ausgewählt worden, deren Lage den Messpunkten 1, 2 und 3 entspricht. Die Gegenüberstellung der numerischen Verformungen mit den Messdaten für Profil C und die Messpunkte 1, 2 und 3 ist in Abb. 10 dargestellt.

Die resultierenden Gesamtverschiebungen u_{ges} für die Phase Aushub bis 1,40 m unter GOK stimmen mit den Messdaten sehr gut überein. Die Messwerte schwanken zwischen 0 und 2 mm und die berechneten Werte betragen ca. 1 mm, was etwa dem Mittelwert der gemessenen Daten entspricht und daher ein zufriedenstellendes Ergebnis darstellt.

Bei der Aushubphase bis 4,40 m unter GOK sind größere Abweichungen ersichtlich, als in der vorherigen Bau- bzw. Modellphase. Die Schwankungen der Messwerte in dieser Bauphase sind ebenfalls größer. Die Messwerte liegen zwischen 2 und 4 mm, die numerisch ermittelten Verschiebungen schwanken zwischen 1,5 und 2,1 mm. Die Verformungen für den Messpunkt 3 (Firstpunkt) zeigen eine sehr gute Übereinstimmung, bei den anderen beiden Messpunkten werden die Gesamtverschiebungen vom numerischen Modell geringfügig unterschätzt. Die numerisch und messtechnisch ermittelten resultierenden Gesamtverschiebungen in der Bauphase 4 besitzen dieselbe Größenordnung.

Für die Bauphase Aushub bis 10,30 m unter GOK korrelieren die Werte für den Firstpunkt (Punkt 3) und den Messpunkt 2 sehr gut. Beim Messpunkt 1 weicht die resultierende Gesamtverschiebung im numerischen Modell um ca. 2 mm von den Messwerten ab. Eine mögliche Erklärung dafür ist, dass der modellierte Tunnelquerschnitt im Bereich der Tunnelsohle vergleichsweise stark vereinfacht wurde. Die gerechneten und gemessenen resultierenden Gesamtverschiebungen besitzen trotz der genannten Abweichung in Messpunkt 1 grundsätzlich dieselbe Größenordnung. Die Verformungen aus dem 3D Modell sind daher für diese Bauphase als zuverlässig anzusehen.

Die Auswertungen zur Modellphase 12 (Gesamtlasten) zeigen, dass die numerisch ermittelten Werte tendenziell niedriger sind als die tatsächlichen Verformungen. Die Werte aus dem Tunnelmonitoringsystem schwanken zwischen 2 und 4 mm, während sich die berechneten Verformungen eher an der unteren Grenze der gemessenen Werte bewegen. Die durch die Baumaßnahmen verursachte bleibende Verformung des Tunnels wurde im 3D Modell geringfügig unterschätzt. Es ist wichtig festzuhalten, dass sowohl beim Tunnelmonitoringsystem als auch beim 3D Modell eine bleibende Verformung zu erkennen ist. Der Große Türkenschanztunnel kehrte am Ende der Baumaßnahmen nicht in die Ausgangslage zurück – dieses Verhalten konnte im 3D Modell erfolgreich abgebildet werden.

Abschließend kann festgestellt werden, dass die numerisch ermittelten Verformungen das Verhalten des Tunnels während der Baumaßnahmen gut abbilden und sich in derselben Größenordnung wie die gemessenen bewegen. Das 3D Modell kann im Allgemeinen als zuverlässig und dessen Berechnungsergebnisse als plausibel betrachtet werden.

Für den Vergleich der Verschiebungsrichtungen werden die x, y und z Komponenten der Verschiebungen aus dem 3D Modell und aus dem Tunnelmonitoringsystem analysiert. Die numerisch erhaltenen Verschiebungsrichtungen wurden als Gesamtverschiebungen u_{ges} für die maßgebenden Bauphasen mit Aushub bis 4,40m und 10,30m unter GOK für dieselben Elementknoten wie zuvor ausgelesen. Die Messdaten wurden für die Kalenderwochen 38 und 45 betrachtet. Die einzelnen Verschie-

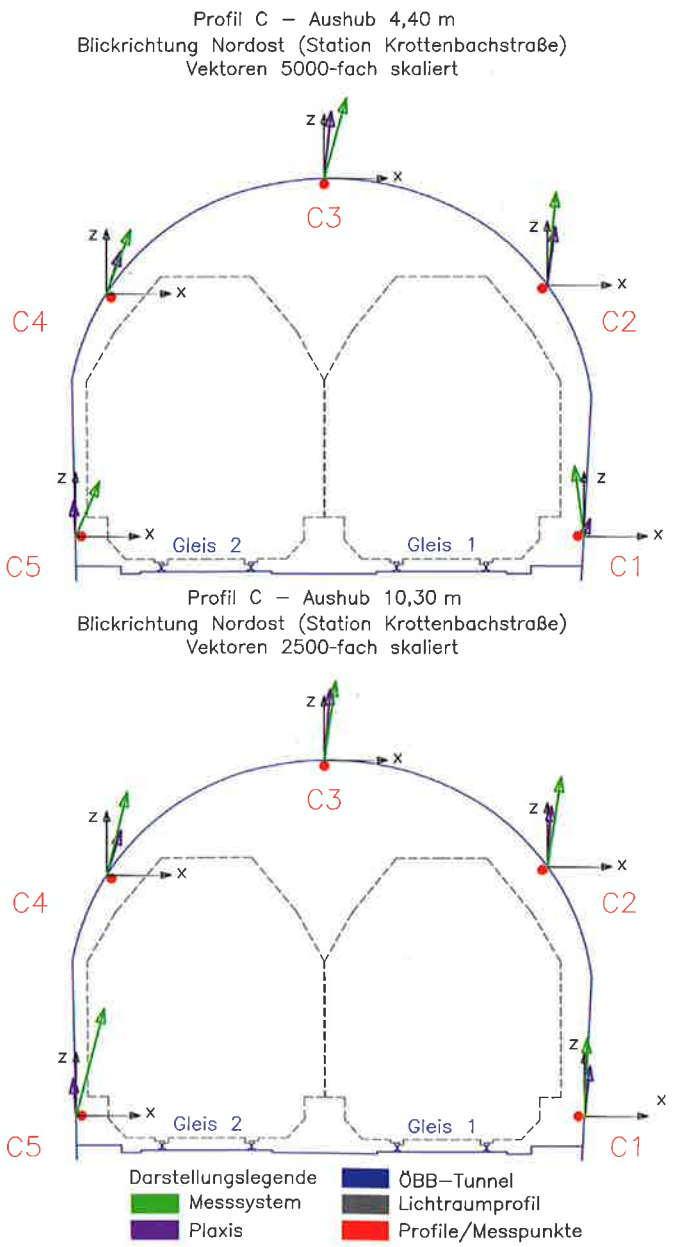
bungskomponenten der Messprofile C, D und E wurden mit den Messdaten aus dem Referenzquerschnitt G bereinigt und für alle fünf Messpunkte ausgewertet.

In Abb. 11 sind die Verschiebungsrichtungen aus dem 3D Modell und Tunnelmonitoringsystem für das Messprofil C für die Messpunkte 1 bis 5 gegenübergestellt. Die Verschiebungen aus dem 3D Modell besitzen ihren Hauptanteil in z Richtung. Die beiden anderen Komponenten sind vernachlässigbar gering. Die ermittelten Verschiebungsrichtungen aus dem Tunnelmonitoringsystem wiesen ein davon leicht unterschiedliches Verformungsbild auf. In der Phase mit dem Aushub bis 4,40 m unter GOK dominieren, sowohl bei der Auswertung der Ergebnisse des 3D Modells als auch des Tunnelmonitoringsystems, die vertikalen Komponenten. Für die Phase mit dem Aushub bis 10,30 m unter GOK trifft diese Feststellung ebenfalls zu. Bei den Messpunkten 1 bis 5 besitzen die Verschiebungsrichtungen eine relativ hohe positive x Komponente. Diese Tunnelseite ist jene, bei der das Messprofil C dem Mittelpunkt der Baugrube näher gelegen ist, wodurch die hohen Anteile der positiven x Komponenten erklärt werden können.

Die Gegenüberstellung der Ergebnisse des 3D Modells und des Tunnelmonitoringsystems wurde für die Größe und für die Richtung der Verschiebungen bei ausgewählten Modellphasen durchgeführt. Sie erfolgte nur für jene Phasen, in denen maßgebliche Aushubtätigkeiten vorgenommen bzw. modelliert wurden. Obwohl leichte Abweichungen zwischen den Messdaten und den numerisch ermittelten Verschiebungen vorhanden sind, befinden sie sich in derselben Größenordnung und die festgestellte bleibende Verformung des Tunnels konnte im 3D Modell ebenso abgebildet werden. Die Gegenüberstellung der Größe der Verschiebungen konnte erfolgreich durchgeführt werden und zeigt, dass die Ergebnisse aus dem 3D Modell zuverlässig sind.

Der Vergleich der Verschiebungsrichtungen aus dem 3D Modell und aus dem Tunnelmonitoringsystem wurde ebenfalls vorgenommen. Es ist ersichtlich, dass die vertikale z Komponente gegenüber den horizontalen x und y Komponenten der Gesamtverschiebung u_{ges} bei Messprofil C dominant ist und die Werte der x und y Komponenten teilweise vernachlässigbar klein sind. Im 3D Modell sind die größten Verschiebungskomponenten in z Richtung ersichtlich. Der Vergleich zwischen den Verschiebungsrichtungen aus dem 3D Modell mit dem Tunnelmonitoringsystem zeigt, dass bei der 3D Modellierung hauptsächlich Verschiebungen in z Richtung generiert wurden und die Messdaten im Tunnelprofil ebenfalls Verschiebungen in Richtung der z Achse aufwiesen.

Abb.11
Verschiebungen im Messprofil C, Vergleich der gemessenen mit den numerisch berechneten Werten [9].



4. ZUSAMMENFASSUNG

Im vorliegenden Aufsatz wurde die Auswirkung der Baumaßnahmen BOKU Türkenwirt auf den Großen Türkenschanztunnel mit einem dreidimensionalen Modell numerisch untersucht. Die berechneten Ergebnisse konnten mit Messdaten validiert werden, welche im Zuge der Bautätigkeiten aufgezeichnet worden sind.

Im Zuge die Auswertung der numerischen Berechnungsergebnisse wurden die Verformungen an der Baugrubensohle und am Tunnelbauwerk sowie die Interaktion der beiden Bauwerke in diversen Modellphasen untersucht. Die numerisch ermittelten Verformungen zufolge der Ent- und Belastungen des Untergrundes wiesen generell ein plausibles Verhalten auf. Da die Verformungen zufolge der Entlastungsvorgänge größer waren als jene zufolge der Belastung, ergaben sich bleibende Verformungen des Tunnels. Das Bauwerk kehrte somit am Ende der Baumaßnahmen nicht in seine ursprüngliche Lage zurück. Der Vergleich der numerisch erhaltenen Ergebnisse des 3D Modells mit den Messwerten aus dem Tunnelmonitoringsystem wurde für die Größe und für die Richtung der Verschiebungen durchgeführt. Um diese Auswertung zu ermöglichen, wurden die Messdaten aus dem Tunnelmonitoringsystem ermittelt und die numerisch erhaltenen Ergebnisse diesen zeitlich zugeordnet. Die beiden Gegenüberstellungen wiesen im Allgemeinen eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und den gerechneten Ergebnissen auf. Durch diese konnte bestätigt werden, dass die erhaltenen numerischen Berechnungsergebnisse als zuverlässig und plausibel angesehen werden können. //

LITERATUR

[1] 3P Geotechnik (2016) Geotechnischer Sicherheitsmanagementplan zum Arbeitsübereinkommen ÖBB für das Bauvorhaben TÜWI, BOKU A-1190 Wien, Peter-Jordan-Straße 76. 3P Geotechnik Zt GmbH. Unveröffentlicht.

[2] Adam, D. (2015) Bodengutachten zum Projekt BOKU Türkenwirt („TÜWI") A-1190 Wien, Peter-Jordan-Straße 76 – Neubau – Einreichplanung. Geotechnik Adam ZT GmbH. Unveröffentlicht.

[3] Adam, D. (2013) Grundbau und Bodenmechanik 1 – Studienunterlagen zur Vorlesung – Kapitel 8 Festigkeitseigenschaften von Böden. Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Forschungsbereich Grundbau, Boden- und Felsmechanik.

[4] Atkinson, J.H. und Sallfors, G. (1991) Experimental determination of soil properties. Proc. 10th ECSMFE, Florence. Vol. 3. 915-956.

[5] Baumschlager Hutter Partners (2015) Entwurfspläne – Grundrisse, Schnitte und Ansichten (M 1:200) zum gegenständlichen Projekt. Baumschlager Hutter Partners (BHP), Filiale der Dornbirner Zt GmbH, A-1010 Wien.

[6] Benz, T., Schwab, R. und Vermeer P. (2007) Zur Berücksichtigung des Bereichs kleiner Dehnungen in geotechnischen Berechnungen. Journal: Ernst und Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co.KG, Berlin. Bautechnik, 84 (11) 749-761.

[7] Geotechnik Adam. Lageplan – Situierung der Aufschlüsse (schematisch). (2016) Geotechnik Adam ZT GmbH. Unveröffentlicht.

[8] Institut für Geotechnik (TU Wien). (März 2016) Bericht zum Projekt Neubau BOKU Türkenwirt A-1190 Wien, Peter-Jordan-Straße 76; Berechnung mit der Finite-Elemente-Methode (FEM); Numerische Untersuchung der Auswirkungen des Bauvorhabens auf den Großen Türkenschanztunnel (Tunnel ohne Sohlgewölbe). Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik. Unveröffentlicht.

[9] Plachy, J. (März 2018) Numerische Untersuchung über die Auswirkungen des Bauvorhabens BOKU Türkenwirt auf den „Großen Türkenschanztunnel". Diplomarbeit. Technische Universität Wien.

[10] Plaxis. (2015) Plaxis – Material Models Manual.

[11] Schanz, T. (2000) Parameterbestimmung für FE-Berechnungen zur Setzungsprognose auf Tagebaukippenböden. Geotechnisches Kolloqium Freiberg.

[12] Stadtplan Wien, (abgerufen am 05.07.2017) Stadt Wien. https://www.wien.gv.at/stadtplan/.

[13] Straka, W. (2013) Bericht betreffend Geologie, Untergrunderkundung, Aufbau des erkundeten Untergrundes und Grundwassersituation sowie Ergebnisse der Laboruntersuchungen und Wasserauffüllversuche zum gegenständlichen Projekt Haus der Zukunft plus. Mag. Dr. rer. (techn. Geologie) Wolfgang Straka, Universität für Bodenkultur Wien, Department für Bautechnik und Naturgefahren, Institut für Angewandte Geologie (IAG).

[14] Wolffersdorff, P-A. und Schweiger, H.F. (2008) Grundbau Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen; Kapitel: Numerische Verfahren in der Geotechnik. Hrsg. von Witt, K.J. John Wiley & Sons, 2009.