

Vergleichende Berechnungen zur Bemessung von Schildvortriebsmaschinen

J. Schmitt, Prof. Dr. J. Stahlmann

Die Ermittlung des Erddrucks als Einwirkung für die Bemessung von Schildvortriebsmaschinen kann durch analytische oder numerische Methoden erfolgen. Der vorliegende Beitrag zeigt an einem Beispiel die Unterschiede bzw. Gleichwertigkeit der Methoden durch Vergleichsrechnungen auf.

1 Einleitung

Zur Dimensionierung von Schildvortriebsmaschinen im Lockergestein stehen dem Ingenieur verschiedene Berechnungsmodelle und -ansätze zur Verfügung. Ein heute noch weit verbreitetes analytisches Berechnungsmodell ist der elastisch gebettete Stabzug. Hierbei wird die Tunnelschale durch den Stabzug abgebildet. Die Berücksichtigung des Widerstandes des umgebenden Gebirges erfolgt durch den Ansatz einer Bettung. Die räumliche Tragwirkung muss abgeschätzt und für die Einwirkungen aus dem Gebirge durch abgeminderte Lasten berücksichtigt werden. Im

Gegensatz dazu ermöglichen numerische Berechnungsmodelle die Simulation der Interaktion zwischen Tunnel und Untergrund. Die einzelnen Bauzustände können in einem Berechnungsmodell abgebildet und das Spannungsverformungsverhalten des Untergrundes durch geeignete Stoffgesetze untersucht werden. Bei den numerischen Berechnungsverfahren ist zwischen ebenen und räumlichen Berechnungsmodellen zu unterscheiden. Bei einem ebenen numerischen Berechnungsmodell erfolgt, ebenso wie bei den analytischen Berechnungsmodellen, eine Abschätzung der räumlichen Tragwirkung. Dies geschieht in der Regel durch den Ansatz einer Vorentspannung infolge der Spannungsumlagerung im Untergrund. Der Vorteil von räumlichen numerischen Berechnungsmodellen besteht darin, dass die räumliche Tragwir-

Dipl.-Ing. J. Schmitt, Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann; Institut für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig/D

Comparative Calculations for Dimensioning Shield Tunnelling Machines

J. Schmitt, Prof. J. Stahlmann

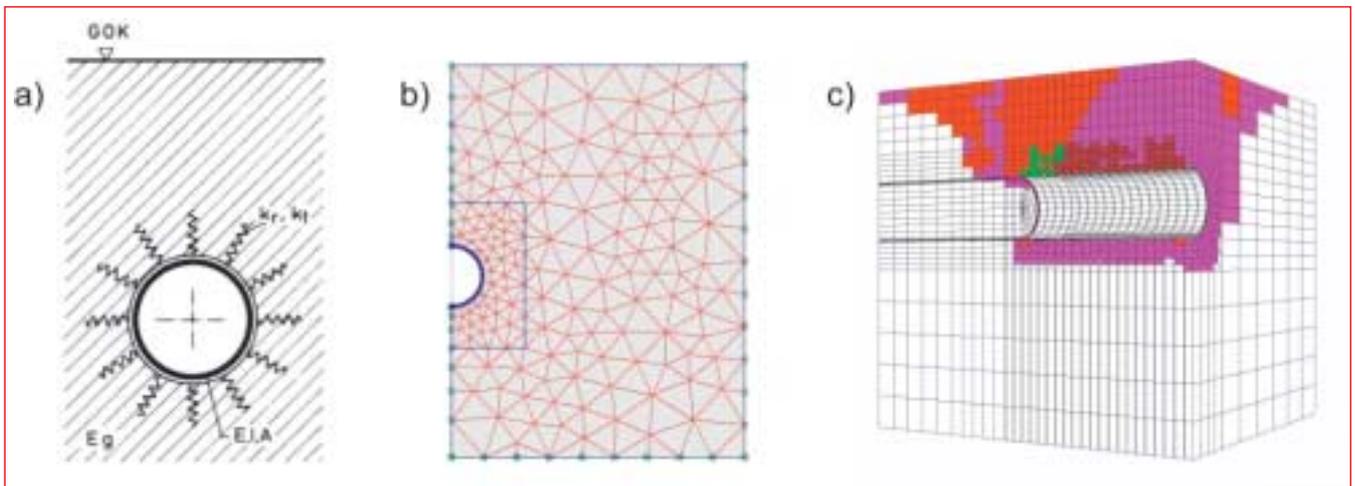
The determining of earth pressure as an effect for dimensioning shield tunnelling machines can take place either by analytical or numerical means. This article displays the differences and similarities between these methods on the basis of comparative computations.

1 Introduction

The engineer has several computational methods and approaches at his disposal for dimensioning shield tunnelling machines in soft ground. The elastically bedded beam still represents a commonly applied computational method in the case of which the tunnel shell is formed through the beam. The application of a foundation takes the resistance of the surrounding soil into account. The spatial bearing effect has to be estimated and reduced loads considered for the effects stemming from the soil. In contrast, numerical computational models facilitate the simulation of the inter-action between the tunnel and subsurface. The individual construction states can be displayed in the form of a computational model and the stress deformation behaviour of the subsurface investigated through suitable material laws. A distinction has to be

drawn between level and spatial computational models in the case of numerical calculation methods. As far as the level numerical calculation method is concerned the spatial bearing effect is estimated in the same manner as for analytical computational models. This generally takes place by the application of pre-tensioning due to the redistribution of tension in the subsurface. The advantage of spatial numerical computational models is that the spatial bearing effect is displayed by the computational model so that an estimate is not necessary. In addition, it is possible to determine the stress redistribution through the construction states. However, a disadvantage is the high outlay in creat-

Dipl.-Ing. J. Schmitt, Prof. J. Stahlmann; Institute for Foundation Engineering and Soil Mechanics, Technical University of Brunswick/D



1 Berechnungsmodelle: a) analytisch, b) 2D-FEM, c) 3D-FDM

1 Calculation models: a) analytical, b) 2D-FEM, c) 3D-FDM

kung mit dem Berechnungsmodell selbst abgebildet wird und so eine Abschätzung nicht erforderlich ist. Eben-

so ist die Erfassung der Spannungumlagerung durch die Bauzustände möglich. Als Nachteil ist dagegen der hohe

ing the model and the computational evaluation as well as the protracted time required for the calculation process.

When deciding which computational method should be applied in order to dimension the shield tunnelling machine,

Aufwand in der Modellerstellung und der Berechnungsauswertung sowie in der langen Berechnungsdauer zu sehen.

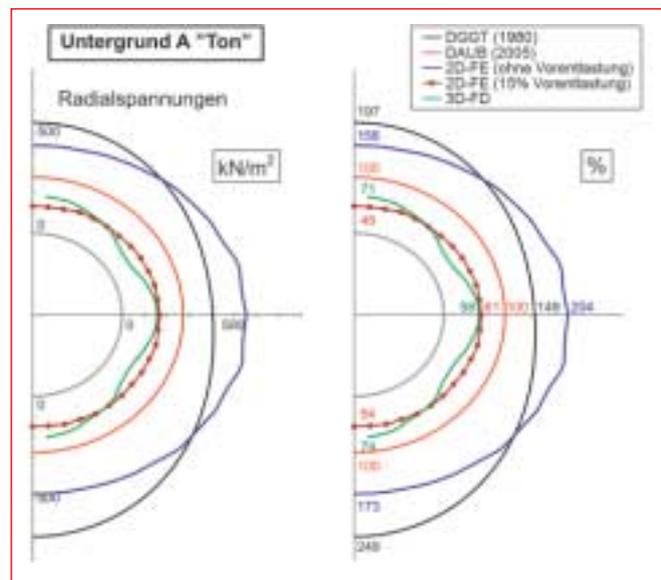
Bei der Entscheidung, welches Berechnungsverfahren zur Dimensionierung der Schildvortriebsmaschine angewendet wird, stellt sich die grundsätzliche Frage, ob es notwendig und sinnvoll ist, aufwändige dreidimensionale numerische Berechnungen durchzuführen, um eine optimale Lösung zu finden, oder ob einfache zweidimensionale numerische Berechnungen bereits Erfolg versprechend sind. Gegebenenfalls ist es aber auch vollkommen ausreichend, einfache analytische Verfahren zu verwenden. Um dies beurteilen zu können, ist es daher zweckmäßig zu wissen, wie groß die Abweichungen bzw. die Unterschiede in den Berechnungsergebnissen der einzelnen Verfahren sein können.

Der vorliegende Beitrag stellt für verschiedene Berechnungsansätze und Berechnungsmodelle einen Vergleich der ermittelten Spannungen im Untergrund dar. Im Einzelnen wurden folgende Berechnungsansätze und -modelle untersucht:

- analytische Berechnungen am elastisch gebetteten Stabzug nach den Empfehlungen der DGGT (1980) [1, 2] und des DAUB (2005) [3]

- ebene numerische Berechnungen mit dem FE-Programmsystem PLAXIS und räumliche numerische Berechnungen mit dem FD-Programmsystem FLAC3D.

Bei den vergleichenden Berechnungen erfolgte eine Variation der Einflussgrößen wie z. B. der Überlagerungshöhe, der elastischen Eigenschaften sowie der Festigkeitsparameter des Untergrundes.



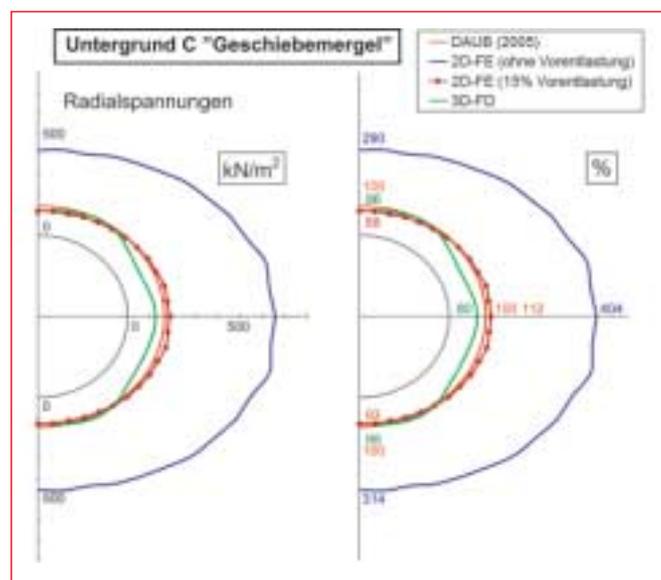
2 Radial- und Tangentialspannungsverteilung Untergrund A „Ton“, Überlagerungshöhe 30 m

2 Radial and tangential stress distribution for sub-surface A „clay“, overburden height 30 m

2 Berechnungsansätze und Berechnungsmodelle

Für alle Berechnungsmodelle wurde ein Schilddurchmesser von 8,4 m festgelegt. Die Überlagerungshöhe variierte mit 15 m, 30 m, 45 m

the basic question is whether it is necessary and practical to undertake complex three-dimensional numerical calculations in order to find an optimal solution or whether two-dimensional numerical calculations can suffice. It might also be the case that straightforward ana-



3 Radial- und Tangentialspannungsverteilung Untergrund C „Geschiebemergel“, Überlagerungshöhe 30 m

3 Radial and tangential stress distribution for sub-surface B „boulder marl“, overburden height 30 m

lytical methods can be applied. In order to assess this it is thus advisable to know just how large the deviations or the differences in the computational results for the individual methods can be.

This article provides a comparison of the determined stresses in the sub-surface for various computational approaches and calculation methods. The following individual computational approaches and models were examined:

- Analytical calculations on an elastically bedded beam in accordance with DGGT (1980) [1, 2] and DAUB (2005) [3] recommendations

- Level numerical calculations using the FE programme system PLAXIS and spatial numerical calculations using the FD programme FLAC3D.

For the comparative calculations, the influencing parameters such as e.g. the overburden height, the elastic properties and the sub-surface's strength parameters were varied.

2 Computational Approaches and Calculation Models

A shield diameter of 8.4 m was established for all calculation models. The overburden height varied – 15, 30, 45 and 100 m. The calculations were undertaken for 3 typical kinds of sub-surface with typified soil characteristic values (Table 1). Fig. 1 contains the applied calculation models. An E-module for steel of 210,000 kN/m² was taken for the shield skin. A sheet thickness of 50 mm was also applied for the shield skin in order to simplify the approach.

2.1 Analytical Calculations

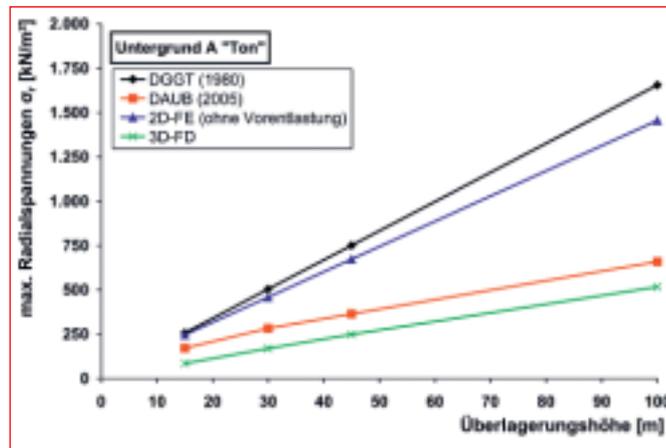
All-round inter-action of the sub-surface was assumed for the analytical calculations in accordance with the DGGT (1980) and DAUB (2005) recommendations.

und 100 m. Die Berechnungen wurden für 3 typische Untergrundarten A bis C mit typisierten Bodenkennwerten (Tabelle 1) durchgeführt. Die verwendeten Berechnungsmodelle sind in Bild 1 dargestellt. Für den Schildmantel wurde idealisiert ein E-Modul für Stahl von $210\,000 \text{ kN/m}^2$ berücksichtigt. Ebenso vereinfacht wurde für den Schildmantel eine Blechdicke von 50 mm angesetzt.

2.1 Analytische Berechnungen

Für die analytischen Berechnungen nach den Empfehlungen der DGGT (1980) und des DAUB (2005) wurde eine allseitige Mitwirkung des Baugrundes angenommen.

Die Bestimmung der radialen und tangentialen Span-



4 Maximale Radialspannungen in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe Untergrund A „Ton“

4 Maximal radial stresses depending on the overburden height for sub-surface A „clay“

nungsverteilung auf den Schildmantel erfolgte durch Umrechnung der vertikalen und horizontalen Spannungen entsprechend den Gleichun-

The establishing of the radial and tangential stress distribution on the shield skin was carried out by working out the vertical and horizontal stresses

on keeping with the equations according to [1] and the soil characteristic values contained in Table 1.

For the load applications on the shield skin in accordance with the DGGT recommendations (1980), the vertical and horizontal stresses were determined by the sub-surface primary stresses. The establishing of the load applications in accordance with the DAUB recommendations (2005) took place in keeping with Terzaghi's silo pressure theory [4] for the vertical stresses and through Houska's application [5] for the horizontal stresses.

2.2 Numerical Calculations

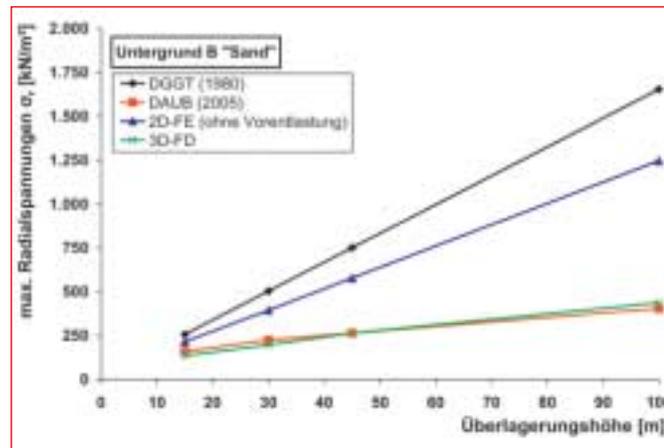
The numerical calculations are divided up into two-dimensional and three-dimensional computations. The finite ele-

gen nach [1] und den in Tabelle 1 angegebenen Bodenkennwerten.

Für die Belastungsansätze auf den Schildmantel nach den Empfehlungen der DGGT (1980) wurden die vertikalen und horizontalen Spannungen durch die Primärspannungen des Untergrundes bestimmt. Die Bestimmung der Belastungsansätze nach den Empfehlungen des DAUB (2005) erfolgte durch Anwendung der Silodrucktheorie nach Terzaghi [4] für die Vertikalspannungen und durch den Ansatz nach Houska [5] für die Horizontalspannungen.

2.2 Numerische Berechnungen

Die numerischen Berechnungen untergliederten sich in zweidimensionale und dreidimensionale Berechnungen. Für die zweidimensionalen Berechnungen wurde die Finite-Elemente-Methode angewendet. Abgebildet wurden in dem 2-D-Modell der Untergrund und der Schildmantel. Die Simulation des Bauablaufs erfolgte dabei in 2 Varianten, ohne und mit Ansatz einer Vorentlastung. Bei beiden Varianten wurde im ersten Lastfall der Primärspannungszustand abgebildet. Für die erste Variante, ohne Ansatz einer Vorentlastung, erfolgten im zweiten Lastfall der Vollausschub und gleichzeitig die Aktivierung des Schildmantels. Bei der zweiten Variante wurde zur Berücksichtigung der dreidimensionalen Tragwirkung eine Vorentlastung abgeschätzt und im zweiten Lastfall simuliert. Im dritten Lastfall wurde dann der Schildmantel aktiviert. Für die Simulation der Vorentlastung kam das Stützlastverfahren zum Einsatz. Der Vorentlastungsspannungsfaktor wurde dabei in einem plausiblen Größen-



5 Maximale Radialspannungen in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe Untergrund B „Sand“

5 Maximal radial stresses depending on the overburden height for sub-surface B "sand"

bereich von 10 bis 40 % variiert und mit den Spannungszuständen aus den dreidimensionalen numerischen Berechnungen verglichen.

Die dreidimensionalen Berechnungen erfolgten mittels der Finite-Differenzen-Methode. In dem Berechnungsmodell wurden der Schildmantel und der Tübbingausbau für die Simulation des Tunnelvortriebs diskretisiert. Ebenso erfolgte die Abbildung des Querschnitts und der Ring-spaltpressung. Die räumlichen Berechnungen wurden als Step-by-step-Analyse durchgeführt. Dazu wurden 20 Lastfälle bzw. Bauzustände abgebildet. Nach der Berechnung des Primärspannungszustandes wurden in den nächsten Bauzuständen die Schildfahrt bzw. der Vortrieb der Schildmaschine simuliert. Im siebten Bauzustand erfolgte die Aktivierung des ersten Tübbingrings im Bereich des Schildschwanzes. Mit Aktivierung des nächsten Tübbingrings im achten Bauzustand wurde das Material des Schildmantels gegen das Material des Verpressmörtels ausgetauscht. In den darauf folgenden Bauzu-

ment method was used for the two-dimensional ones. The sub-surface and the shield skin were displayed in the 2D-model. In this connection, the construction sequence was simulated in 2 forms with and without the application of an advance load relief. In both cases, the primary stress state was displayed in the first load case. For the first variant without the application of an advance load relief the full-face excavation and at the same time, activation of the shield skin took place. In the second load case, an advance load relief was estimated in order to take the three-dimensional bearing effect into account and simulated in the second load case. In the third load case, the shield skin was then activated. The supporting load method was applied for simulating the advance load relief. The advance load relief stress factor was in this connection varied over a plausible range of 10 to 40 % and compared with the stress states from the three-dimensional numerical calculations.

The three-dimensional calculations took place by means of the finite difference method. In the computational model

the shield skin and the segmental lining for simulating the tunnel excavation were discretised. The over-cut and the annular gap grouting were displayed in the same way. The spatial calculations were executed in the form of a step-by-step analysis. Towards this end, 20 load cases or construction states were displayed. After calculating the primary stress state the shield passage and the tunnelling machine excavation were simulated in the next construction states. In the seventh construction state, the first segmental ring at the tail skin was activated. Through activating the next segmental ring in the eighth construction state, the shield skin material was exchanged for the grouting mortar material. In the subsequent construction states the adaptation of the elasticity module for the grouting mortar took place for each segmental ring in order to display the chronological development of the grouting mortar's setting process.

A linear-elastic – ideal-plastic material law with a Mohr-Coulomb break criterion with non-associated flow regulation was applied for the two-dimensional and three-dimensional simulations.

3 Computational Results

The calculations were evaluated with regard to the stress distribution around the tunnel cross-section as well as the magnitude of the foundation modulus. In this respect, the radial stressed determining dimensioning (σ_r) is taken into consideration. In Figs. 2 + 3, the radial and tangential stress distribution for sub-surface A "clay" and sub-surface C "boulder marl" given an overburden height of 30 m was presented exemplarily. For sub-surface A it was shown that the radial

ständen erfolgte für jeden Tübbingring die Anpassung des Elastizitätsmoduls des Verpressmörtels, um die zeitliche Entwicklung des Erhärtungsvorgangs des Verpressmörtels abzubilden.

Für die zweidimensionalen und dreidimensionalen Simulationen fand ein linear-elastisch-idealplastisches Stoffgesetz mit Mohr-Coulomb'schem Bruchkriterium mit nicht assoziierter Fließregel Anwendung.

3 Berechnungsergebnisse

Die Berechnungen wurden hinsichtlich der Spannungsverteilung um den Tunnelquerschnitt sowie der Größe des Bettungsmoduls ausge-

Tabelle 1: Berechnungskennwerte Untergrund

Table 1: Computational characteristic values sub-surface

Parameter Parameters	Untergrund A Sub-surface A	Untergrund B Sub-surface B	Untergrund C Sub-surface C
	„Ton“ „Clay“	„Sand“ „Sand“	„Geschiebemergel“ „Boulder clay“
Wichte γ [kN/m ³] Bulk density γ [kN/m ³]	18	19	22
Steifemodul E_s [kN/m ²] Stiffness module E_s [kN/m ²]	10 000	30 000	100 000
Querdehnzahl ν [-] Radial strain coefficient ν [-]	0.4	0.3	0.35
Reibungswinkel ϕ' [°] Angle of friction ϕ' [°]	20	32.5	30
Kohäsion c' [kN/m ²] Cohesion c' [kN/m ²]	20	0.1	75

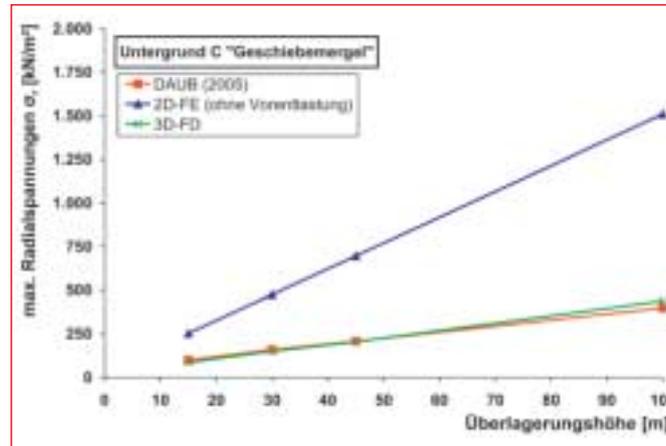
wertet. Betrachtet werden hierdiefür die Bemessungsmaßgebenden Radialspannungen

stresses in the comparison between the analytical calculation and the numerical one greatly

deviated from one another. The determined radial stresses in accordance with DGGT recommendations (1980) provided extremely high values. It should be said in this connection that the DGGT recommendations (1980) are restricted to tunnels located at a shallow depth and were only applied here for purposes of comparison. In addition, it can be established that the two-dimensional numerical calculation without advance load relief also leads to equally large stress values. An advance load relief factor of 15 % is required in order to arrive at the magnitude of the three-dimensional numerical calculation. For the radial stresses in accordance with the DAUB recommendations (2005), values ensue, which are located between

(σ_r). In Bild 2 und Bild 3 sind exemplarisch die radiale und tangentielle Spannungsverteilung für den Untergrund A „Ton“ und den Untergrund C „Geschiebemergel“ bei einer Überlagerungshöhe von 30 m dargestellt. Für den Untergrund A zeigt sich, dass die Radialspannungen im Vergleich zwischen der analytischen Berechnung zur numerischen Berechnung stark voneinander abweichen. Die ermittelten Radialspannungen nach den Empfehlungen der DGGT (1980) ergeben sehr große Werte. Dabei ist anzumerken, dass sich die Empfehlungen der DGGT (1980) nur für die Anwendung auf seicht liegende Tunnel beschränkt und hier nur zu Vergleichszwecken angewendet wurden. Des Weiteren ist festzustellen, dass die zweidimensionale numerische Berechnung ohne Vorentlastung ebenso zu sehr großen Spannungswerten führt. Um die Größenordnung der dreidimensionalen numerischen Berechnung zu erhalten, ist dabei ein Vorentlastungsfaktor von 15 % notwendig. Für die Variante B „Sand“ ist an dieser Stelle kein Vergleich dargestellt, da dieser den Ergebnissen der Variante C entspricht.

Beim Vergleich der berechneten Radialspannungen für den Untergrund C „Geschiebemergel“ ist festzustellen, dass die berechneten Werte nach den Empfehlungen des DAUB (2005) sehr gut mit den Ergebnissen der dreidimensionalen Berechnungen übereinstimmen. Für die zweidimensionale numerische Berechnung ohne Vorentlastung ergeben sich wie für die



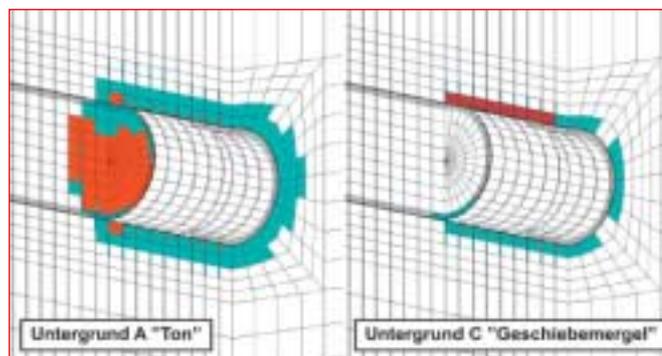
6 Maximale Radialspannungen in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe Untergrund C „Geschiebemergel“

6 Maximal radial stresses depending on the overburden height for sub-surface C "boulder marl"

Variante Untergrund A sehr große Spannungswerte. Um die Größenordnung der dreidimensionalen numerischen Berechnung zu erhalten, ist dabei wie zuvor ein Vorentlastungsfaktor von 15 % notwendig. Eine Spannungsverteilung für die Empfehlungen der DGGT (1980) ist hier nicht dargestellt, da die hierfür benötigten Diagramme für einen Untergrund mit dieser Steifigkeit nicht ausgelegt sind. Für die Variante B „Sand“ ist an dieser Stelle kein Vergleich dargestellt, da dieser den Ergebnissen der Variante C entspricht.

the minimal values of the three-dimensional numerical calculation and the maximum values of the DGGT recommendations (1980).

When comparing the calculated radial stresses for sub-surface C "boulder marl" it can be determined that the calculated values in accordance with the DAUB recommendations (2005) largely correspond with the three-dimensional calculations. For the two-dimensional numerical calculation without advance load relief there were extremely large stress values as is the case for the variant sub-surface A. In order to arrive at the



7 Plastische Zonen im Bereich der Schildmaschine bei einer Überlagerungshöhe von 30 m für die Variantenberechnungen Untergrund A „Ton“ und Untergrund C „Geschiebemergel“

7 Plastic zones around the shield machine given an overburden height of 30 m for variant calculations for sub-surface A "clay" and C "boulder marl"

magnitude of the three-dimensional numerical calculation, an advance load relief factor of 15 % is required as was previously the case. A stress distribution for the DGGT recommendations (1980) is not presented here as the diagrams required for a sub-surface with this degree of stiffness cannot be displayed. For the variant B "sand" no comparison is presented here as this corresponds to the results for variant C.

In Figs. 4 to 6 the maximum radial stresses for the 3 different sub-surface variants related to the overburden height are presented. It is clearly shown here that for variants B and C the analytical approaches in accordance with the DAUB recommendations (2005) and the three-dimensional numerical calculations largely correspond. This can be attributed to the fact that the sub-surface to a great extent displays plastic behaviour. On the other hand for variant A there are also major differences in the radial stresses (Figs. 4 + 7) on account of the formation of substantially larger plastic zones. Similarly, the diagrams display that extremely great radial stresses resulted for the analytical approaches in accordance with the DGGT recommendations (1980) and the two-dimensional numerical calculations without advance load relief.

The advance load relief factors for the two-dimensional numerical calculations, which are essential in order to attain the magnitude of the three-dimensional numerical calculations, are documented in Table 2. In this connection, it is evident that an advance relief load factor of 30 % is necessary for variant B "sand" for all overburden heights whereas for variants A "clay" and C "boulder marl" approx. the half of the advance load relief factor for variant B, roughly 15 % is required for

In den Bildern 4 bis 6 sind die maximalen Radialspannungen für die 3 verschiedenen Untergrundvarianten in Abhängigkeit von der Überlagerungshöhe dargestellt. Hierbei zeigt sich deutlich, dass für die Varianten B und C eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den analytischen Ansätzen nach den Empfehlungen des DAUB (2005) und den dreidimensionalen numerischen Berechnungen vorhanden ist. Zurückzuführen ist dies auf das weitgehend elastische Verhalten des Untergrundes. Dagegen ergeben sich für die Variante A aufgrund der Ausbildung wesentlich größerer plastischer Zonen auch größere Unterschiede in den Radialspannungen (Bild 4 und Bild 7). Ebenso zeigen

die Diagramme, dass sich für die analytischen Ansätze nach den Empfehlungen der DGGT (1980) und den zweidimensionalen numerischen Berechnungen ohne Vorentlastung sehr große Radialspannungen ergeben.

Die Vorentlastungsfaktoren für die zweidimensionalen numerischen Berechnungen, die notwendig sind, um die Größenordnung der dreidimensionalen numerischen Berechnungen zu erhalten, sind in Tabelle 2 dokumentiert. Dabei ist auffällig, dass für die Variante B „Sand“ ein Vorentlastungsfaktor von 30 % für alle Überlagerungshöhen notwendig ist, während für die Varianten A „Ton“ und C „Geschiebemergel“ ca. die Hälfte des Vorentlastungs-

Tabelle 2: Ansatz des Vorentlastungsfaktors

Table 2: Application of the advance load relief factor

Überlagerungshöhe [m] Overburden height [m]	Vorentlastungsfaktor [%] Advance load relief factor [%]		
	Untergrund A Sub-surface A	Untergrund B Sub-surface B	Untergrund C Sub-surface C
	„Ton“ „Clay“	„Sand“ „Sand“	„Geschiebemergel“ „Boulder clay“
15	10	30	15
30	15	30	15
45	15	30	15
100	35	30	25

overburden heights of between 15 to 45 m. Given an overburden height of 100 m on the oth-

er hand, a higher advance load relief factor in keeping with the variant B factor is necessary.

Tabelle 3: Bettungsmodul Untergrund A „Ton“ im Bereich der Firste

Table 3: Foundation modulus sub-surface A "clay" at the roof

Überlagerungshöhe Overburden height	DAUB/DGGT	2D-FE			3D-FD		
	k_s	σ_r	u_r	k_s	σ_r	u_r	k_s
[m]	[MN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[MN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[MN/m ³]
15	2.3	229.9	0.02	9.9	87.5	0.01	8.2
30		430.8	0.06	7.0	196.7	0.06	3.2
45		632.4	0.14	4.6	298.8	0.27	1.1
100		1372.7	0.41	3.3	650.3	1.24	0.5

faktors der Variante B, ca. 15 % für die Überlagerungshöhen von 15 bis 45 m erforderlich ist. Bei einer Überlagerungshöhe von 100 m ist dagegen ein größerer Vorentlastungsfaktor entsprechend dem Faktor der Variante B notwendig.

Für den Vergleich des Bettungsmoduls bei den verschiedenen Berechnungsmethoden wurde der Bettungsmodul für die analytischen Berechnungen über den Quotienten aus Steifemodul zu Tunnelradius ermittelt. Bei den numerischen Berechnungen ergab sich der Bettungsmodul aus dem Quotienten der berechneten Radialspannung zur berechneten Verschiebung. Die Ergebnisse sind exemplarisch für den Bereich der Firste in den Tabellen 3 und 4 für die Varianten A „Ton“ und B „Sand“ dargestellt. Die angegebenen Werte der zweidimensionalen numerischen Berechnungen beziehen sich auf die Berechnungen ohne Vorentlastungsfaktor. Für die Variante A zeigen sich deutliche Unterschiede zwischen den analytisch berechneten Werten und den numerisch ermittelten Ergebnissen. Dabei zeigt sich für die numerischen Berechnungen ein abnehmender Bettungsmodul bei zunehmender Überlagerungshöhe. Dazu ist anzumerken, dass die berechneten Werte für große Überlagerungshöhe nur eine theo-

retische Aussage für Lockergesteinsböden haben. Bei der Variante B ergibt sich für die analytisch berechneten Werte eine annähernd gute Übereinstimmung mit der zweidimensionalen Berechnung, wobei der Bettungsmodul für Letzteres annähernd konstant, bezogen auf die Abhängigkeit zur Überlagerungshöhe, ist. Dagegen zeigen sich größere Unterschiede zu den dreidimensionalen numerischen Berechnungen, die wie bei der Variante A einen abnehmenden Bettungsmodul in Abhängigkeit zur Überlagerungshöhe aufweisen.

4 Fazit

Die Vergleichsrechnungen zeigen, dass zwischen den Erddruckansätzen nach den Empfehlungen des DAUB (2005) und den numerischen dreidimensionalen Berechnungen bei den hier angesetzten Untergrundkenngrößen eine sehr gute Über-

In order to compare the foundation modulus for the various computational modules, the foundation modulus for the analytical calculations was determined via the quotient of stiffness module to the tunnel radius. In the case of the numerical calculations the foundation modulus resulted from the quotient of the calculated radial stress to the calculated displacement. The results are provided exemplarily for the roof zone in Tables 3 + 4 for the variants A "clay" and B "sand". The given values for the two-dimensional numerical calculations relate to the calculations without advance load relief factor. For variant A, there are clear differences between the analytically calculated values and the numerically determined results. In this connection, in the case of the numerical calculations, a decreasing foundation modulus is evident as the overburden height increases. It should be mentioned at this point that the calculated values for major

overburden heights are only valid theoretically in the case of soft grounds. In the case of variant B, the analytically calculated values correspond to a great degree with the two-dimensional calculations, with the foundation modulus for the latter being practically constant regarding its relationship with the overburden height. On the other hand, there are pronounced differences to the three-dimensional numerical calculations, which as in the case of variant A reveal a decreasing foundation modulus in conjunction with the overburden height.

4 Conclusion

These comparative calculations indicate that there is a high degree of conformity for types of sub-surface with a stiffness module of $E_s \geq 20 \text{ MN/m}^2$ for earth pressure applications in accordance with the DAUB recommendations (2005) and the numerical three-dimensional calculations in the case of the sub-surface parameters applied here. For a softer sub-surface, in this case $E_s \geq 10 \text{ MN/m}^2$, greater differences result of between approx. 40 and 55 %, something which can be attributed to the formation of plastic zones. This signifies that given a softer sub-surface a numerical investigation of the bearing behaviour can be advisable and advantageous, as in this case, the plas-

Tabelle 4: Bettungsmodul Untergrund B „Sand“ im Bereich der Firste

Table 4: Foundation modulus sub-surface B "sand" at the roof

Überlagerungshöhe Overburden height	DAUB/DGGT	2D-FE			3D-FD		
	k_s	σ_r	u_r	k_s	σ_r	u_r	k_s
[m]	[MN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[MN/m ³]	[kN/m ²]	[m]	[MN/m ³]
15	7.1	140.2	0.01	7.7	221.0	0.02	12.8
30		337.4	0.04	7.4	291.2	0.05	6.3
45		495.9	0.07	7.1	359.7	0.08	4.3
100		1074.2	0.19	7.0	429.4	0.18	2.4

einstimmung für Untergrundarten mit einem Steifemodul $E_s \geq 20 \text{ MN/m}^2$ besteht. Für einen weicheren Baugrund, in diesem Fall $E_s = 10 \text{ MN/m}^2$, ergeben sich größere Unterschiede zwischen ca. 40 bis 55 %, was auf die Ausbildung der plastischen Bereiche zurückzuführen ist. Das bedeutet, dass bei einem weicheren Untergrund eine numerische Untersuchung des Tragverhaltens sinnvoll und von Vorteil sein kann, da hier das plastische Verhalten des Untergrundes besser simuliert wird.

Weiterhin ist festzustellen, dass der Ansatz eines Vorentlastungsfaktors bei den zweidimensionalen numerischen Berechnungen einen erheblichen Einfluss auf die Größe der Spannungen des Untergrundes auf den Schildmantel hat und sich die Größe des Vorentlastungsfaktors nicht pauschal festlegen lässt, da dieser von den Untergrundkennwerten und der Überlagerungshöhe abhängig ist. Daher ist es sinnvoll, bei zweidimensionalen numerischen Berechnungen auch eine Bandbreitenuntersuchung hinsichtlich des Vorentlastungsfaktors durchzuführen.

Betrachtet man den Bettungsmodul, so zeigen die Berechnungen, dass bei den analytischen Verfahren der Ansatz des Bettungsmoduls aus Steifemodul und Tunnelradius nur eine grobe Abschätzung

sein kann, da die räumlichen numerischen Berechnungen eine Abhängigkeit zur Überlagerungshöhe aufweisen.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass sich die Frage, welches Verfahren zur Dimensionierung einer Schildvortriebsmaschine im Lockergestein am sinnvollsten ist, nicht eindeutig beantworten lässt. Die Entscheidung, welches Verfahren zur Anwendung kommt, ist für jeden Einzelfall gesondert zu überprüfen. In jedem Fall sind die Ergebnisse der Berechnungen auf der Grundlage der getroffenen vereinfachten Annahmen ingenieurmäßig zu bewerten. 

Literatur

- [1] Arbeitskreis „Tunnelbau“ der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V. Essen: Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein, 1980, Taschenbuch für den Tunnelbau 1982, S. 115–144.
- [2] Ahrens, H., Lindner, E., Lux, K. H.: Zur Dimensionierung von Tunnelausbauten nach den „Empfehlungen zur Berechnung von Tunneln im Lockergestein (1980)“, Taschenbuch für den Tunnelbau 1983, S. 77–158.
- [3] Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen (DAUB) – Arbeitskreis Schildstatik: Empfehlungen für statische Berechnungen von Schildvortriebsmaschinen, Tunnel 7/2005, S. 44–59.
- [4] Terzaghi, K. v.: Theoretical soil mechanics, John Wiley & Sons, New York, 1946.
- [5] Houska, J.: Beitrag zur Theorie der Erddrücke auf das Tunnelmauerwerk, Schweizerische Bauzeitung, 78. Jg. Heft 38, 1960, S. 607–609.

tic behaviour of the sub-surface can be better simulated.

In addition, it can be determined that the application of an advance load relief factor in the case of two-dimensional numerical calculations exerts a considerable influence on the magnitude of the sub-surface stresses on the shield skin and the magnitude of the advance load relief factor cannot be generally determined as this depends on the sub-surface characteristic values and the overburden height. As a result, it is advisable to carry out an investigation for two-dimensional numerical calculations with respect to the advance load relief factor.

If one considers the foundation modulus, the calculations

reveal that as far as the analytical methods are concerned, the application of the foundation modulus consisting of stiffness module and tunnel radius can only represent a coarse approximation, as the spatial numerical calculations depend on the overburden height.

In summing up it has to be maintained that it cannot be said unequivocally which method is the most practical for dimensioning a shield tunnelling machine in soft ground. The decision relating to which method should be applied differs from case to case. At any rate, the results of the calculations based on the simplified assumptions that are applied have to be assessed properly. 