Lehrstuhl und Prüfamt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Heft 14

Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten

von
Solano Vega Mayer

München 1989

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

Gedruckt mit Unterstützung des Deutschen Akademischen Austauschdienstes

DISSERTATIONS- UND FOTODRUCK FRANK GmbH
8000 München 2, Gabelsbergerstr. 15, Tel. 288663

Lehrstuhl und Prüfamt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten

Solano Vega Mayer

Vollständiger Abdruck der von der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen der Technischen Universität München zur Erlangung des akademischen Grades eines

Doktor-Ingenieurs

genehmigten Dissertation.

Vorsitzender:	Univ.-Prof. Dipl.-Ing. A. Eber, Ordinarius
1. Prüfer:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss, Ordinarius
2. Prüfer:	Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. Schikora, Extraordinarius

Die Dissertation wurde am 11.04.1989 bei der Technischen Universität München eingereicht und durch die Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen am 30.06.1989 angenommen.

Vorwort

Die vorliegende Arbeit enstand als Dissertation während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter im Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München.

Dem Leiter und Ordinarius des Lehrstuhls und Prüfamts, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. R. Floss, danke ich für seine Unterstützung und Übernahme des Hauptreferates.

Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. K. Schikora darf ich an dieser Stelle für die Übernahme des Koreferates meinen Dank aussprechen.

Dem Deutschen Akademischen Austauschdienst (DAAD) bin ich für die langjährige Förderung sowie die für den Druck dieser Arbeit nötige finanzielle Unterstützung sehr verbunden.

Dem Betriebsleiter des Prüfamtes, Herrn P. von Soos, sei an dieser Stelle für seine hilfreichen Ratschläge und Anregungen herzlich gedankt.

Mein herzlicher Dank gilt allen Mitarbeitern und Kollegen vom Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU-München die mir durch anregende Diskussionen zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Nicht zuletzt möchte ich mich bei meiner Familie Andrea, Tomás und Pablo für ihre Geduld und Verständnis für die vielen mißlungenen Wochenenden bedanken.

Solano Vega Mayer

Meinem Vater
Solano Vega Vischi gewidmet

Abstract

The research includes theoretical considerations about stress-strain laws for soils and "in situ" measurements of soil properties with a radial expansion pressuremeter used in the borehole, called dilatometer.

In order to obtain soil parameters a numerical method is proposed which describes a non-linear elastic behaviour of soils (or K-G model) from the dilatometer test.

The essential part of every finite element program is the stress-strain law. The quality of the program output will depend on the sophistication of the used law and the choosen parameters. Two models where used in finite element analysis of ground displacements caused by the construction of a new section of the Munich subway system. An elastoplastic model with Mohr-Coulomb yield function was used with soil parameters obtained from laboratory tests and empirical values that are commonly used in finite element analysis of the subway system in Munich. "In situ" tests were performed in the city of Munich and its vicinity. The soil parameters obtained from these tests describe a non-linear elastic model.

The "New Austrian Tunneling Method" (NATM) is used for the construction of the tunnels in the Munich subway system. The behaviour of shotcrete and the surrounding soil during the advance of the tunnels is controlled by sophisticated measuring system. The displacements and forces obtained from the finite element analysis with both models were compared with these measured values.

In order to reduce computational costs the three-dimensional process which takes place in the soil durig and after a cavity has been made, is simplified to a plane strain problem. The axis of the tunnel is perpendicular to the analised plane in which the different construction states are simulated.

The displacements in the ground and the forces in the shotcrete fit more exactly the measured values than the results predicted by the classic elastoplastic model. Such kind of non-linear elastic models can be used only if small areas of the mesh reach the peak of the stress-strain law. For the case in study it is shown that these areas in the surrounding of the tunnels are very small in comparison with the whole mesh.

Resumen

En el presente trabajo se relacionan consideraciones teóricas sobre leyes constitutivas que describen el comportamiento del suelo y mediciones "in situ" hechas con una sonda de expansión radial llamada dilatómetro.
Se ha desarrollado un método numérico con el cual se obtienen, a partir de los resultados de las mediciones hechas con el dilatómetro, los parámetros necesarios que describen un modelo no lineal elástico de comportamiento para el suelo.

Las leyes de comportamiento para el suelo o leyes "tensión-deformación" son parte fundamental de todo programa de elementos finitos. Dependiendo de su sofisticación y de la elección de sus parámetros, se obtendrá una mayor o menor precisión en los resultados.
Se calcularon las deformaciónes producidas en el suelo como efecto de la construcción de una nueva vía del tren metropolitano de la ciudad de Munich mediante el método de los elementos finitos con dos leyes tensión-deformación diferentes. Se utilizó el modelo elastoplástico clásico de tensión-deformación con criterio de fluencia según Mohr-Coulomb, cuyos parámetros son obtenidos de ensayos de laboratorio y valores empíricos que han dado buenos resultados en el análisis de la construcción de los túneles en la ciudad de Munich.
Los parámetros que describen el modelo no lineal elástico de tensión-deformación se obtuvieron de mediciones "in situ" en el subsuelo de la ciudad de Munich y localidades adyacentes. Como medida de comparación de los resultados de los cálculos obtenidos con ambos modelos se dispone de una gran cantidad de datos que han sido medidos durante la construcción de los túneles. El avance tridimensional que significa la construcción de un túnel se simplifica por razones de economia computacional a un plano transversal al eje del túnel. En este plano entonces se simulan los distintos estados del proceso constructivo.

Al analizar las deformaciónes y las tensiónes que se producen durante el proceso constructivo en el suelo y en el revestimiento del túnel, se puede afirmar que el cálculo mediante el método de los elementos finitos es más preciso o cercano a la realidad cuando se usa el modelo tensión-deformación no lineal elástico para el suelo que cuando se usa el modelo clásico lineal elastoplástico.
Condición necesaria para el uso de un modelo no lineal elástico como el propuesto es que sólo pequeñas zonas alcancen la meseta de la curva tensión-deformación. En el análisis queda de manifiesto que con motivo de la construcción del túnel, sólo las zonas adyacentes al túnel y que representan un porcentaje ínfimo de los elementos que componen la malla alcanzan ésta meseta.

Inhaltsverzeichnis

Abbildungsverzeichnis

Tabellenverzeichnis

1 Einleitung

1.1 Einführung

Bei der vorliegenden Arbeit handelt es sich um eine Untersuchung des Verhaltens des natürlichen Materials *Boden* beim Ausbruch eines Hohlraumes im Untergrund. Dafür wurden die theoretischen Betrachtungen mit praktischen Messungen *in situ* bestätigt. Es wird eine Methode für die Bestimmung von Materialparametern vorgeschlagen und anhand eines Beispiels bei der Berechnung eines Tunnelqueschnitts der Münchner U-Bahn ihre Anwendbarkeit gezeigt.

Schon seit Jahren wird in München die „Neue Österreichische Tunnelbauweise" (NÖT) für die Konstruktion der U-Bahn betrieben. Eine ausführliche Beschreibung der Methode sowie ihrer Entwicklung findet sich bei *RABCEWICZ (1965)*. *FINK (1979)* und *AXHAUSEN (1980)* haben versucht, die hervorgerufenen Spannungszustände zu erfassen und die Auswirkung der NÖT auf den Untergrund zu beschreiben. Über die Auswirkung dieser Bauweise auf die Spritzbetonschale, d.h. Schnittgrößenermittlung sowie Bemessungsvorschläge haben *SCHIKORA / FINK (1982)*, *SCHIKORA (1984)* und *SCHIKORA / OSTERMEIER (1988)* ausführlich berichtet.
Diese Bauweise setzt ein ausführliches und präzises Meßprogramm voraus, um den Vortrieb überwachen zu können und um wichtige Entscheidungen während des Baufortschritts zu treffen.

Gleichzeitig werden numerische Berechnungen durchgeführt, um einen besseren Aufschluß über das ganze Geschehen zu bekommen und um in Zusammenhang mit den Meßergebnissen wichtige Kenngrößen des Bodens abzuleiten *(back up analysis)*. Außerdem werden auf diese Weise Erfahrungen gesammelt, um genauere und zuverlässigere Vorhersagen für die noch im Bau befindlichen Tunnel machen zu können.

BAUMANN / HILBER (1984) und *BAUMANN / SULKE / TRYSNA (1985)* empfehlen in ihren Veröffentlichungen eine Gegenüberstellung der Ergebnisse der numerischen Berechnungen mit den Messungen, um realistische Aussagen zu ermöglichen.

Die derzeit weltweit am meisten eingesetzte numerische Berechnungsmethode ist die Finite-Elemente-Methode, wobei das Kontinuum in diskrete, endliche Teile unterteilt wird. Die allgemeine Theorie, Entwicklung und Anwendungen ist bei *ZIENKIEWICZ (1971)* sowie bei *DESAI / ABEL (1972)* gut beschrieben. Eine Abhandlung in deutscher Sprache mit Beispielen und praktischen Anwendungen findet man bei *WITTKE (1984)*.

Bei dem heutigen Stand der Technik hat man eine Anzahl von verfeinerten Werkzeugen zur Verfügung, um die dafür nötigen Netze zu generieren und zu berechnen. Hinzu kommt, daß die Arbeitsplatzrechner und dergleichen so populär geworden sind, daß praktisch jeder Fachmann seine eigenen F.E.-Berechnungen durchführen kann. Trotzdem und vielleicht auch deswegen ist im allgemeinen eine Verunsicherung vor allem bei den ausführenden Ingenieuren entstanden. Die Berechnung scheitert normalerweise nicht an den numerischen Algorithmen, mit denen sich das Programm der Lösung nähert, sondern eher an dem unzutreffenden oder ungenauen Stoffverhalten, das den Boden beschreibt. Um wirklichkeitsnahe und brauchbare Ergebnisse mit der F.E.-Methode zu bekommen, sind die *Parameter*, die in das Modell eingehen, entscheidend.

Der Schwerpunkt dieser Arbeit liegt in der Gewinnung von Stoffparametern mittels Feldversuchen mit einer Aufweitungssonde und üblichen Laborversuchen. Die so gewonnenen Materialparameter beschreiben ein nicht linear elastisches Stoffgesetz, das sich für den Einsatz für Probleme mit relativ kleinen plastifizierten Zonen sehr gut eignet.

1.2 Materialgesetze

1.2.1 Allgemeines

Aus der Plastizitätstheorie stammen folgende Begriffe, die jetzt kurz erläutert werden:

- Bruchkriterium
- Spannungs - Dehnungsbeziehung
- Fließregel

Bruchkriterium

In der Literatur werden auch folgende Ausdrücke dafür gebraucht: Fließfläche, Fließbedingung oder Grenzlasten bzw. *yield surface, yield criterion* und *yield function.*
Am besten versteht man dies an einem Beispiel.
Das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb, das in Abb. 1.1 dargestellt ist, stellt die Grenzen der möglichen Kombinationen zwischen τ und σ dar. Die Gerade $\tau = c + \sigma \tan \varphi$ wird aus Laborversuchen gewonnen und beinhaltet die bodenabhängigen Parameter c und φ .

Die Gerade wird abgeschnitten, um die größte zulässige Zugspannung zu begrenzen. Dies wird allgemein als *tension cut-off* bezeichnet. Normalerweise wird die Gleichung, die das Bruchkriterium beschreibt, in Abhängigkeit von den Hauptspannungen beschrieben und bekommt die Form $F(\sigma) = 0$.

Spannungs - Dehnungsbeziehung

Entsprechende Ausdrücke sind: Materialverhalten, Stoffgesetz bzw. *stress - strain relation.*
Diese Beziehung stellt eine Verbindung zwischen den vorhandenen Spannungen und Dehnungen dar, wenn das Bruchkriterium noch nicht verletzt wurde, also $F(\sigma) < 0$.
Im einfachsten Fall ist das Hooke'sche Gesetz ein gutes Beispiel dafür.
Eine gute Zusammenfassung der verschiedenen Spannungs- Dehnungsbeziehungen, die in der Bodenmechanik vorkommen, kann man bei *NAYLOR (1978)* nachlesen.

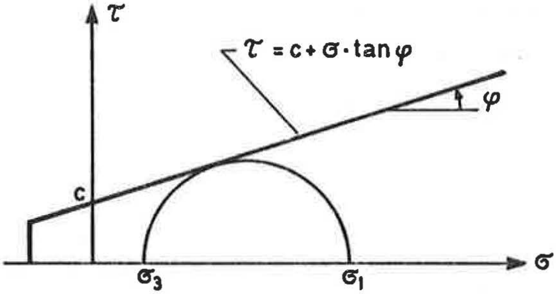


Abbildung 1.1: Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb

Fließregel

Entsprechende Ausdrücke dafür sind: Fließgesetz bzw. *flow rule, yield condition.*
Diese Beziehung stellt eine Verbindung zwischen den Spannungen und Dehnungen dar, wenn das Bruchkriterium verletzt wurde, also $F(\sigma) > 0$.
Die Fließregel kann folgendermaßen geschrieben werden:

$$\{d\epsilon^p\} = d\lambda \cdot \frac{\{\partial G\}}{\{\partial \sigma\}}$$

mit

$\{d\epsilon^p\}$	:	plastisches Dehnungsinkrement
$d\lambda$	:	positiver Faktor
G	:	plastisches Potential

Wenn $G = F$, also das plastische Potential mit der Fließfläche zusammenfällt, wird von einer *assoziierten Fließregel* gesprochen.
Somit ergibt sich, daß der resultierende Dehnungsvektor senkrecht zur Fließfläche ist. Dieses Merkmal wird als Normalitätsbedingung bezeichnet, vgl. *WITTKE (1984), NAYLOR / PANDE / SIMPSON / TABB (1981).*

Es kann zusätzlich eine Verfestigung oder Entfestigung des Materials in seiner plastischen Phase definiert werden. Die Elastizitäts- und Plastizitätstheorie mit ihren Gleichungen ist bei *CRAMER (1980)* und *VALLIAPPAN (1981)* gut beschrieben. Eine detaillierte Gliederung und Erklärung der genannten Konzepte findet sich in *SCHAD (1979)* und *GUDEHUS (1982).*

Im allgemeinen kann gesagt werden, daß, die gelieferten Ergebnisse um so besser oder genauer sind, je verfeinerter das Modell für das Stoffgesetz ist. Dies setzt voraus, daß die Parameter bekannt sind, die das Modell beschreiben. In der Praxis muß dann ein Kompromiß zwischen der Anzahl der Parameter und der Genauigkeit eingegangen werden. Dabei ist man i.a. bestrebt, die Anzahl der Parameter so gering wie möglich zu halten und dennoch brauchbare Ergebnisse zu bekommen. Die Schwierigkeit besteht immer noch in der Ermittlung dieser Parameter.
Je nach Fragestellung und gewähltem Stoffgesetz sind verschiedene Methoden, entwickelt worden, um diese Parameter zu gewinnen. Die meisten werden aus einfachen Laborversuchen wie Triaxial- und/oder Ödometerversuchen gewonnen.

Obwohl das linear-elastisch-plastische Verhalten bei Böden nicht zu beobachten ist, ist dieses Modell nach wie vor die am meisten eingesetzte Annäherung für die Spannungs-Dehnungsbeziehung. Vorteile, die dafür sprechen, sind die geringe Anzahl von Parametern: die zwei unabhängigen elastischen Konstanten, Elastizitätsmodul E und Querdehnzahl μ $(0 \leq \mu \leq 0.5)$ sowie die Bodenkennwerte c und ϕ , die das Modell, das in vielen Fällen brauchbare Ergebnisse liefert, gut beschreiben. Andererseits hat man es mit einem Material zu tun, das nicht immer für die jeweilige Fragestellung geeignet ist.

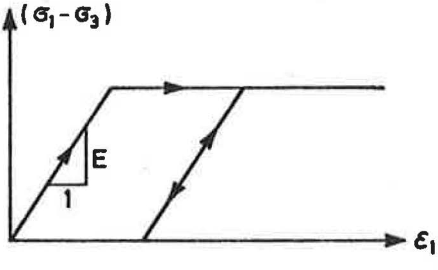


Abbildung 1.2: Elasto-plastisches-Modell

Abb. 1.2 stellt dieses Modell schematisch dar. Wenn sich die Spannungen im Boden unterhalb der Mohr-Coulomb'schen Gerade befinden, Abb. 1.1, dann gilt das Hooke'sche Gesetz.
Sobald der Mohr'sche Kreis die Gerade $\tau = c + \sigma \tan \phi$ berührt, plastifiziert

der Boden, und ab diesem Moment gilt die Fließregel, welche die Verformungen in Abhängigkeit von dem Spannungszustand für diesen Bereich bestimmt.

Wenn eine Bodenprobe abgeschert wird, kann bei dicht gelagerten Böden eine Volumenzunahme während des Fließenes beobachtet werden. Diese Eigenschaft kennt man als Dilatanz und wird bei plastischen Berechnungen durch einen Dilatanzwinkel beschrieben. Wenn sich die Spannungen im elastischen Bereich befinden, verhält sich der Boden als linear elastisch und isotrop. In diesem Fall ist die Dilatanz gleich null; die Änderungen in den Scherspannungen produzieren keine Volumenänderungen (inkompressibler Boden).

Die Anwendung einer assoziierten Fließregel wird dadurch gekennzeichnet, daß der Dilatanzwinkel dem Reibungswinkel vom Boden gleicht. Die vorhergesagte Dilatanz unter Benutzung des Mohr-Coulomb'schen Bruchkriteriums und der assoziierten Fließregel ist somit zu hoch und unrealistisch. Um diesem Effekt entgegenzuwirken, kann eine nicht assoziierte Fließregel mit einem Dilatanzwinkel, der kleiner als der Reibungswinkel ist, genommen werden.

Neben den linear elastischen und elasto-plastischen Stoffgesetzen, unter denen sich sich auch kompliziertere Modelle befinden, wie z.B. das *Critical State Model*, gibt es auch Modelle mit variablen Moduln (nicht linear elastische bzw. veränderliche elastische Stoffgesetze).
Das Critical State Model ist bei *SCHOFIELD / WROTH (1986)* weitgehend behandelt worden; eine Anpassung bzw. Gewinnung der Parameter aus Laborversuche wurde von *WROTH (1971)* versucht.

Die Stoffgesetze mit variablen Moduln sind Modelle, bei denen die elastischen Eigenschaften in Abhängigkeit von Spannungen und/oder Dehnungen variieren, vgl. Abb. 1.3. Sie eignen sich gut für F.E.-Berechnungen.
Bei jedem Inkrement der Berechnung werden die elastischen Parameter herangezogen, die für diesen Lastschritt gültig sind. Beim nächsten Schritt werden sie dementsprechend geändert. Es sollten deswegen für die Berechnung kleinere Inkremente gewählt werden sowie die Iteration nach der Methode der tangentialen Steifigkeit erfolgen.

KONDNER / ZELASKO (1963) haben als erste ein hyperbolisches Modell definiert. *DUNCAN / CHANG (1970)* haben dieses Modell weiter entwickelt und an Triaxialversuche angepaßt, somit können aus diesen Versuchen alle Parameter bestimmt werden.
Variationen zu diesem Modell sind von *KULHAWY / DUNCAN (1972)* und *SCHAD (1979)* erfolgreich vorgeschlagen worden.

Andere Autoren wie *NELSON / BARON (1971)* und *NAYLOR (1975)* haben sogenannte *K-G* oder ***hypoelastische Stoffgesetze*** (auch ***variable moduli models*** genannt) vorgeschlagen. Sie alle haben das Merkmal, daß sie mittels Schubmodul G und Kompressionsmodul K formuliert werden.

Es ist angebracht, das Stoffgesetz in Abhängigkeit von diesen beiden Parametern zu definieren. Somit können die Eigenschaften, die bei Böden zu beobachten sind, gut nachgeahmt oder modelliert werden, nämlich:

- Kompressionsmodul K: nimmt mit der effektiven hydrostatischen Spannung zu, d.h. mit zunehmender Zusammendrückung der einzelnen Körner;
- Schubmodul G: nimmt mit der Deviator-Spannung ab;
- bei Entlastung verhält sich der Boden wesentlich steifer als bei Belastung.

Außerdem wird das Stoffgesetz so definiert, daß es das Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb erfüllt. Beim Erreichen der Fließfläche verschwindet der Schubmodul, also $G = 0$, vgl. Abb. 1.3.

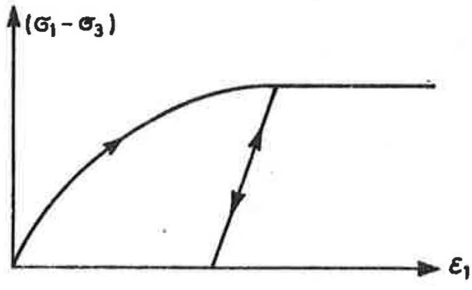


Abbildung 1.3: Hypoelastisches Modell

Außerdem hat dieses Modell keine Unstetigkeiten wie das Stoffgesetz von Duncan/Chang, welche u.U. zu numerischen Schwierigkeiten führen kann. Wegen dieser wichtigen Eigenschaften wurde das hypoelastische Stoffgesetz, das im Abschnitt 1.2.4 definiert wird, für diese Arbeit gewählt.

Der erste Teil der Kurve in Abb. 1.3 beschreibt das nichtlinear-elastische

Verhalten des Bodens. Genauso wie bei linear-elastisch isotropen Materialen ist hier die Dilatanz gleich null, d.h. Scherspannungen produzieren keine Volumenänderungen (inkompressibler Boden).
Die Gleichungen (1.12) und (1.13) im Abschnitt 1.2.4 definieren das Stoffgesetz mit den Eigenschaften wie oben erwähnt, d.h. Schub- und Kompressionsmodul werden in Abhängigkeit vom Spannungszustand festgelegt. Das Stoffgesetz wird so formuliert, daß mit zunehmender Scherbeanspruchung das Schubmodul kleiner wird, bis beim Erreichen des Mohr- Coulomb'schen Bruchkriteriums $G = 0$ ist. Das bedeutet, daß nach dem Erreichen des Bruchkriteriums keine zusätzliche Schubbeanspruchung mehr aufgenommen werden kann, der Boden verhält sich also ab diesen Zeitpunkt wie eine inkompressible Flüssigkeit.

Eine andere Art von Verhalten nach dem Erreichen des Bruchzustandes hat *SCHAD (1979)* in seiner Arbeit vorgeschlagen. Wenn der Bruchzustand nach Mohr-Coulomb erreicht wird, werden Spannungen und Dehnungen aufgrund der Plastizitätstheorie ermittelt (Fließfläche von Mohr-Coulomb mit assoziierte Fließregel). Diese Ankopplung des Stoffgesetzes mit einer elastoplastischen Beziehung nach Erreichen des Bruchkriteriums führt nicht unbedingt zu besseren Ergebnissen, wie *SCHAD (1979)* zeigt.

In dieser Arbeit wird das Modell in seiner ursprünglichen und einfacheren Version angewandt. Bei Verwendung dieses Stoffgesetzes ergeben Schubspannungen keine Volumenänderungen, wie dies bei dicht gelagerten Sanden oder überverdichteten Tonen der Fall ist.

1.2.2 Elastische Beziehungen

Die Hooke'schen Beziehungen lauten:

$$G = \frac{\tau_{oct}}{\gamma_{oct}}$$
$$K = \frac{\sigma'_{oct}}{\epsilon_v}$$
$$\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$$

τ_{oct}	:	Oktaederschubspannung
γ_{oct}	:	Oktaederschubdehnung
σ'_{oct}	:	effektive hydrostatische Spannung
ϵ_v	:	volumetrische Dehnung

Aus der Elastizitätstheorie *(TIMOSHENKO / GOODIER (1951), SMITH (1971))* kennt man folgenden elastischen Parameter und dessen Beziehungen zu denjenigen, die im Rest des Textes vorkommen werden :

E	:	Elastizitätsmodul (Young-Modul)
μ	:	Querdehnzahl $(0 \leq \mu \leq 0.5)$
G	:	Schubmodul
K	:	Kompressionsmodul

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \tag{1.1}$$

$$K = \frac{E}{3(1-2\mu)} \tag{1.2}$$

$$E = \frac{9GK}{3K+G} \tag{1.3}$$

$$\mu = \frac{3K-2G}{6K+2G} \tag{1.4}$$

$$K = \frac{2(1+\mu)}{3(1-2\mu)}G \tag{1.5}$$

1.2.3 Finite-Elemente-Methode

Hier wird nicht im einzelnen die Theorie der Finiten Elemente beschrieben, die ausführlich in der zitierten Literatur behandelt ist, sondern es wird kurz auf die für die Anwendung der entwickelten Methode wichtigen Punkte eingegangen.
Eine ausführliche Beschreibung der Stoffgesetze samt ihrer Anwendung in geotechnischen F.E.-Berechnungen ist bei *SCHAD (1979)* und *NAYLOR / PANDE / SIMPSON / TABB (1981)* zu finden.

Aus *ZIENKIEWICZ (1971), NAYLOR (1978)* und *WITTKE (1984)* werden die nötigen Gleichungen entnommen, um das Iterationsverfahren zu beschreiben.

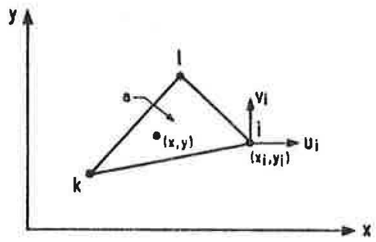


Abbildung 1.4: Finites Element

Im folgenden werden die wichtigsten Begriffe und Beziehungen gegeben: Die grundlegende Annahme des Berechnungsverfahren ist, daß sich die Verschiebungen innerhalb eines Elementes mit hinreichender Genauigkeit aus den Verschiebungen der Knotenpunkte des Elementes interpolieren lassen.

- **Verschiebung eines Knotens**

$$\{\delta_i\} = \left\{ \begin{array}{c} u_i \\ v_i \end{array} \right\}$$

- Verschiebung aller Knoten eines Elementes e

$$\{\delta\}^e = \left\{ \begin{array}{c} \delta_i \\ \delta_k \\ \delta_l \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} u_i \\ v_i \\ u_k \\ v_k \\ u_l \\ v_l \end{array} \right\}$$

- Verformungsansatz mit Hilfe der Interpolationsfunktion N_i :
  Die Verschiebung eines Punktes im Innern des Elementes ist durch die Verschiebung seiner Knoten gegeben:

$$u = \sum_i N_i \cdot u_i$$
$$v = \sum_i N_i \cdot v_i$$

- Verzerrungen :
  Mit den ausgerechneten Verschiebungen können die Verzerrungen ermittelt werden:

$$\{\epsilon\} = \left\{ \begin{array}{c} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{array} \right\} = \left\{ \begin{array}{c} \frac{\partial u}{\partial x} \\ \frac{\partial v}{\partial y} \\ \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \end{array} \right\}$$

  Allgemein in Matrixschreibweise:

$$\{\epsilon\} = [\mathbf{B}]\,\{\delta\}^e$$

- Spannungen :
  Bei linear-elastischen Materialen können Spannungen und Verzerrungen durch folgende Beziehung verknüpft werden:

$$\{\sigma\} = \left\{ \begin{array}{c} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{array} \right\}$$

$$\{\sigma\} = [\mathbf{D}]\,\{\epsilon\} \tag{1.6}$$
$$\{\sigma\} = [\mathbf{D}]\,[\mathbf{B}]\,\{\delta\}^e \tag{1.7}$$

oder wenn aus Spannungen Dehnungen zu bekommen sind:

$$\{\epsilon\} = [\mathbf{D}]^{-1}\{\sigma\} \tag{1.8}$$

wobei [D] die Materialmatrix bzw. in diesem Fall die Elastizitätsmatrix für den isotropen Fall und ebener Dehnungszustand ist:

$$[\mathbf{D}] = \frac{E}{(1+\mu)(1-2\mu)}\begin{pmatrix} 1-\mu & \mu & 0 \\ \mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-2\mu}{2} \end{pmatrix}$$

Die Inverse der Materialmatrix lautet dann

$$[\mathbf{D}]^{-1} = \frac{1+\mu}{E}\begin{pmatrix} 1-\mu & -\mu & 0 \\ -\mu & 1-\mu & 0 \\ 0 & 0 & 2 \end{pmatrix} \tag{1.9}$$

Diese Matritzen können auch in Abhängigkeit von den elastischen Konstanten K und G statt E und μ geschrieben werden:

$$[\mathbf{D}] = \begin{pmatrix} K+\frac{4}{3}G & K-\frac{2}{3}G & 0 \\ K-\frac{2}{3}G & K+\frac{4}{3}G & 0 \\ 0 & 0 & G \end{pmatrix}$$

$$[\mathbf{D}]^{-1} = \frac{1}{4G(3K+G)}\begin{pmatrix} 3K+4G & -3K+2G & 0 \\ -3K+2G & 3K+4G & 0 \\ 0 & 0 & 4(3K+G) \end{pmatrix} \tag{1.10}$$

Aus der Bedingung, daß beim Gleichgewichtszustand die potentielle Energie ein Minimum hat, kann für die gesamte Struktur, die untersucht wird, in der allgemeinen Matrixschreibweise das folgende Gleichungssystem geschrieben werden:

$$[\mathbf{K}]\{\delta\} - \{R\} = 0 \tag{1.11}$$

wobei

$[\mathbf{K}]$	:	Steifigkeitsmatrix des gesamten Systems
$\{\delta\}$	:	Knotenverschiebungen aller Elemente
$\{R\}$	:	Kräfte (aus äußeren Belastungen, Anfangsspannungen und Anfangsverzerrungen) sind.

Bei linearen Problemen muß das Gleichungssystem nur einmal gelöst werden. Die Elastizitätsmatrix **[D]** beeinflußt die gesamte Steifigkeitsmatrix **[K]**, also man bekommt ein Gleichungssystem vom Typ :

$$[\mathbf{K}(\{\delta\})]\,\{\delta\} - \{R\} = 0$$

das nach den Unbekannten $\{\delta\}$ zu lösen ist.

Bei nicht-linear elastischen Problemen muß die Last in möglichst kleine Schritte aufgebracht werden. Somit wird das Problem schrittweise linearisiert, wobei für jeden Schritt die jeweiligen elastischen Konstanten herangezogen werden können. Deswegen spricht man von pseudo-elastischen Gesetzen.

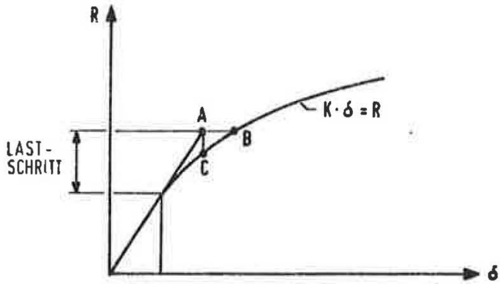


Abbildung 1.5: Methode der tangentialen Steifigkeit

Bei jedem Schritt wird die Materialmatrix **[D]** und somit auch die gesamte Steifigkeitsmatrix **[K]** mit den bekannten Werten für die Spannungen und Dehnungen am Anfang des Lastschrittes ausgewertet. Bei dieser Vorgehensweise kommt man zu dem Punkt A in Abb. 1.5. Deswegen spricht man von einer Anpassung der Stoffparameter der Materialmatrix **[D]** an die Spannungs-Dehnungsbeziehung.

Diese Form, sich an die Lösung zu nähern, heißt *Methode der tangentialen Steifigkeit*. Es gibt dann die Möglichkeit, innerhalb eines Lastschrittes zu iterieren oder gleich auf den nächsten Schritt zu gehen.

Innerhalb eines Lastschrittes gibt es verschiedene Methoden, um an den zutreffenden Punkt B bzw. C in Abb. 1.5 zu kommen.

In Gleichung (1.6) werden entweder die Stoffparameter der Materialmatrix [**D**] oder die Spannungen bzw. die Dehnungen so lange korrigiert, bis die entsprechenden Verschiebungen $\{\delta\}^e$ aus Gleichung (1.7) auch eine Lösung des Gleichungssystems (1.11) sind.

Dementsprechend spricht man von:

- Methode der veränderlichen Steifigkeit,
- Methode der Anfangsspannungen oder
- Methode der Anfangsdehnungen.

Für elasto-plastische Probleme wird von der Methode der Anfangslasten Gebrauch gemacht (Anfangsdehnungen oder Anfangsspannungen), da mit dieser Methode die Berechnung wesentlich schneller ist.
Die Korrekturen an den Spannungen oder Dehnungen werden in Knotenkräfte umgewandelt und auf das System aufgebracht, somit wird lediglich der Lastvektor $\{R\}$ geändert und das Gleichungssystem neu gelöst, dagegen muß bei der Methode der tangentialen Steifigkeit die Gesamt-Steifigkeitsmatrix [**K**] vom System neu aufgebaut und dann gelöst werden.

Das F.E.-Programmpaket, das im Abschnitt 3.1 beschrieben wird, benutzt für die elastoplastische Berechnung eine gemischte Methode. Die Gesamtlast wird in mehreren Schritten aufgebracht. Für jeden Schritt wird die tangentiale Steifigkeit neu gebildet und anschließend nach der Methode der Anfangsspannungen iteriert.

Für das nichtlinear-elastische Stoffgesetz wird die Methode der tangentialen Steifigkeit benutzt. Dabei wird innerhalb eines Schrittes nicht iteriert und es muß deswegen für möglichst kleine Lastschritte gesorgt werden.

1.2.4 Hypoelastisches Stoffgesetz

In der von *NAYLOR (1975)* gegebenen Nomenklatur wird das Stoffgesetz folgendermaßen formuliert:

$$K = K_0 + \alpha_k \sigma'_{oct} \tag{1.12}$$

$$G = G_0 + \alpha_g(\sigma_1 + \sigma_3) - \beta_g(\sigma_1 - \sigma_3) \tag{1.13}$$

$$\sigma'_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \tag{1.14}$$

Auf den ersten Blick erkennt man 5 Parameter, die nicht leicht zu bestimmen sind, nämlich K_0, α_k, G_0, α_g, β_g .
Von den 5 Parametern bleiben aber nur noch 2, wenn man folgende Betrachtungen anstellt:

Für den Bruchzustand nach Mohr-Coulomb soll der Schubmodul verschwinden , wenn $G = 0$ in Gleichung (1.13) eingesetzt und für die Deviatorspannung gelöst[1] wird:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{G_0}{\beta_g} + \frac{\alpha_g}{\beta_g}(\sigma_1 + \sigma_3) \tag{1.15}$$

Die Fließfläche nach Mohr-Coulomb stellt im dreidimensionalen Raum der Spannungen eine Pyramide da. In der Darstellungsweise von Mohr wird der Einfluß der mittleren Hauptspannung nicht erfaßt, (vgl. Abb. 1.1) und das Bruchkriterium lautet:

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = 2c\cos\phi + (\sigma_1 + \sigma_3)\sin\phi \tag{1.16}$$

Durch Gleichsetzen der beiden Ausdrücke, Gleichungen (1.15) und (1.16), ergeben sich die nachstehenden Beziehungen:

$$G_0 = 2 \cdot c \cdot \beta_g \cdot \cos\phi$$

$$\beta_g = \frac{\alpha_g}{\sin\phi}$$

Für den Fall, daß $\phi = 0$, wird dann $\alpha_g = 0$.

Wenn keine Spannungen und Verzerrungen vorhanden sind, reduzieren sich

[1] wobei „f" für Bruchzustand steht

der Kompressionsmodul und der Schermodul zu ihren jeweiligen „linear- elastischen" Werten K_0 und G_0 (Anfangsmoduln bei Belastung), die miteinander durch die Querdehnzahl μ_0 , durch Gleichung (1.5), verbunden sind:

$$K_0 = \frac{2(1+\mu_0)}{3(1-2\mu_0)} G_0 \tag{1.17}$$

Wie man sieht, hängt somit das ganze Modell von zwei Stoffparametern, nämlich α_g und α_k sowie von den Bodenkennwerten c und ϕ und von der elastischen Konstante μ_0 ab.

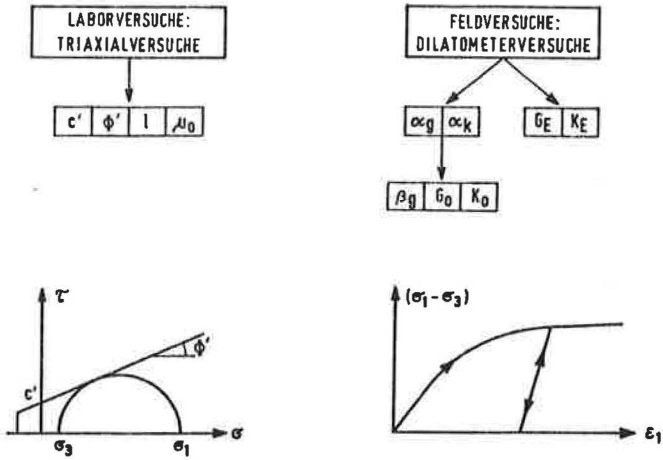
Um diese beiden Parameter möglichst naturgetreu zu ermitteln, hat man sich entschlossen, *in-situ* Versuche zu machen. Der dafür am besten geeignete Feldversuch ist der Aufweitungsversuch, im folgenden auch *Dilatometerversuch* genannt.

Für Entlastung und Wiederbelastung wird der Kompressionsmodul und der Schermodul als konstant angenommen. Wie diese Konstanten zu bestimmen sind, hängt von dem gewählten Feldversuch ab, der im Abschnitt 2.3.2 erläutert wird.

2 Gewinnung von Stoffparametern

2.1 Einführung

Abbildung 2.1 stellt einen Überblick auf die gesamte Stoffparametergewinnung dar.



$\tau = c' + \sigma \tan \phi'$

$$G = G_0 + \alpha_g(\sigma_1 + \sigma_3) - \beta_g(\sigma_1 - \sigma_3)$$
$$K = K_0 + \alpha_k \sigma'_{oct}$$
$$\sigma'_{oct} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}$$

$$\beta_g = \frac{\alpha_g}{\sin \phi'}$$
$$G_0 = 2 \cdot c' \cdot \beta_g \cdot \cos \phi'$$
$$K_0 = \frac{2(1+\mu_0)}{3(1-2\mu_0)} G_0$$

Abbildung 2.1: Stoffparametergewinnung

2.1.1 Feldversuche mit Dilatometersonde

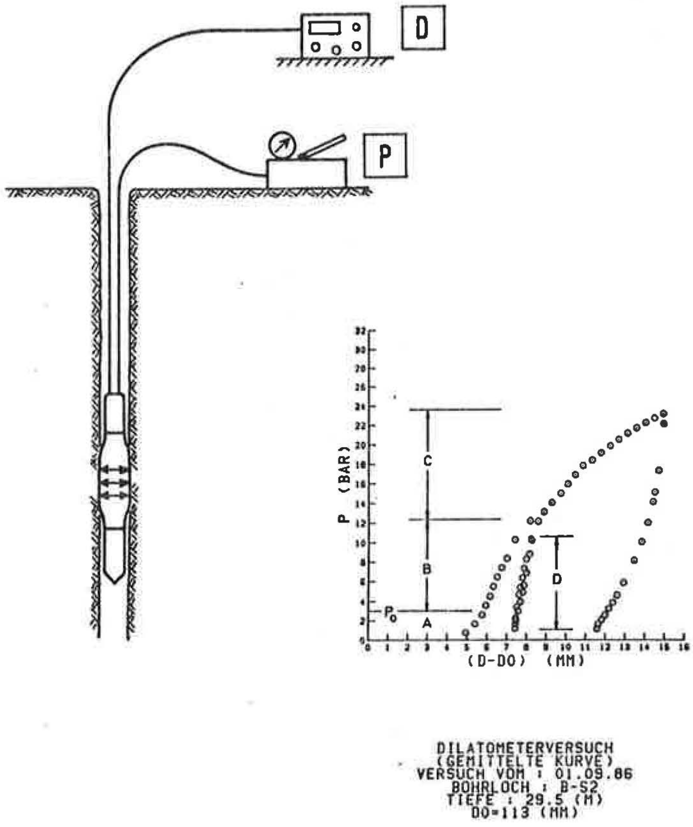


Abbildung 2.2: Dilatometerversuch

Der Feldversuch wird mit einer Sonde, dem *Dilatometer*, durchgeführt. Das Dilatometer ist eine Sonde, die aus einer verhältnismäßig langen Gummimanschette besteht und je nach Fabrikat verschiedene Durchmesser haben kann.

Die Sonde wird in ein Bohrloch eingeführt und bei der gewünschten Tiefe gegen die Bohrlochwand in Druckstufen gepreßt. Die dadurch hervorgerufenen Verformungen werden mit Wegaufnehmern in drei verschiedenen Richtungen direkt gemessen. In Abb. 2.2 ist der Dilatometerversuch und seine typische Auswertungskurve dargestellt. Näheres über die Anordnung, Durchführung und Auswertung des Versuches findet man in *ROCHA / SILVEIRA / GROSSMANN / OLIVEIRA (1966), WROTH / WINDLE (1975), THUT (1977), HUGHES / WROTH / WINDLE (1977), BAGUELIN / JÉZÉQUEL / SCHIELDS (1978), PRESSIOMETER LOUIS MENARD (1979), BAUMANN, H.J (1981), PAHL (1984), WITHERS / SCHAAP / DALTON (1986).*

Bei den Versuchen können als typischer Verlauf des Spannungs-Dehnungs-Diagrammes folgende Bereiche beobachtet werden:

- A: Anfangs ist ein auf die Störung durch das Bohren und auf die Entlastung des Bodens zurückzuführender, ansteigender Deformationsmodul festzustellen.
- B: Anschließend folgt bei Überschreiten des Erdruhedrucks P_0 ein linearer Bereich.
- C: Nach einer Grenzspannung ist der Verlauf nicht mehr linear; es schließt sich ein Bereich mit abfallendem Verformungsmodul an. Dies ist ein Zeichen für eine allmähliche Plastifizierung des Bodens.
- D: Vor Erreichen der Grenzspannung wird üblicherweise entlastet und wieder belastet.

Bei diesem Aufweitungsversuch kann man mit dem vorhandenen Verhältnis Länge der Gummimanschette zu Bohrlochdurchmesser und hinreichender Tiefe ohne großen Fehler die Annahme machen, daß der Versuch in einem ebenen Dehnungszustand stattfindet.

Die Autoren *TIMOSHENKO / GOODIER (1951), WROTH / WINDLE (1975)* und *BAGUELIN / JÉZÉQUEL / SCHIELDS (1978)* haben sich mit der Differentialgleichung, die das Spannungsfeld für die Aufweitung eines unendlich langen Zylinders im Halbraum beschreibt, befaßt.

Für die spätere Benutzung dieses Versuches in der Gewinnung von Stoffparametern wird bei der Auswertung die Abszisse als relative Ausdehnung der Sonde gewählt:

$$\epsilon = \frac{D - D_0}{D_0}$$

ϵ : entspricht der im Abschnitt 2.2.1 ausführlich definierten Kreisdehnung.

2.1.2 Nötige Laborversuche

Für eine vollständige Beschreibung des Verhaltens des Bodens braucht man außer der Druck-Verformungskurve eine Aussage über das Volumenverhalten.
Die Scherparameter werden üblicherweise aus dreiaxialen Versuchen gewonnen. In diesem Fall zeigt sich ein Versuch mit Volumenmessung als geeignet, also ein konsolidierter, dränierter Versuch, der als *D-Versuch (DIN 18137, Teil 2 (1983))* bezeichnet wird. Aus diesem Versuch kann man folgende Parameter bekommen:

- Scherparameter
  - c : Kohäsion des Bodens
  - ϕ : Reibungswinkel
- l : Dilatanzmaß
- μ_0 : elastische Querdehnungszahl

Es wurden aus zwei verschieden Gegenden Tone untersucht. Der eine Ton kommt aus Landsberg am Lech und der andere aus München.
Die Proben wurden ungestört und mit einer Höhe von $h \approx 10\ cm$ eingebaut. Die Versuche wurden mit gedrungenen Probeformen mit einem Verhältnis $h/d = 1$ durchgeführt.

Um einen homogenen Spannungs-Verformungs-Zustand zu erreichen, wurde außerdem die Endflächenreibung soweit wie möglich ausgeschaltet.
Über praktische Maßnahmen und den Vergleich zwischen der üblichen Probengeometrie und gedrungenen Probeformen hat *SCHWARZ (1986)* in seiner Arbeit berichtet.

Scherparameter

Bei einem konsolidierten und dränierten Versuch handelt es sich um sogenannte *effektive* Spannungen. Das bedeutet, daß die tatsächliche Interaktion zwischen den Körnern des Bodens, ohne Beeinflußung des Porenwassers, erfaßt wurde. Die aus einem solchen Versuch stammenden Scherparameter heißen somit *effektive* Scherparameter und werden mit einem Strich behaftet.

Für die Gewinnung der Scherparameter hat man einen *Drei-Stufen-Versuch* für die verschiedenen Böden durchgeführt. Abb. 2.3 stellt einen solchen

Versuch dar. Aus der üblichen Darstellungsweise von Abb. 2.4 kann man dann die gesuchten Parameter ausrechnen. Bei einer solchen Darstellungsweise wird jeder Versuch durch eine Reihe von Punkten dargestellt. Der höchste Punkt entspricht dem Zustand kurz vor oder beim Erreichen des Bruches. Über diese höchsten Punkte der drei Versuche wird dann eine Gerade angepaßt, die die Bruchgerade vertritt. Aus der gegenüberstellung von dieser Gerade mit der die in Abb. 1.1 dargestellt ist, und unter Berücksichtigung daß es sich von anderen Achsen handelt, kommt man zu folgende Beziehungen:

$$
\begin{aligned}
\sin\phi' &= \tan\alpha' \\
c' &= b'/\cos\phi'
\end{aligned}
$$

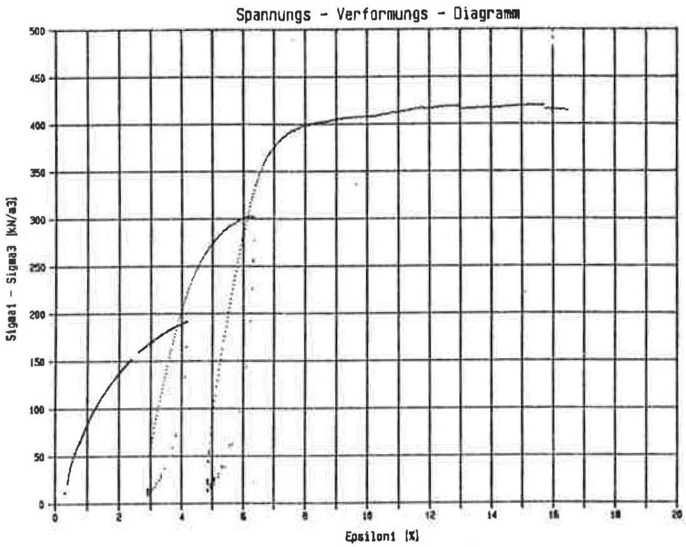


Abbildung 2.3: Drei-Stufen-Versuch

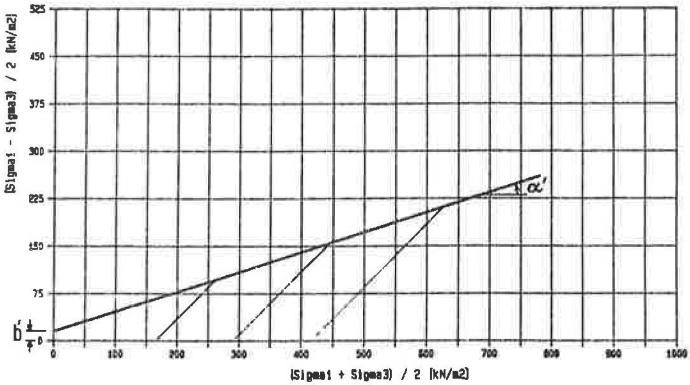


Abbildung 2.4: Scherparameter

Dilatanzmaß

Der Parameter l ist ein Maß für die Dilatanz des Bodens. Das Dilatanzverhalten wird im allgemeinen bei dichteren Böden beobachtet und hängt vom Überverdichtungsgrad ab *(OCR : overconsolidation ratio*, vgl. *LAMBE/ WITHMAN (1969), ROWE (1972), von SOOS (1980)* und *CRAIG (1983))*.

Im Münchner Raum handelt es sich um überverdichtete Tone, die Dilatanzverhalten, wie es in den Abbildungen 2.8 und 2.9 zu sehen ist, zeigen. Wie bei vorkonsolidierten Tonen üblich, zeigt sich am Anfang eine Volumenverminderung und dann erst eine Volumenvergrößerung an.

Das Volumen der Probe nimmt vor und während des Bruches zu, was beim Dilatometerversuch maßgebend ist. Im Triaxialversuch kann man aus dem Teil der Kurve, in dem diese Volumenvermehrung stattfindet, dann das Dilatanzmaß als einen Proportionalitätsfaktor zwischen Volumenänderung und Verzerrung ausrechnen.

BENT HANSEN (1958) hat als erster den *Dilatationswinkel* ν definiert, der als Parameter für die Dilatanz des Bodens gegeben wird, vgl. auch

LUNDGREN / HANSEN B.J. (1960).

Die folgende Vorzeichenvereinbarung ist konsistent mit derjenigen, die im Abschnitt 2.2 gemacht wird, wo sie auch näher erläutert wird.

ϵ	+	bei Ausdehnung
$\frac{\Delta V}{V}$	+	bei Volumenzunahme
ν , l	+	bei Volumenzunahme

In der üblichen Schreibweise der Elastizitätstheorie für einen Hauptspannungs- bzw. -dehnungszustand werden die Indizes 1, 2, 3 jeweils für die größte, mittlere und kleinste Hauptdehnung benutzt.

Für den ebenen Dehnungszustand $(\epsilon_2 = 0)$ und unter der Voraussetzung, daß es sich um einen homogenen und isotropen Boden handelt, wird aus dem Mohr'schen Kreis für Formänderungen im Bruchzustand der Dilatanzwinkel folgendermaßen definiert:

$$\sin\nu = -\frac{\epsilon_1 + \epsilon_3}{\epsilon_1 - \epsilon_3} \qquad (2.1)$$

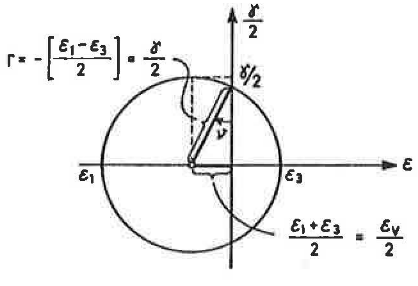


Abbildung 2.5: Definition des Dilatanzwinkels

Gleichung (2.1) kann, anhand der Zusammenhänge, die sich aus Abb. 2.5 ergeben, auch folgendermaßen geschrieben werden:

$$\epsilon_v = \sin\nu \cdot \gamma \qquad (2.2)$$

Beim Dilatometerversuch handelt es sich auch um einen ebenen Dehnungszustand, also $\epsilon_v = \epsilon_1 + \epsilon_3$, dabei braucht man – wie im Abschnitt 2.2

erklärt wird - eine Proportionalität zwischen Volumenänderung und kleinster Hauptdehnung, also :

$$\epsilon_v = \frac{\Delta V}{V} = l \cdot \epsilon_3$$

Der Proportionalitätsfaktor l kann dann folgendermaßen geschrieben werden:

$$l = 1 + \frac{\epsilon_1}{\epsilon_3} \tag{2.3}$$

Gleichung (2.1) und (2.3) miteinander kombiniert ergeben dann einen Zusammenhang zwischen dem Stoffparameter l und dem üblichen Dilatanzwinkel ν :

$$l = \frac{2 \sin \nu}{1 + \sin \nu} \tag{2.4}$$

Bei einem inkompressiblen Boden ($\mu = 0$) hat man keine Volumenänderung, was durch $l = \nu = 0$ gekennzeichnet wird.

Da der übliche Laborversuch der Triaxialversuch ist, will man diese Stoffparameter aus diesen Versuchen gewinnen. Die erste Schwierigkeit besteht darin, diese zwei verschiedenen Spannungszustände zu verknüpfen, also aus einem dreiaxialen Spannungszustand eine Aussage über die Volumänderung in einem ebenen Dehnungszustand zu bekommen.

Andere Autoren wie *BYRNE / ELDRIDGE (1982)* (vgl. auch *PYKE (1986)*), haben eine andere Verknüpfung vorgeschlagen, die zwar für deren Anwendung brauchbare Ergebnisse geliefert hat, aber die konzeptuell nicht richtig ist.

Über die Porenwasserdruckbeiwerte A und B (vgl. *SKEMPTON (1954), LAMBE / WHITMAN (1969)* und *von SOOS (1980)*) war es nicht möglich, solch eine Verbindung zu bekommen.

Hier dagegen wird von Ergebnissen aus *echten Triaxialversuchen*, die in Karlsruhe gemacht worden sind, vgl. *GOLDSCHEIDER (1984)*, Gebrauch gemacht. Aus diesen Versuchen konnten zwei verschiedene Umwandlungsfaktoren ermittelt werden:

- $f_E = t/s$
  Faktor, um den Proportionalitätsparameter l , der aus einem dreiaxialen Spannungszustand stammt, in einem ebenen Dehnungszustand

anwenden zu können (beide Diagramme, vgl. Abb. 2.6, in der von *GOLDSCHEIDER (1982)* definierten tensoriellen Darstellungsweise);

- $f_D = l/t$
  Faktor für die Umwandlung von dem Proportionalitätsparameter l in der Tensordarstellung in die übliche Darstellung für den Dilatometerversuch (beide Arten von Diagrammen, vgl. Abb. 2.7, stellen den ebenen Dehnungszustand dar).

Um eine eindeutige graphische Darstellung eines *echten Triaxialversuchs* machen zu können, werden die Verformungen mit Hilfe von Invarianten ausgedrückt, dazu vgl. *GOLDSCHEIDER (1984)*. In der Tensor- Schreibweise (vgl. *HAY (1953)*) werden folgende Invarianten und Tensoren definiert:

ϵ_i :	Hauptdehnung in Richtung i
$\bar{\epsilon}_i = \ln(\epsilon_i)$:	logarithmische Dehnung
$\bar{\epsilon}_v = \bar{\epsilon}_1 + \bar{\epsilon}_2 + \bar{\epsilon}_3$:	volumeterische Dehnung
$\bar{\epsilon}_v = \ln \frac{\Delta V}{V}$:	Volumenänderung
$e_i = \bar{\epsilon}_i - \bar{\epsilon}_v/3$:	Deviator der logarithmischen Dehnung
Δe_j :	Inkrement von e_j (von Versuchspunkt zu Versuchspunkt)
$\mathrm{LE} = \sum \sqrt{\Delta e_1^2 + \Delta e_2^2 + \Delta e_3^2}$:	Maß für die Verzerrung der Probe (Länge des Pfades der Deviatordehnung)

Beim üblichen Triaxialversuch dagegen werden folgende Variablen benutzt:

ϵ_i :	Hauptdehnung in Richtung i
$\frac{\Delta V}{V} = \epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3$:	Volumenänderung

In der üblichen Bodenmechanik wird als Maß für die Verzerrung der Probe der Winkel γ genommen, wobei $\gamma = \epsilon_3 - \epsilon_1$ ist. Hier dagegen wird von dem oben definierten Maß „LE“ Gebrauch gemacht.

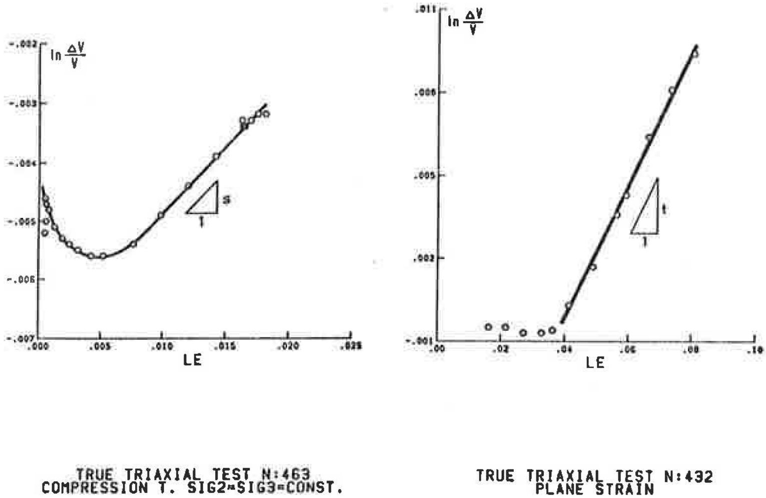


Abbildung 2.6: Umwandlungsfaktor $f_E = t/s$

Aus der Gegenüberstellung der Steigungen der angepaßten Geraden in Abb. 2.6 bekommt man den Umwandlungsfaktor f_E:

$$f_E = 1.15$$

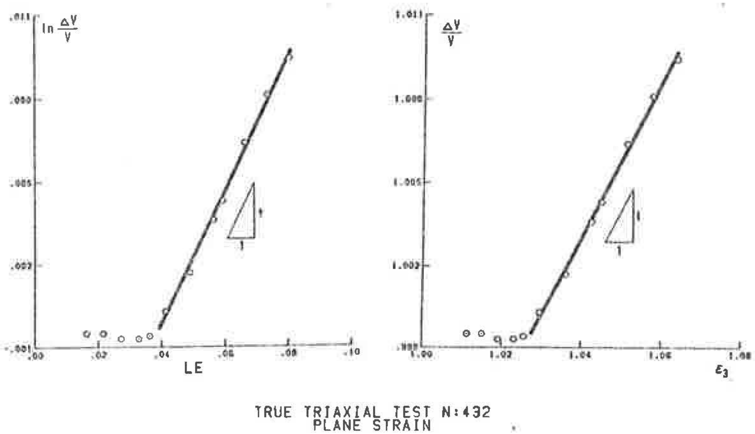


Abbildung 2.7: Umwandlungsfaktor $f_D = l/t$

Wenn dasselbe für die Geraden in Abb. 2.7 gemacht wird, bekommt man den Umwandlungsfaktor f_D :

$$f_D = 1.15$$

Um also aus einem Triaxialversuch die entsprechenden Werte für den ebenen Dehnungszustand zu bekommen, müssen die Umwandlungsfaktoren multipliziert werden, d.h. $f = f_E \cdot f_D$, was in dem gegebenen Fall den Wert

$$f = 1.32$$

ergibt.

Im Fall der beiden untersuchten Böden ergaben sich die Kurven, die in Abb. 2.8 und in Abb. 2.9 zu sehen sind. Die angepaßten Geraden ergaben für den Landsberger Ton den Wert $s = 0.361$ und für den Münchner

Ton den Wert $s = 0.202$ für die Steigung , was unter Berücksichtigung der ermittelten Umwandlungsfaktoren den endgültigen Wert für den Proportionalitätsparameter $l = f \cdot s$ ergibt:

- Landsberger Ton $l = 0.48$
- Münchner Ton $l = 0.27$

Mögliche Werte für den Parameter l müssen unter dem Einheitswert, wie aus den Gleichungen (2.3) und (2.4) ($\nu = 90^0$) zu sehen ist, liegen.

Ein Wert von $l = 0$ bedeutet, daß keine Volumenänderungen auftreten, da $\epsilon_3 = -\epsilon_1$ einen inkompressiblen Boden charakterisiert ($\nu = 0^0$).

Aus den Versuchsergebnisse geht hervor, daß beim Münchner Ton ein nicht so ausgeprägtes Dilatanzverhalten im Vergleich zum Landsberger Ton zu beobachten ist.

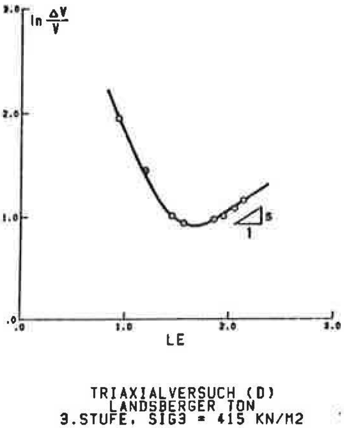


Abbildung 2.8: Landsberg am Lech

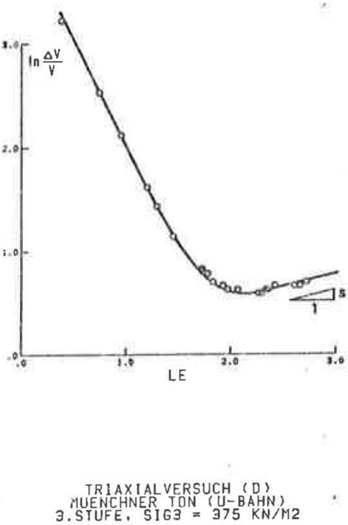


Abbildung 2.9: U-Bahn München

Mit Hilfe der Gleichung (2.4) könnten dann aus diesen aus Versuchen ermittelten Werten die entsprechenden Dilatanzwinkel rückgerechnet werden. Dabei kann man feststellen, daß dieser Wert für den Dilatanzwinkel dem Scherwinkel ähnlich ist, und deswegen kann ohne großen Fehler, für den Fall, daß keine Versuche vorhanden sind, folgende Annäherung gemacht werden:

- $\nu \approx \phi$ und daraus folgt $l \approx \frac{2\sin\phi}{1+\sin\phi}$
- keine Volumenänderung $l = 0$

Querdehnungszahl

Die Querdehnungszahl wird nur für den elastischen Zustand ermittelt. Beim nichtlinear-elastischen Stoffgesetz ist die Querdehnungszahl eine Variable, die von den Werten von K und G abhängt.

Für die Ermittlung dieser Größe werden die schon erwähnten Triaxialversuche nach der vorgeschlagenen Methode von *MAINI (1989)* ausgewertet, der mit Hilfe der Formänderungsarbeit den Elastizitätsmodul und die Querdehnzahl berechnet. Bei der dritten Stufe, die der Spannung in der Tiefe des Dilatometerversuches in Abb. 2.3 entspricht, wird ein elasto-plastisches Verhalten für den Boden angenommen. Beim elastischen Teil der Kurve wird der Punkt bestimmt, an dem die Hälfte des Weges der Verformung liegt. Dieser Punkt wird als $\epsilon_{50\%}$ bezeichnet.

Die Abbildungen 2.10 und 2.11 zeigen die Auswertung der Querdehnungszahl mit Hilfe der Formänderungsarbeit bei den untersuchten Böden. Um die elastische Querdehnungszahl zu bekommen, wird für den ersten Teil der Kurve eine Gerade angepaßt und der Wert für die Querdehnungszahl wird bei $\epsilon_{50\%}$ abgelesen.

- Landsberger Ton $\mu_0 = 0.39$
- Münchner Ton $\mu_0 = 0.25$

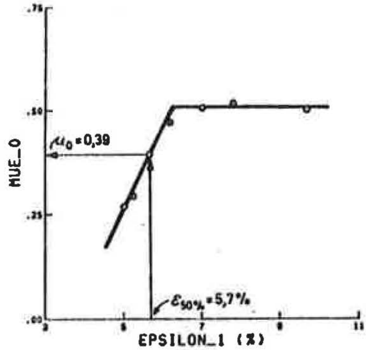


Abbildung 2.10: Landsberger Ton

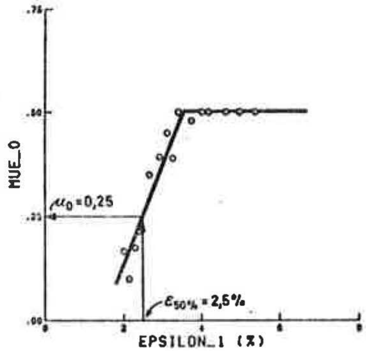


Abbildung 2.11: Münchner Ton

2.2 Differentialgleichung

2.2.1 Aufstellung der Differentialgleichung

Beim Dilatometerversuch handelt es sich im Prinzip um die Aufweitung eines unendlichen Zylinders im Halbraum. Unter der Annahme, daß Randeinflüsse vernachlässigbar klein sind und daß die Sonde eine ausreichende Länge im Vergleich zu ihrem Durchmesser hat, kann man davon ausgehen, daß ideale Verhältnisse gegeben sind.

Um die allgemeine Differentialgleichung für die Aufweitung eines unendlichen Zylinders in einem beliebigen Boden zu bekommen, braucht man im Prinzip eine Gleichung, die aus dem **Gleichgewicht der Spannungen** kommt. Außerdem muß eine Annahme über die **Spannungs - Dehnungsbeziehung**, die den Boden beherrschen, getroffen werden. Zusammen mit dieser Beziehung muß das entsprechende Stoffgesetz gewählt werden. In Anlehnung an die Spannungs - Dehnungsbeziehung wurde das K-G **Modell** gewählt.

Gleichgewicht der Spannungen

Für die kommenden Untersuchungen wird der Boden als gewichtslos, isotrop, und homogen vorausgesetzt. Abb. 2.12 zeigt die durch die Aufweitungssonde hervorgerufene Spannungen im Boden.

Da alle Bewegungen in einer Ebene stattfinden, genügt es, senkrecht zur z-Achse eine Scheibe zu betrachten, in der der Boden in einem ebenen Dehnungszustand verformt wird. Außerdem handelt es sich hier um einen radial symmetrischen Spannungszustand. Für die Entwicklung der Gleichungen, die den Aufweitungsversuch beschreiben, hat sich die unten stehende Vorzeichenvereinbarung als geeignet erwiesen vgl. *BAGUELIN / JÉZÉQUEL / SCHIELDS (1978), WROTH / WINDLE (1975)* :

σ	+	bei Druck (Spannungen sind positiv wenn sie Druck erzeugen)
ϵ	+	bei Ausdehnung (Dehnungen bzw. Stauchungen sind positiv wenn sie eine Strecke verlängern)
$\frac{\Delta V}{V}$	+	bei Volumenzunahme

Für die Spannungen ist diese die übliche Vorzeichenvereinbarung, die in der Bodenmechanik benutzt wird. Für die Dehnungen dagegen ist die gemes-

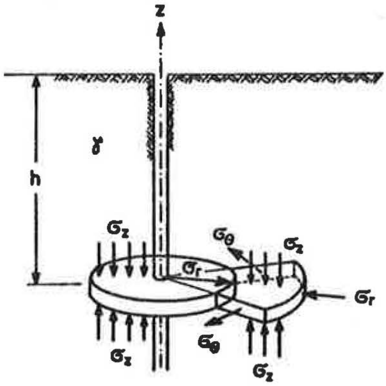


Abbildung 2.12: Aufweitungsversuch; *Spannungen im Boden*

sene Verformung während des Versuches eine Ausdehnung, die man direkt in den Gleichungen mitwirken lassen will[2].

In Abb. 2.13 ist die Ebene, in der der Versuch stattfindet, dargestellt. Infolge eines Druckunterschiedes p entstehen Veformungen am Lochrand und in einem Bodenelement, das sich in einen Abstand r vom Ursprung befindet.

Die radialen und tangentialen Richtungen sind Richtungen der Hauptspannungen - und - dehnungen. Die Gleichungen für Kreisdehnung und Radialdehnung, die durch das Verformungsfeld $u = u(r)$ bestimmt ist, kann man folgendermaßen schreiben:

$$\begin{aligned}\epsilon_\theta &= \frac{(r+u)d\theta - rd\theta}{rd\theta} = \frac{u}{r} \\ \epsilon_r &= \frac{du}{dr}\end{aligned}$$

Es erweist sich als von großem Vorteil, die Gleichungen auf den Lochrand zu beschränken, da hier die Meßwerte direkt aus dem Versuch zu bekommen sind.

[2] Diese Vorzeichenvereinbarung für die Dehnungen wird im ganzen Kapitel *Gewinnung von Stoffparametern* in dieser Arbeit benutzt.

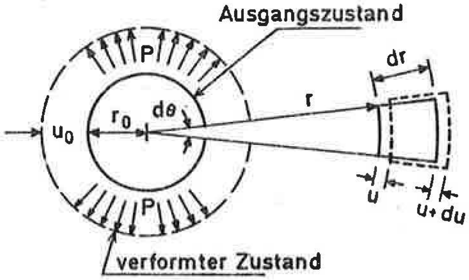


Abbildung 2.13: Geometrie der Verformungen beim Aufweitungsversuch

Am Lochrand hat man:

$\sigma_r = p$	gemessener Druck, den die Sonde auf dem Boden aufbrigt
$\epsilon_\theta = \frac{u_0}{r_0} = \epsilon$	gemessene Verformung infolge eines Druckunterschiedes p auf dem Boden

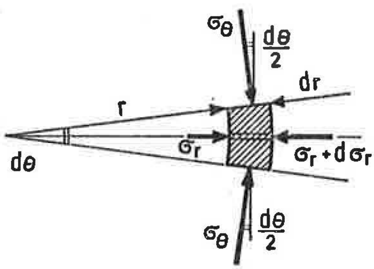


Abbildung 2.14: Spannungen am verformten Element

Betrachtet man ein Bodenelement im Bereich des Versuches näher (vgl. Abb. 2.14), so kann man wegen der Symmetrie des Problems nur eine Gleichgewichtsgleichung schreiben, und zwar in der radialen Richtung:

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \qquad (2.5)$$

Diese Differentialgleichung ist im ganzen Spannungsfeld, beschrieben durch r, gültig.

Um das Problem (erfolgreich) lösen zu können, braucht man im allgemeinen dazu noch:

- eine rheologische Gleichung, die das Verhalten des Bodens beschreibt;
- eine Beziehung, die eine Aussage über die Volumenveränderung innerhalb dieses Bodenelementes gibt.

Was die rheologische Gleichung betrifft, wird im nächsten Punkt „Spannungs - Dehnungsbeziehung" behandelt. Für die Volumenaussage wird eine Proportionalität zwischen Volumenänderung und Kreisdehnung, ϵ, angenommen:

$$\frac{\Delta V}{V} = l \cdot \epsilon$$

Dieser Proportionalitätsparameter l ist aus Laborversuchen zu gewinnen. Am besten eignet sich dafür ein Triaxialversuch mit Volumenmessung, also der konsolidierte, dränierte Versuch (D-Versuch), der in Abschnitt 2.1.2 schon beschrieben wurde.

Eine Gleichung, die das Volumenverhalten eines um die Sonde herumliegenden Bodenringes beschreibt, wird in differenzierter Form geschrieben. Diese differenzierte Gleichung auf dem Lochrand beschränkt und zusammen mit der Gleichgewichtsgleichung in radialer Richtung (2.5) ergeben die folgende Differentialgleichung:

$$\tau = \frac{\epsilon \cdot (1+\epsilon)(2+\epsilon-l)}{2(1+l\cdot\epsilon)} \frac{dp}{d\epsilon} \tag{2.6}$$

wobei τ die Deviatorspannung ist;

$$\tau = \frac{1}{2}(\sigma_r - \sigma_\theta) \tag{2.7}$$

Gleichungen (2.6) und (2.7) zusammen ergeben

$$\frac{1}{2}(\sigma_r - \sigma_\theta) = \frac{\epsilon \cdot (1+\epsilon)(2+\epsilon-l)}{2(1+l\cdot\epsilon)} \frac{dp}{d\epsilon} \tag{2.8}$$

BAGUELIN / JÉZÉQUEL / SCHIELDS (1978) beschreiben ausführlich, wie diese im Feld allgemein gültige Gleichung auf dem Lochrand zu gewinnen ist. *WROTH / WINDLE (1975)* entwickeln die differenzierte Gleichung dagegen anhand einiger Betrachtungen, die nur am Lochrand gültig sind.

Spannungs – Dehnungsbeziehung

Hier wird die erwähnte rheologische Gleichung gewonnen. Für einen linear-elastischen Boden braucht man nur zwei Parameter, um dessen Verhalten zu beschreiben, nämlich:

E Elastizitätsmodul (Young-Modul)
μ Querdehnzahl $(0 \leq \mu \leq 0.5)$

Mit Hilfe der Elastizitätstheorie *(TIMOSHENKO / GOODIER (1951))* kann man das Hooke'sche Gesetz für den ebenen Dehnungszustand, das auch einen Hauptdehnungszustand ist, anwenden. Vergleiche dafür Gleichungen (1.8) und (1.9) mit

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \sigma_1 = \sigma_r \\ \sigma_y &= \sigma_3 = \sigma_\theta \\ \epsilon_y &= \epsilon_3 = \epsilon_\theta \end{aligned}$$

$$-\epsilon_\theta = \frac{1-\mu^2}{E}\sigma_\theta - \frac{\mu(1+\mu)}{E}\sigma_r \tag{2.9}$$

Für die kommende Behandlung wird Gleichung (2.9) in Abhängigkeit vom Schubmodul G und dem Kompressionsmodul K statt E und μ geschrieben. Aus den elastischen Beziehungen 1.3, 1.4 :

$$\begin{aligned} E &= \frac{9GK}{3K+G} \\ \mu &= \frac{3K-2G}{6K+2G} \end{aligned}$$

ergibt sich, in der Gleichung (2.9) eingesetzt, die gesuchte Beziehung

$$-\epsilon_\theta \cdot 2G(6K+2G) = (3K+4G)\cdot\sigma_\theta - (3K-2G)\cdot\sigma_r \tag{2.10}$$

Das K-G Modell

Das im Abschnitt 1.2 beschriebene K-G Modell wird jetzt hier eingesetzt. In der von *NAYLOR (1975)* gegebenen und von *SCHAD (1979)* übernommenen Nomenklatur wird das Stoffgesetz folgendermaßen formuliert:

$$
\begin{aligned}
K &= K_0 + \alpha_k \cdot \sigma'_{oct} \\
G &= G_0 + \alpha_g \cdot (\sigma_r + \sigma_\theta) - \beta_g \cdot (\sigma_r - \sigma_\theta) \\
\sigma'_{oct} &= \frac{\sigma_r + \sigma_z + \sigma_\theta}{3}
\end{aligned}
$$

Außerdem kennt man auch die Beziehungen:

$$
\begin{aligned}
G_0 &= 2 \cdot c \cdot \beta_g \cdot \cos\phi \\
\beta_g &= \tfrac{\alpha_g}{\sin\phi} \qquad ; \text{falls} \quad \phi = 0; \quad \alpha_g = 0
\end{aligned}
$$

2.2.2 Parameterdefinition und Beschreibung

Die Ausdrücke für K und G aus dem K-G Modell werden in die Gleichung (2.10) eingesetzt, und so ergibt sich die nachstehende Gleichung (2.11) mit den entsprechenden neu definierten Parametern;

$$\begin{aligned} -\epsilon_\theta(b_1 + \sigma_r b_2 + \sigma_\theta b_3 + \sigma_r\sigma_\theta b_4 + \sigma_r^2 b_5 + \sigma_\theta^2 b_6) = \\ \sigma_\theta c_1 - \sigma_r c_2 - \sigma_r^2 a_7 + \sigma_\theta^2 a_6 + \sigma_r\sigma_\theta a_5 \end{aligned} \tag{2.11}$$

Parameter-Definition:

$$\begin{aligned}
a_1 &= \alpha_g - \beta_g \\
a_2 &= \alpha_g + \beta_g \\
a_3 &= \alpha_k + a_1 \\
a_4 &= \alpha_k + a_2 \\
a_5 &= 4a_1 + 2a_2 \\
a_6 &= \alpha_k + 4a_2 \\
a_7 &= \alpha_k - 2a_1
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\sigma_z &= \gamma \cdot h && [kN/m^2] \\
c_1 &= 3K_0 + \alpha_k\sigma_z + 4G_0 && [kN/m^2] \\
c_2 &= 3K_0 + \alpha_k\sigma_z - 2G_0 && [kN/m^2] \\
c_3 &= 6K_0 + 2\alpha_k\sigma_z + 2G_0 && [kN/m^2] \\
c_4 &= 2G_0 && [kN/m^2]
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
b_1 &= c_3c_4 && [kN/m^2]^2 \\
b_2 &= 2(c_4a_3 + a_1c_3) && [kN/m^2] \\
b_3 &= 2(c_4a_4 + a_2c_3) && [kN/m^2] \\
b_4 &= 4(a_1a_4 + a_2a_3) \\
b_5 &= 4a_1a_3 \\
b_6 &= 4a_2a_4
\end{aligned}$$

Für die weitere Behandlung der Differentialgleichung bzw. ihrer Lösung werden für ein besseres Verständnis die üblichen Variablen x und y aus der Mathematik eingesetzt:

$$\begin{aligned}
x &= \epsilon \\
y &= p \\
y' &= \frac{dy}{dx} = \frac{dp}{d\epsilon}
\end{aligned}$$

Lösungsvorgang

Die Lösung der Differentialgleichung wird nach dem folgendem Schema gesucht:

1. Die Spannungs- Dehnungsbeziehung (2.11) wird zunächst für σ_θ gelöst.
2. Dann wird dieser Ausdruck für σ_θ in die Differentialgleichung (2.8) eingesetzt.

Auf diese Weise erhält man schließlich eine Differentialgleichung erster Ordnung und ersten Grades, die numerisch zu lösen ist.

Gleichung (2.11), neu angeordnet und mit dem erwähnten Variablentausch, ergibt somit

$$\begin{aligned} \sigma_\theta^2 \cdot (a_6 + xb_6) + \sigma_\theta \cdot (c_1 + ya_5 + xb_3 + xyb_4) + \\ + (xb_1 + xyb_2 + xy^2 b_5 - yc_2 - y^2 a_7) = 0 \end{aligned} \tag{2.12}$$

Andererseits ergibt sich die Differentialgleichung (2.8) :

$$y - \sigma_\theta = \frac{x(1+x)(2+x-l)}{(1+lx)} \cdot y'$$

oder anders geschrieben

$$y' = \frac{1+lx}{x(1+x)(2+x-l)} \cdot [y - \sigma_\theta]$$

Um die endgültige Differentialgleichung zu bekommen, muß nun der Ausdruck für σ_θ in diese Gleichung eingesetzt werden. Dabei wird von Hilfsvariablen, die Funktionen von x und y sind, Gebrauch gemacht:

$$\begin{aligned} aux1 &= \frac{1+lx}{x(1+x)(2+x-l)} \\ aux2 &= -(c_1 + ya_5 + xb_3 + xyb_4) \\ aux3 &= \sqrt{(aux2)^2 - 2aux4(xb_1 + xyb_2 + xy^2 b_5 - yc_2 - y^2 a_7)} \\ aux4 &= 2(a_6 + xb_6) \end{aligned}$$

Die Lösung der quadratischen Gleichung (2.12) für σ_θ lautet dann:

$$\sigma_\theta = \frac{aux2 \pm aux3}{aux4}$$

Somit heißt die zu lösende Gleichung[3] :

$$y' = aux1 \cdot [y - \frac{aux2 - aux3}{aux4}] \tag{2.13}$$

2.2.3 Numerische Lösung

Die Differentialgleichung (2.13) kann wegen ihrer komplizierten Form und Anzahl von Parametern nur numerisch gelöst werden, dazu vgl. *LEVY/ BAGGOTT (1950), MURPHY (1960), BRONSTEIN SEMENJAJEW (1970), HALL / WATT (1976)* und *BJÖRCK / DAHLQUIST (1979).*

Die numerische Lösung erfolgt nach dem Prinzip des Runge-Kutta Verfahrens, da dieses Problem zu einem Anfangswertproblem gehört.
Die numerische Integration geschieht mit Hilfe einer Subroutine vom *NAG FORTRAN (1987)* Programmpaket, das am Leibnitz-Rechenzentrum München zur Verfügung steht.

Wichtig für die Lösung sind die Eingabedaten, die alle bodenabhängigen Parameter beinhalten. Für einen gegebenen Boden sind die Parameter c, ϕ, l und μ_0 aus den jeweiligen Laborversuchen (vgl. Abschnitt 2.1.2) sowie die Tiefen der durchgeführten Dilatometerversuche bekannt. Für eine beliebige Parameterkombination von α_k, α_g können dann alle restlichen Parameter und Hilfsvariablen mit Hilfe der gegebenen Gleichungen ausgerechnet werden.

Jetzt muß die bestückte Differentialgleichung gelöst werden. Dafür wird zunächst der Anfangspunkt x_0, y_0 aus der Dilatometerversuchskurve ermittelt.

Der Ausgangszustand ist der Erdruhedruck. Es wird definiert, daß bei diesem Druck die relative Verformung der Dilatometersonde gleich null ist. Für die Bestimmung des Erdruhedrucks kann die allgemeine Formel benutzt werden:

$$\begin{aligned} p_0 &= K_0 \cdot (\gamma \cdot z - u) + u \\ u &= \gamma_w \cdot (z - h_w) \\ \gamma_w &= 10 \ [kN/m^3] \end{aligned}$$

[3]Aus der Betrachtung der Lösung für beide Fälle läßt sich feststellen, daß das angegebene Vorzeichen auf das Problem zutrifft.

Der Erdruhedruckbeiwert K_0 wird als Mittel zwischen dem Wert nach *Jaky*, $K_0 = 1 - \sin\phi$ und $K_0 = 0.8$ berechnet, ein empirischer Wert, der sich für den Münchner Untergrund als richtig erwiesen hat.

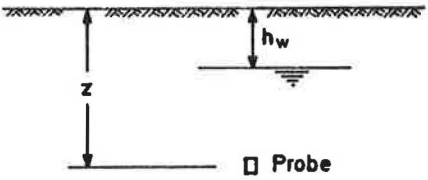


Abbildung 2.15: Erdruhedruck

In das übliche elasto-plastische Modell für den Boden wird das Ende der elastischen Phase, das zugleich der Beginn der plastischen ist, durch die *Fließspannung* p_F gekennzeichnet. Ihr Wert kann aus der Betrachtung des Mohr'schen Spannungskreises ermittelt werden (vgl. Abb. 2.16).

$$p_F = p_0 \cdot (1 + \sin\phi) + c \cdot \cos\phi$$

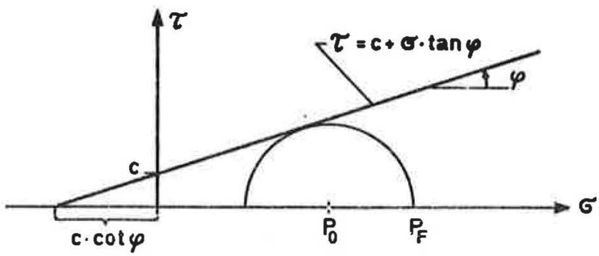


Abbildung 2.16: Fließspannung

Für diesen Wert für $y = p = p_F$ gibt es einen zugehörigen Wert für $x = \epsilon = \epsilon_F$, der aus der Versuchskurve Abb. 2.17, erhalten wird.

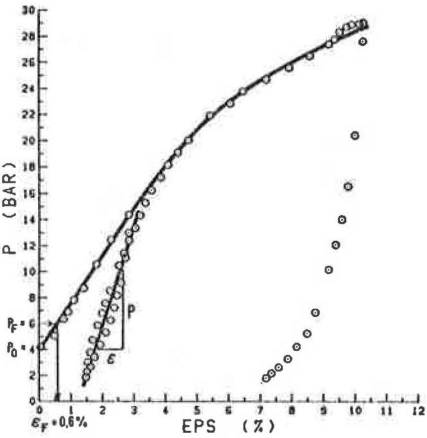


Abbildung 2.17: Auswertung des Dilatometerversuches

Somit kann die numerische Integration erfolgen, und die Lösung der Differentialgleichung ist somit eine Kurve im $\epsilon - p$ Diagramm, die über diesen so definierten Anfangspunkt läuft. In Abb. 2.18 kann man in durchgezogener Linie die Lösung der Differentialgleichung bei einer beliebigen Parameterkombination sehen.

2.3 Bestimmung der Parameter

2.3.1 Algorithmus für die Gewinnung der optimalen Parameterkombination

Im Abschnitt 2.2.3 wurde die Lösung für eine beliebige Parameterkombination (α_k, α_g) als Beispiel gezeigt. Nun bleibt noch die Bestimmung dieser Stoffparameter α_k und α_g. Im Beispiel von Abb. 2.18 wurde die theoretische Lösung den Versuchspunkten gegenübergestellt. In diesem Fall kann eine Abweichung zwischen Versuchspunkten und Lösungskurve ermittelt werden. Die Abweichung wird längs der Dehnungsachse d_i ausgerechnet, da die eigentliche unabhängige Variable der Druck und die abhängige die Dehnung ist, wobei in der üblichen Darstellungsweise für Dilatometerversuche die Achsen vertauscht sind. Die Summe dieser Abweichungen zum Quadrat gibt also ein Maß für die Güte der Anpassung der Parameter zu dem jeweiligen Boden. Je kleiner dieser Wert ist, um so besser die Anpassung.

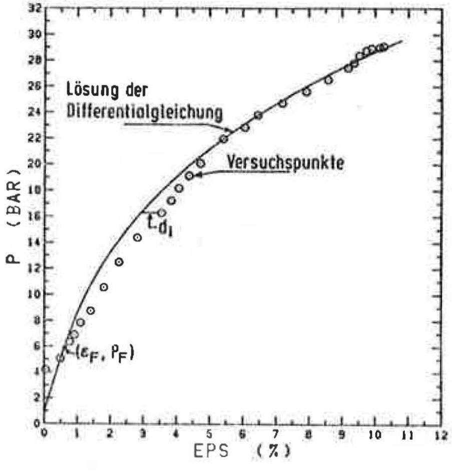


Abbildung 2.18: Lösung der Differentialgleichung

Beide Parameter sind so zu wählen, daß die Abweichung minimal wird. Da

$$\sum_{i=1}^{n} d_i^2 = F(\alpha_g, \alpha_k)$$

kann das Optimierungsproblem folgendermaßen formuliert werden: Es geht um die Minimierung der Funktion $F(\alpha_g, \alpha_k)$ unter der Bedingung

$$\begin{aligned} \alpha_g &> 0 \\ \alpha_k &> 0 \end{aligned}$$

Die Suche nach einen Minimum erfolgt durch einen Algorithmus nach dem Quasi-Newton-Iterationsverfahren mit Hilfe einer Subroutine vom *NAG FORTRAN (1987)* Programmpaket. Wenn alle möglichen Parameterkombinationen ausgewertet werden, bekommt man eine Fläche, wie sie in Abb. 2.19 zu sehen ist.

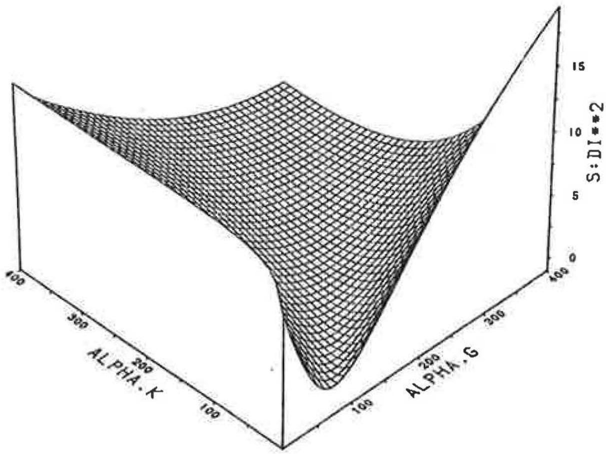


Abbildung 2.19: Parameterkombinationen

Wie man sieht, hat die Funktion im allgemeinen mehrere Minima, die sich entlang des Tales dieser Fläche befinden.

Um dies deutlicher darzustellen, wurde auch das Höhenlinien-Diagramm erstellt, vgl. Abb. 2.20.

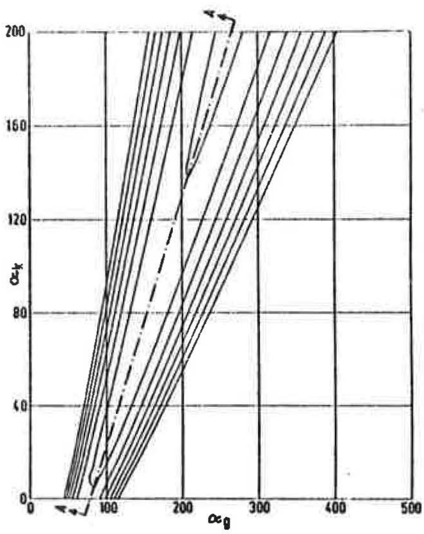


Abbildung 2.20: Höhenlinien-Diagramm

Hier sieht man eindeutig, daß ein bestimmter Zusammenhang zwischen den beiden Variablen existiert, und zwar dort, wo sich die Funktion in ihrem lokalen Minimum befindet[4]. Für jedes Lösungspaar (α_g^*, α_k^*) kennt man auch den Rest der Information, die das Stoffgesetz beschreibt, nämlich:

$$\begin{array}{ll} \alpha_g^* & G_0^* \\ \alpha_k^* & K_0^* \\ (\sum d_i^2)^* & \beta_g^* \end{array}$$

Wenn keine Spannungen und Dehnungen vorhanden sind, reduziert sich das Stoffgesetz zu seiner einfachsten Form, das sind die *linear - elastischen* Werte für den Kompressions- und Schermodul. Diese Moduln, die den Anfangsmoduln bei Belastung entsprechen, bestimmen gemeinsam den Elastizitätsmodul nach Gleichungen (1.3).
Im folgenden wird die Bezeichnung $E_{\ddot{a}q}^B$ dafür benutzt.

[4]Das lokale Minimum wird mit einem * gekennzeichnet

$$E^B_{äq} = \frac{9G_0^* K_0^*}{3K_0^* + G_0^*}$$

Für den ersten Teil der Versuchskurve kann man ohne großen Fehler eine Gerade anpassen (vgl. Abb. 2.17), von der ein mittlerer Elastizitätsmodul zu errechnen ist. Für einen rein linear-elastischen Boden kann die Differentialgleichung (2.5) analytisch mit Hilfe des Hooke'schen Gesetzes gelöst werden:

$$E = (1+\mu) \cdot \frac{\Delta p}{\Delta \epsilon} \tag{2.14}$$

Dieser Wert für E entspricht $(1+\mu)$ -mal der Steigung der oben erwähnten Geraden. Es erweist sich als sinnvoll, den Wert für $E_{äq}$ auf diese Steigung zu beschränken, also $E^B_{äq} \leq E$.

Abb. 2.21 stellt einen Schnitt entlang der tiefsten Punkte der Fläche dar, die zu optimieren ist. Im unteren Teil der Figur sind als Ordinate die Funktionswerte $F(\alpha_g^*, \alpha_k^*) = (\sum d_i^2)^*$, als Abszisse die Werte für den Parameter α_g eingetragen. Im oberen Teil der Figur sind als Ordinate die entsprechenden Werte für $E^B_{äq}$ eingetragen, die Abszisse bleibt die gleiche.

Die Vorgehensweise ist dann wie folgt:
Man gibt den Wert für E aus den Versuchen (Gleichung 2.14) im oberen Diagramm der Abb. 2.21 ein und bekommt den passenden Wert für den Parameter α_g , der sowohl ein Minimum der Abweichung, wie auch eine zulässige Größe der Anfangsmoduln garantiert.

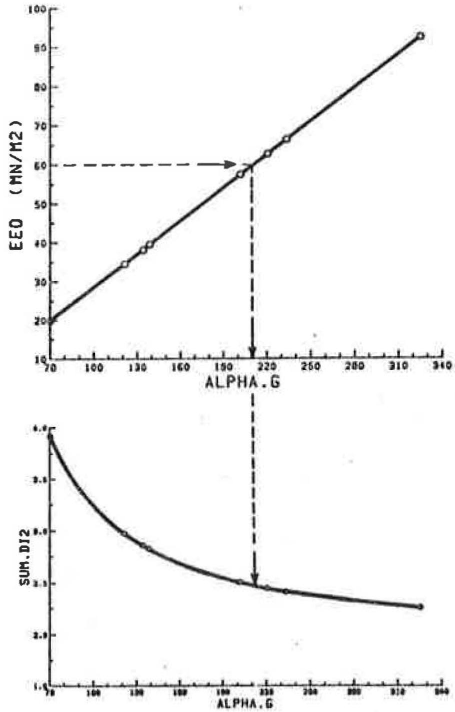


Abbildung 2.21: Schnitt A – A

Überblick für die Berechnung

DATENEINGABE

Steuerung der Berechnung	min α_g	max α_g	α_g^S
	min α_k	max α_k	α_k^S
	zul $\sum d_i^2$	NP	XEND

Bodenkenngrößen	c	ϕ	l	μ_0

Dilatometerkurve	σ_z	p_F	ϵ_F
	x_1	y_1	
	x_2	y_2	
	$\vdots$	$\vdots$	
	x_n	y_n	

BEDEUTUNG DER VARIABLEN

min α_g	kleinster zulässiger Wert für α_g
max α_g	größter zulässiger Wert für α_g
α_g^S	Startwert für α_g
min α_k	kleinster zulässiger Wert für α_k
max α_k	größter zulässiger Wert für α_k
α_k^S	Startwert für α_k
zul $\sum d_i^2$	zulässiger Maximalwert für die Summe der Abweichung zwischen den Versuchspunkten und der Lösungskurve
NP	Anzahl der Integrierungspunkte bei der Lösung der Differentialgleichung
XEND	Ende der Integrierungsstrecke bei der x- Achse
c	Kohäsion des Bodens (aus Triaxialversuch)
ϕ	Scherwinkel (aus Triaxialversuch)
l	Dilatanzmaß (aus Triaxialversuch)
μ_0	„elastische" Querdehnungszahl (aus Triaxialversuch)
σ_z	Vertikalspannung $(\gamma \cdot h)$ beim Dilatometerversuch
ϵ_F, p_F	Anfangspunkt für die Integration der Differentialgleichung (aus Dilatometerversuch)
x_i, y_i	Paarenwerte mit Punkten des Dilatometerversuches, ϵ_i, p_i

LÖSUNGS-ALGORITHMUS

1. Startpunkt:
   - α_g^S
   - α_k^S
2. Berechnung der Parameter:
   - $\beta_g = \frac{\alpha_g}{\sin\phi}$, falls $\phi = 0$; $\alpha_g = 0$
   - $G_0 = 2 \cdot c \cdot \beta_g \cdot \cos\phi$
   - $K_0 = \frac{2(1+\mu_0)}{3(1-2\mu_0)} G_0$
   - Differentialgleichungsparameter: a_i, b_j, c_k Abschnitt (2.2.2)
3. Lösung der Differentialgleichung nach Abschnitt (2.2.3)
4. Berechnung der Abweichung zwischen den Versuchspunkten der Dilatometerkurve und der Lösung der Differentialgleichung: $\sum d_i^2$

Ist $F(\alpha_g^*, \alpha_k^*)$ ein Minimun ?

- NEIN :
  Nach dem Quasi - Newton Verfahren wird vom Startpunkt ausgegangen und anhand des Gradienten und der Krümmung der Funktion $F(\alpha_g, \alpha_k)$ ein neuer Punkt, der sich der Lösung schrittweise annähert, ermittelt. Mit diesem neuen Wert für den Startpunkt setzt sich die Berechnung ab Punkt 2 wieder fort. Dieses Iterationsverfahren konvergiert zu einen lokalen Minimum.
- JA : ENDE DER BERECHNUNG

2.3.2 Entlastungs- und Wiederbelastungs-Parameter

Bei Entlastung und Wiederbelastung handelt es sich um ein linear-elastisches Verhalten des Bodens. Dieses kann auch an den Dilatometerversuchen festgestellt werden, da sich eine sehr gute Korrelation für diesen Teil der Kurve gezeigt hat, vgl. Abb. 2.17. Deswegen kann dann folgende Annahme getroffen werden:

$$\sigma_r = -\sigma_\theta$$

Die Spannungs - Dehnungsbeziehung, Gleichung (2.10), die im Abschnitt 2.2 entwickelt wurde, wird hier jetzt eingesetzt:

$$-\epsilon_\theta \cdot 2G(6K + 2G) = (3K + 4G) \cdot \sigma_\theta - (3K - 2G) \cdot \sigma_r$$

Am Lochrand gilt:

$$\begin{aligned} \sigma_r &= p \\ \epsilon_\theta &= \epsilon \end{aligned}$$

Wenn die Annahme und die Bedingung am Lochrand eingesetzt werden, bekommt man die unten stehende Beziehung[5]

$$\frac{p_E}{\epsilon_E} = 2 \cdot G_E \tag{2.15}$$

Aus der elastischen Beziehung, Gleichung (1.5), ist der Zusammenhang:

$$K_E = \frac{2}{3} \left(\frac{1 + \mu_E}{1 - 2\mu_E} \right) G_E \tag{2.16}$$

bekannt.

Für die Querdehnungszahl μ_E wird in diesem Fall der elastische Wert, der aus Laborversuchen zu gewinnen ist, benutzt. Dafür siehe Abschnitt 2.1.2, wo die Berechnung der Querdehnzahl mit Hilfe der Formänderungsarbeit erläutert wird $(\mu_E = \mu_0)$.

Die Entlastungswerte werden dann folgendermaßen ausgerechnet:

- Die Steigung des Entlastungsastes der Dilatometerkurve wird aus Abb. 2.17 direkt gemessen.
- Zusammen mit den Gleichungen (2.15) und (2.16) kann man die Parameter K_E und G_E bestimmen.

[5] mit dem Subindize „E" für Entlastung und Wiederbelastung

2.3.3 Auswertung der Versuche

Feldversuche wurden im Bereich der Münchner U-Bahn und des Englischen Gartens sowie auch in Landsberg am Lech durchgeführt. Zusammen mit den ermittelten Parametern aus Laborversuchen wurde die schon erläuterte Berechnung durchgeführt, um die Stoffparameter zu bekommen.

Zusammenstellung der Versuchsergebnisse

Umwandlungsfaktor zwischen den verschiedenen Einheiten :

$$1\ [bar] = 100\ [kPa] = 0.1\ [MN/m^2]$$

Bodentyp	Ort	Bodenart	Tiefe [m]	Grundwasser [m]
A	Landsberg am Lech	Ton/Schluff	26.5	23.8
B	U-Bahn-München	Schluff/Ton	20.5	11.0
C	Englischer Garten	Ton	14.0	1.65
D	Englischer Garten	Sand, schluffig	10.8	0.60
E	Englischer Garten	Ton, schluffig	23.9	1.00
F	Englischer Garten	Schluff, Mergel	18.3	1.70

Tabelle 2.1: Dilatometerversuche

Bodentyp	γ $[kN/m^3]$	σ_z $[kN/m^2]$	p_F $[bar]$	ϵ_F [-]	$E^B_{äq}$ $[MN/m^2]$
A	21.5	530	5.87	0.0060	49.5
B	21.2	335	4.82	0.0011	153.8
C	21.0	170	3.90	0.0024	81.3
D	21.0	125	3.20	0.0082	22.8
E	21.0	273	6.70	0.0030	110.3
F	21.0	215	5.00	0.0010	286.1

Tabelle 2.2: Dilatometerkurve-Belastung

In Tabelle 2.3 befindet sich auch der entsprechende Wert für $E^E_{äq}$, der mit den Entlastungsparametern K_E und G_E mit Hilfe der elastischen Beziehung 1.3 ausgewertet wurde.

$$k = \frac{E^E_{äq}}{E^B_{äq}}$$

k ist also das Verhältnis Steifemodul bei Entlastung zu Steifemodul bei Anfangsbelastung. Der Mittelwert für die untersuchten Böden ist $\bar{k} = 2.6$. Es ist interessant, diesen Wert näher zu betrachten.

Als Erfahrungswert für F.E.-Tunnelberechnungen mit einem elastoplastischen Modell haben *BAUMANN / SULKE / TRYSNA (1985)* einen erhöhten E-Modul-Wert für den Boden unterhalb der Tunnelröhren von $k = 3.0$ vorgeschlagen.

Dies weist auf eine gute Übereinstimmung zwischen Steifemodulverhältnissen, die *in situ* gemessen worden sind, und den empirisch gewählten Wert für die Berechnungen hin.

Bodentyp	K_E $[MN/m^2]$	G_E $[MN/m^2]$	$E^E_{äq}$ $[MN/m^2]$	k [-]
A	170.92	40.58	112.8	2.28
B	195.65	117.39	293.5	1.91
C	225.25	74.08	200.3	2.46
D	97.10	32.37	87.4	3.83
E	345.42	115.14	310.9	2.82
F	655.74	218.58	590.2	2.06

Tabelle 2.3: Dilatometerkurve-Entlastung

Bodentyp	c $[kN/m^2]$	ϕ $[^0]$	l [-]	μ_0 [-]
A	16.6	18.0	0.48	0.39
B	39.7	12.0	0.27	0.25
C	50.0	15.0	0.40	0.35
D	5.0	30.0	0.67	0.35
E	40.0	20.0	0.50	0.35
F	45.0	15.0	0.40	0.35

Tabelle 2.4: Bodenkennwerte

Für den späteren Einsatz in Tunnelberechnungen wurden zwei verschiedene Bodentypen ausführlich ausgewertet. In Tabelle 2.5 ist diese Auswertung der Stoffparameter für ihren Einsatz in F.E.-Berechnungen mit Berücksichtigung eines nicht-linear elastischen Stoffgesetzes zusammengestellt.

Bodentyp	α_k [-]	α_g [-]	β_g [-]	K_0 $[MN/m^2]$	G_0 $[MN/m^2]$
A	50.18	174.33	564.14	75.03	17.81
B	97.92	164.70	792.16	102.54	61.52

Tabelle 2.5: Stoffparameter

3 Anwendung in Tunnelberechnungen

3.1 Einführung

In diesem Kapitel soll die Anwendbarkeit der vorgeschlagenen Methode für die Bestimmung der Stoffparameter, die das hypoelastische Stoffgesetz definieren, eingehend erläutert werden. Außerdem wird ein Vergleich mit dem herkömmlichen elastoplastischen Stoffgesetz angestellt, aus dem sich wichtige Folgerungen ergeben.

Um die Güte der entwickelten Methode für die Gewinnung von Stoffparametern zu kontrollieren, wurde ein Querschnitt der Münchner U-Bahn nachgerechnet. Die berechneten Größen wurden mit den Daten, die während des Tunnelvortriebs gemessen worden sind, verglichen. Der gewählte Querschnitt liegt vor dem Maximilianeum im Baulos 7 der Linie U 5/9 (Bahnhof „Lehel").

Die ganzen Meßdaten sind aus Meßberichten der *EIDG. TECHNISCHEN HOCHSCHULE ZÜRICH (1986)* entnommen worden, die im Rahmen des Meßprogrammes der U-Bahn in München entstanden sind. Die Druckkräfte in der Spritzbetonschale in einer der Röhren des erwähnten Querschnittes sind mit einem von der Firma Philipp Holzmann AG entwickelten Meßträger (System PH) gemessen worden. Diese Meßdaten sind von der Fa. Philipp Holzmann AG im Rahmen dieser Arbeit frei zur Verfügung gestellt worden.

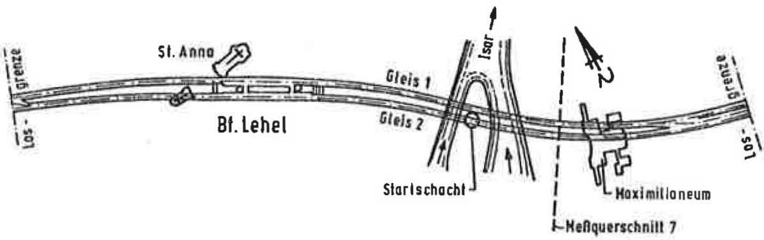


Abbildung 3.1: Linie U 5/9, Baulos 7

In Abb. 3.1 ist nur der Meßquerschnitt, der zugleich der Rechenquerschnitt ist, eingetragen. Über die verschiedenen Meßquerschnitte und Angaben zum Bauvortrieb ist bei *BAUMANN / SULKE / TRYSNA (1985)* ausführlich berichtet worden. Eine Beschreibung des Meßträgers und seiner Eigenschaften ist bei *BAUMANN (1985)* zu finden.

Der Tunnelvortrieb geschieht unter Druckluft mit $p = 0.6$ bar oder $p = 1.1$ bar, abhängig von den Bodenverhältnissen. Die Tunnelröhren wurden nacheinander vorgetrieben: zuerst Gleis 1, vier Monate später Gleis 2. Die folgenden Termine sind Anhaltspunkte für den Zeitraum der Messungen und des Vortriebs:

- November 1982 : Nullmessungen (vor Beginn der Grundwasserabsenkung);
- 18. Oktober 1983 : Durchfahren des Querschnittes von Gleis 1;
- 15. März 1984 : Durchfahren des Querschnittes von Gleis 2;
- März 1985 : Ende Vortrieb im Baulos Lehel.

Die F.E.-Berechnungen wurden mit der Programmkette SET durchgeführt. Sie wurde von der Arbeitsgruppe für Elektronisches Rechnen im konstruktiven Ingenieurbau Prof. Dr. Ing. H. Werner an der T.U. München entwickelt, vgl. *SET - Benutzerhandbuch (1982)*. In Abb. 3.2 findet man eine Übersicht über das ganze Programmsystem, das aus autonomen Teilprogrammen besteht. Eine Datenbasis verbindet die Programme untereinander. Sie enthält Eingangs- und Ergebnisdaten der einzelnen Programmaufrufe oder Berechnungsschritte.

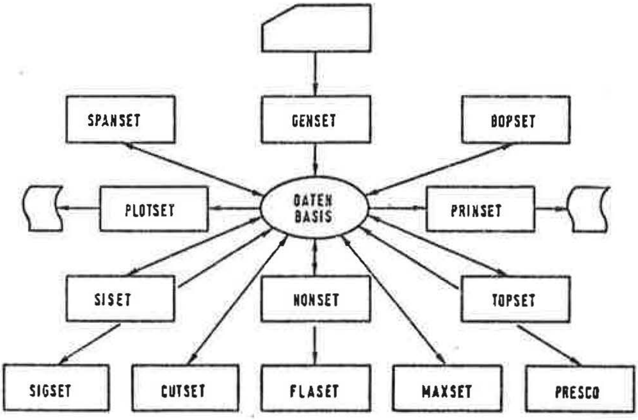


Abbildung 3.2: Programmkette SET

- GENSET :
  Generierung von Strukturen, dazu gehören: Knoten, Elemente, Querschnitte, Material und Lasten
- NONSET :
  Lineare und nichtlineare Statik. Folgende Nichtlinearitäten wurden ausgenutzt:
  - nichtlineares Materialverhalten :
    * elastisch – plastisch
    * nichtlinear – elastisch
  - Veränderung des Systems (Bauzustände)
- PLOTSET :
  Graphische Darstellung der
  - Eingabedaten
  - Rechenergebnisse
- SIGSET / CUTSET :
  Schnittgrößendarstellung in beliebigen Schnitten

3.2 Im Meßquerschnitt ausgeführte Messungen

Die wichtigsten Messungen für das Prüfen der Berechnungen werden hier schematisch dargestellt und erläutert:

- GM : Gleitmikrometer - ISTH
- v_1, v_2 : Oberflächensetzungen / Nivellement
- F_i : Setzung der First im Gleis i
- S_i : Setzung bzw. Hebung der Sohle im Gleis i
- Δh_i : Horizontale Konvergenz der Spritzbetonschale
- Kl, Kr, Sl, Sr : Druckkräfte in der Spritzbetonschale nur im Gleis 1

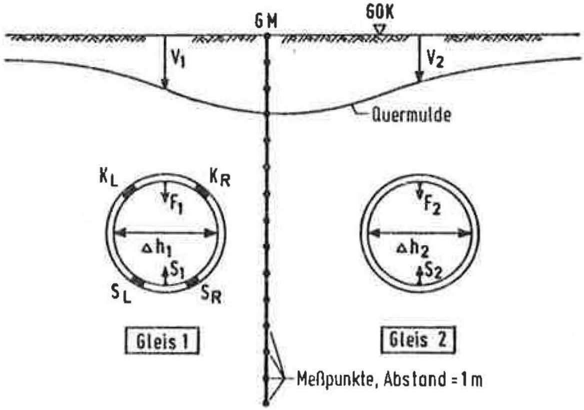


Abbildung 3.3: Messungen

Gleitmikrometermessungen

Das Gleitmikrometer ISTH ist eine Sonde, die in der Schweiz entwickelt wurde. Es handelt sich um eine hochpräzise und lückenlose Messung der Verschiebungen, die entlang einer Linie entstanden sind.

In einem Bohrloch mit Durchmesser 75 - 100 mm wird ein Meßrohr, das jeden Meter Meßmarken aufweist, eingebaut und einzementiert. Durch die Verbindung des Meßrohres mit dem Boden übernehmen die Meßmarken die Verformungen des sie umgebenden Mediums. Der unterste Punkt wird als *Fixpunkt* bezeichnet und so tief gewählt, daß für diesen Punkt keine Bewegungen zu erwarten sind. Somit kann jederzeit die Relativverschiebung zwischen zwei Meßmarken ermittelt werden.

Mehr über die Theorie, Entwicklung und Anwendung der Gleitmikrometersonde kann man in *KÖPPEL / AMSTAD / KOVARI (1983)* sowie in *KOVARI / AMSTAD (1983)* finden. Die übliche Darstellungsweise der Meßergebnisse ist in Abb. 3.4 zu sehen. Bezogen zum Fixpunkt kann man anhand der relativen Verschiebungen (differentielle Verschiebungen), die gemessen worden sind, eine integrierte Verschiebungskurve bekommen.

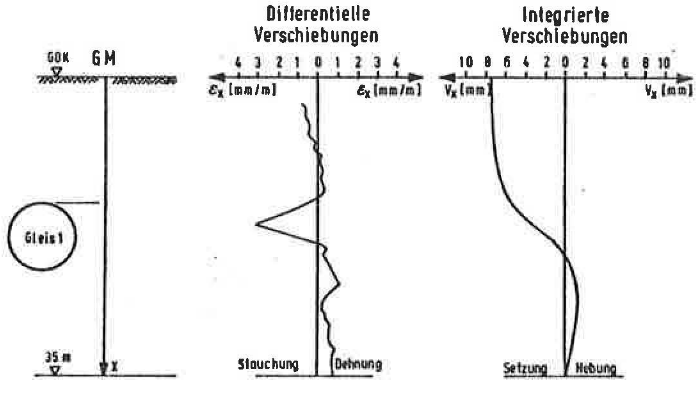


Abbildung 3.4: Gleitmikrometer

Konvergenzmessungen

Wegen der Vielfalt der baulichen Einflüsse, die beim Vortrieb vorhanden sind, können nur die horizontale Konvergenz und die Firstsetzung zwischen den verschiedenen Bauzustände direkt verglichen werden. Schematisch ist der zeitliche Verlauf der verschiedenen Größen in Abb. 3.5 dargestellt.

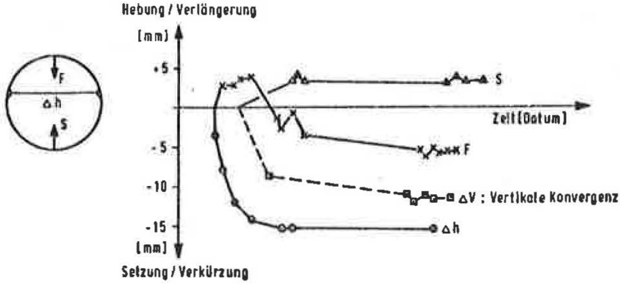


Abbildung 3.5: Konvergenzen in der Tunnelröhre

Normalkräfte in der Spritzbetonschale

Die Normalkraft in der Spritzbetonschale entwickelt sich mit der Zeit abhängig von Tunnelvortrieb und der Wasserhaltung bzw. der Druckluft. In Abb. 3.6 ist solch ein Verlauf zu sehen. Die dort angegebenen Werte sind gemittelte Spannungen, die in Kalotte und Sohle jeweils getrennt gemessen wurden. Da für die Bemessung der größte Wert der entscheidende ist, werden die in der Kalotte gemessenen Normalkräfte als Richtwerte angenommen.

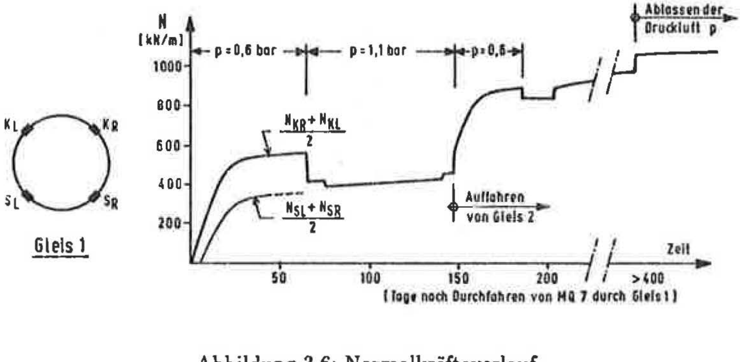


Abbildung 3.6: Normalkräfteverlauf

3.3 Bodenprofil

Das Bodenprofil im gewählten Querschnitt ist in Abb. 3.7 dargestellt. Die Angaben sind aus Ausschreibungsplänen entnommen, die von der Fa. Philipp Holzmann AG zur Verfügung gestellt wurden.
Wie im Münchner Untergrund üblich, gibt es zwei Grundwasserstockwerke, die zu berücksichtigen sind. Aus Gründen des Umweltschutzes und zur Minimierung der Oberflächensetzungen ist es vorteilhaft, wenn die Wasserhaltung nicht durch eine großräumige Wasserabsenkung sondern durch Druckluft erfolgt.
Über die Erfahrungen mit Druckluftvortrieben in Spritzbetonbauweise beim Münchner U-Bahnbau hat *WEBER (1984)* berichtet.

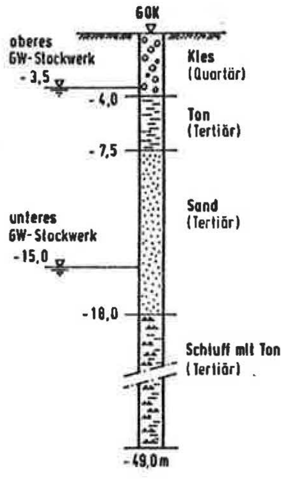


Abbildung 3.7: Bodenprofil

Die vom Institut für Grundbau und Bodenmechanik der T.U.-München ermittelten Bodenkennwerte sind in Tabelle 3.1 zusammengestellt. Die Werte mit ′ (Apostroph) bezeichnen den jeweiligen Bodennkennwert unter Auftrieb.

Bodenkennwert	γ $[kN/m^3]$	γ' $[kN/m^3]$	c $[kN/m^2]$	ϕ $[\,^0\,]$
Kies	22.0	13.0	4.0	37.5
Ton	21.0	11.0	50.0	15.0
Sand	21.0	11.0	5.0	37.5
Schluff / Ton	21.0	11.0	45.0	20.0

Tabelle 3.1: Bodenkennwerte

3.4 Idealisierung und Diskretisierung

Der Vortrieb eines Tunnels im Untergrund ist mit räumlichen Spannungsumlagerungen verbunden. Außerdem wird die Ortsbrust nicht auf einmal sondern in Teilausbrüche ausgebrochen; somit verformt sich der Boden ständig in der Zeit. Um die F.E.-Berechnung noch wirtschaftlich durchführen zu können, ist eine Vereinfachung auf ein zweidimensionales Modell erforderlich. Dabei steht die Tunnelachse senkrecht auf der Berechnungsebene (ebener Dehnungszustand). Die zeitlichen und räumlichen Spannungszustände werden im Abschnitt 3.6 näher erläutert (vgl. *FINK (1979)*). Eine weitere Idealisierung besteht in der Annahme, daß die verschiedenen Bodenschichten horizontal und parallel sind.

Die Diskretisierung legt die Größe des Netzes und der Elemente fest. Die Abmessungen des Berechnungsausschnitts wurden nach den Empfehlungen von *WITTKE (1984), HAUGENEDER / HABERL (1984)* und *BAUMANN / HILBER (1984)* gewählt. Somit wurde versucht, die Spannungsänderungen infolge des Auffahrens der Tunnelröhren im Vergleich zu den Primärspannungen sowie der störenden Randeinflüsse vernachlässigbar klein zu halten. Der Abstand zwischen den beiden Tunnelröhren ist sehr gering, und deswegen kommt es zu einer gegenseitigen Beeinflussung der Vortriebe. Eine Ausnutzung der Symmetrie ist aufgrund des unsymmetrischen Vortriebsschemas nicht möglich. Es muß folglich immer der komplette Querschnitt mit beiden Röhren berücksichtigt werden. In Abb. 3.8 ist das F.E.-Netz mit seinen wichtigsten Abmessungen dargestellt. Um die Spannungen in Hohlraumnähe genauer bestimmen zu können, wurde dort das Netz verfeinert. Das gesamte Netz besteht aus 700 Elementen mit 2700 Knoten, was zu einen Gleichungssystem mit rund 4000 Gleichungen und Unbekannten führt.

Aus den zur Verfügung stehenden Elementtypen wurden folgende Elemente gewählt:

- ISO2 : Isoparametrische Elemente mit 8 Knoten zur Diskretisierung des Bodens (für diese Elemente gelten die verschiedenen Materialgesetze). Elemente mit quadratischen Verformungsansatz;
- STAB : Stabelemente (Biegesteifes Element zur Diskretisierung der Spritzbetonschale), nur linearelastisches Materialverhalten steht zur Verfügung.

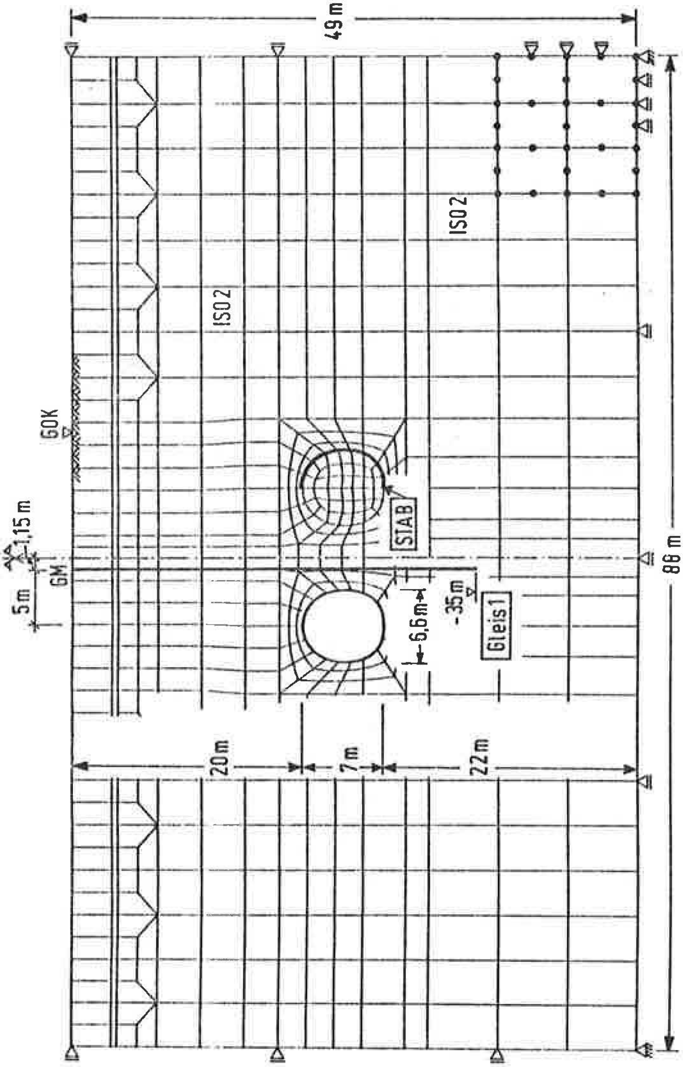


Abbildung 3.8: F.E.-Netz

Primärzustand

Wie im *SET BENUTZERHANDBUCH (1982)* erklärt wird, ist ein Primärzustand ein Spannungs- und Verformungszustand, der vor einer Berechnung im System vorhanden ist. Die in der Berechnung auftretenden Spannungen und Verformungen werden dem Primärzustand überlagert, gegebenfalls werden Ausbruchlasten aus ihm ermittelt. Der Primärzustand kann ein analytischer Zustand oder das Ergebnis einer vorhergegangenen Berechnung (numerischer Zustand) sein.

Der analytische Zustand ist als Eingabe für die Berechnung zu geben. Er beinhaltet die Vertikal- und Horizontalspannungen, die im Boden wegen Eigengewicht vorhanden sind. Für die Ermittlung der Vertikalspannungen wurde der Strömungseinfluß nach *JELINEK / von SOOS (1980)* mit berücksichtigt. Dabei wird eine größere Wichte für die gering durchlässige Trennschicht (Ton) angenommen: $\gamma^* = \gamma' + f_s$ (vgl. Abb. 3.9).
In Abb. 3.10 sind die Bodenschichten mit ihrer jeweiligen Wichte für die Ermittlung der Vertikalspannungen eingetragen. Die Horizontalspannungen werden nach der Erddrucktheorie ermittelt: $\sigma_h = K \cdot \sigma_v$.
Die Erddruckbeiwerte K sind gleichfalls aus Ausschreibungsplänen entnommen und in Abb. 3.10 eingetragen.

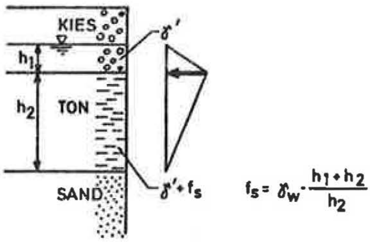


Abbildung 3.9: Strömungseinfluß

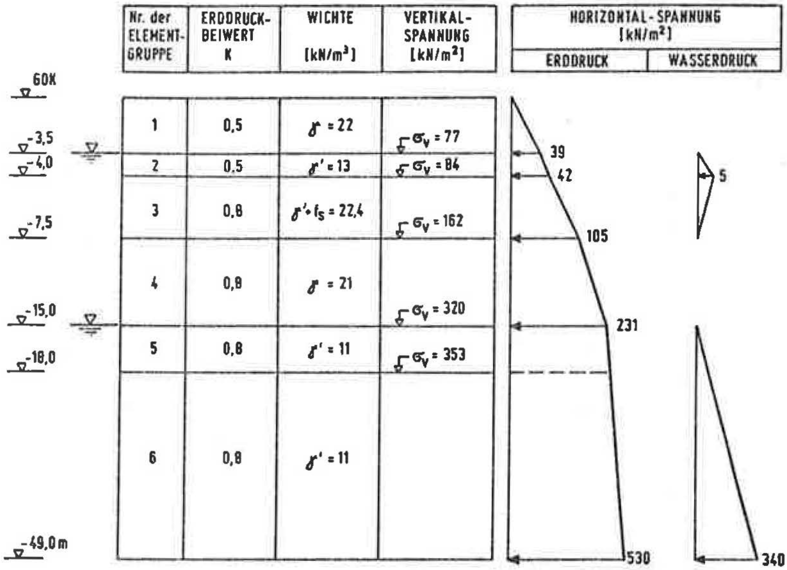


Abbildung 3.10: Analytischer Zustand

3.5 Berechnungsannahmen

Um die räumlichen und zeitlichen Spannungszustände im ebenen Modell annähern zu können, gibt es im allgemeinen drei Verfahren (vgl. *SCHIKORA/ FINK (1982)*, sowie *SCHIKORA (1984)*) :

- Variation des E-Moduls der Spritzbetonschale (E-Modul-Verfahren);
- Variation der Steifigkeit des Ausbruchsquerschnittes (Steifigkeitsverfahren);
- Variation der Lasten der Spritzbetonschale (Teillastverfahren).

Bei allen Verfahren wird versucht, durch geeignete Wahl von Parametern die mittragende Wirkung des umgebenden Gebirges zu erfassen. In der Arbeit von *FINK (1979)* wird ein Vergleich zwischen den verschiedenen Methoden angestellt und gezeigt, daß sich, bei entsprechender Wahl der Parameter, übereinstimmende Ergebnisse ergeben.

Hier wird die Methode der Variation der Steifigkeit des Ausbruchsquerschnittes (oder: Steifigkeitsverfahren) angewandt. Diese Methode berücksichtigt sehr anschaulich die Tragwirkung der Ortsbrust und den Bauablauf.
Grundgedanke der NÖT ist das Ausnutzen der mittragende Wirkung des Gebirges. Die Gewölbetragwirkung, sowohl in Quer- als auch in Längsrichtung zur Tunnelachse, wird durch die Verformungen, die vor dem Einbau der Spritzbetonschale auftreten, hervorgerufen.

Für das Steifigkeitsverfahren sind zwei Berechnungsschritte, die in Abb. 3.11 schematisch dargestellt sind, erforderlich.

Im ersten Schritt wird eine Scheibe mit den Bodeneigenschaften, die das entsprechende Stoffgesetz definiert, berechnet. Dabei ist zu beachten, daß dem zukünftigen Ausbruchbereich eine um den Faktor α verminderte Steifigkeit zugewiesen wird. Gleichwertig dazu kann eine um den Faktor α verminderte Scheibendicke berücksichtigt werden.

Beim zweiten Schritt wird der erste als Primärzustand betrachtet. Aus dem Primärzustand werden die Lochungsspannungen, die die Ausbruchskräfte bestimmen, ermittelt.
Für jedes Element wird der Primärzustand in Primärkräfte umgerechnet, die als Lasten auf die Knoten angesetzt werden. Für die Knoten im Innern des Gebirges heben sich die Primärkräfte der benachbarten Elemente gegenseitig auf. Für die Ränder des Gebietes bzw. längs der Ausbruchskante ergeben sich

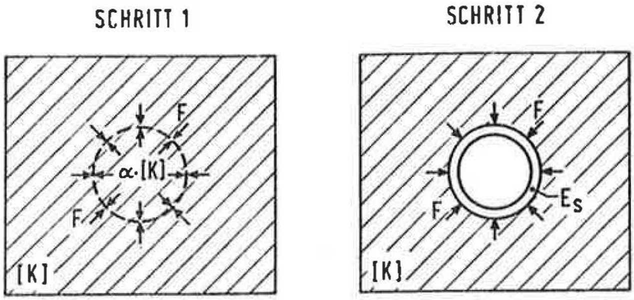


Abbildung 3.11: **Steifigkeitsverfahren**

jedoch Belastungen, die den Lochungsspannungen entsprechen.
Diese so ermittelten Ausbruchskräfte werden im zweiten Schritt auf das System „Scheibe mit Loch und Ausbau" aufgebracht.

Die Werte für den Faktor α werden wie in der Literatur empfohlen gewählt und jeweils bei der Auswertung angegeben. Nach Empfehlung von *BAUMANN / SULKE / TRYSNA (1985)* wird auch ein Steifigkeitsfaktor der Spritzbetonschale angenommen, um die Erhärtung derselben zu simulieren.

Werte für den Elastizitätsmodul der Spritzbetonschale schwanken zwischen 10000 und 30000 MN/m^2. Hier wurde ein E-Modul von 15000 MN/m^2 für den voll erhärteten Spritzbeton angesetzt.
Die Wichte der Spritzbetonschale wurde mit $\gamma = 25$ kN/m^3 und die Querdehnungszahl mit $\mu = 0.20$ angesetzt.
Die Schalendicke bei dem gewählten Querschnitt wies einen Wert von $d = 18$ cm auf.

Das Verfahren kann man auch in mehrere Schritte oder Teilausbrüche unterteilen, um den Bauablauf besser zu simulieren. Die in Abb. 3.12 eingetragenen Bauzustände sind berücksichtigt worden.

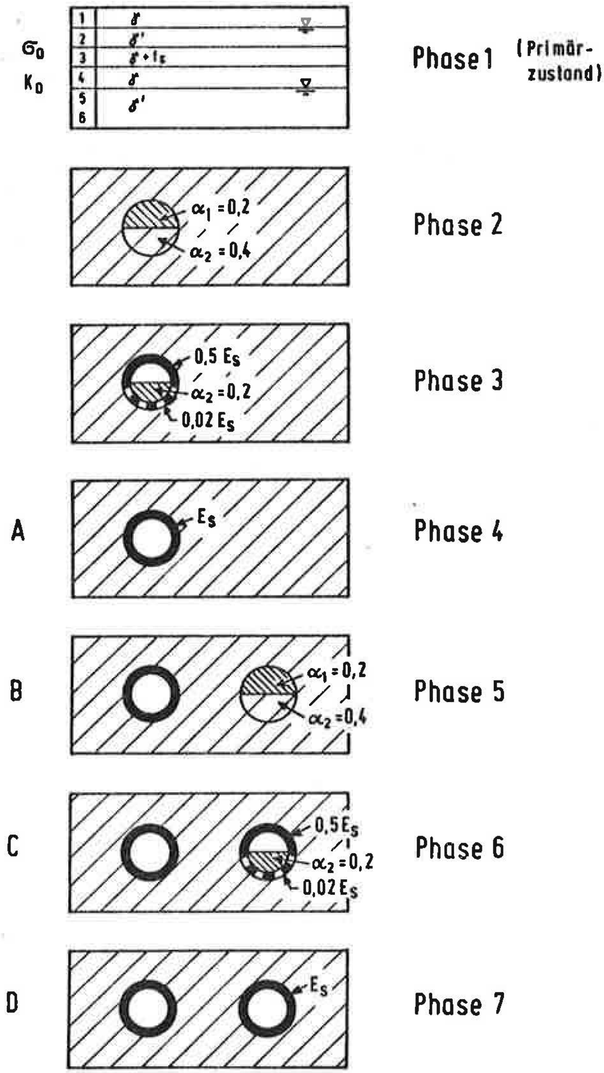


Abbildung 3.12: Bauzustände

Beim hypoelastischen Modell wurde zusätzlich ein Schritt zwischen Phase 6 und der Endphase berücksichtigt. In Abb. 3.13 ist dieser Zwischenschritt dargestellt. Dieses erwies sich als sinnvoll, um im Boden keine Zwangsverformungen zu erzeugen.

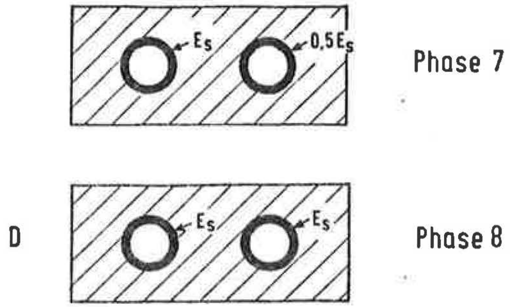


Abbildung 3.13: Zwischenschritt beim hypoelastischen Modell

3.6 Gegenüberstellung von Rechnung und Messung

Aus Meßberichten der *ETH-Zürich (1986)* wurden vier Zeitpunkte, die repräsentativ für vier verschiedene Bauzustände sind, ausgewählt. Bezugspunkt für die Messungen ist das Durchfahren von Meßquerschnitt Nr. 7 durch Gleis 1. Ab diesem Zeitpunkt wird die Zeit in Tagen gemessen. Der Vortriebsstand wird gleichfalls zum Meßquerschnitt Nr. 7 bezogen.

Da die verschiedenen Messungen nicht alle an den gleichen Tagen erfolgten, wurden in Tabelle 3.2 die Zeitspannen und dementsprechend der Vortriebsstand der Tunnelröhren sowie der angepaßte Rechenzustand zusammengefaßt.

Angepaßter Rechenzustand	Zeit [*Tagen*]	Vortrieb Gleis 1 [*m*]	Vortrieb Gleis 2 [*m*]
A	9	25 - 60	-
B	60 - 150	95 - 130	-20
C	150 - 160	95 - 130	25 - 60
D	160 - 360	130 - 145	280 - 300

Tabelle 3.2: Vortriebsstand

Der Übersicht halber werden die gemessenen Werte erst zum Schluß dargestellt. Sie werden den Rechenergebnissen als Maß für die Güte der Berechnung und ihrer Ansätze gegenübergestellt. Mit dem Buchstaben „ M “ wird die Kurve der Meßdaten gekennzeichnet.

Zwei verschiedene Stoffgesetze wurden in der F.E.-Berechnung berücksichtigt:

1. EP-Modell:
   Elasto-plastisches Modell mit Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb und assoziierte Fließregel (vgl. Abschnitt 1.2.1).
   Bei diesem Modell wurden drei verschiedene Parametergruppen gewählt. Diese Werte sind Ausschreibungswerte und haben sich für die Berechnung der Münchner U-Bahn als geeignet erwiesen.

Parameter-Gruppe	E $[MN/m^2]$	μ $[-]$	Gruppen-Nr.	Bodenart
I	150	0.35	1, 2	Kies
	150	0.35	4, 5	Sand
II	125	0.35	6	Schluff/Ton
III	100	0.35	3	Ton

Tabelle 3.3: Stoffparameter für EP-Modell

2. HE-Modell: Hypoelastisches Modell.
   Hier wurden zwei Gruppen von Stoffparametern gewählt.
   Wegen der geologischen Geschichte und der Zusammensetzung der Böden konnte für die Elementgruppen 3, 4 und 5 der aus Landsberg am Lech untersuchte Mergel in die Berechnung eingesetzt werden. Der dort untersuchte Boden wies niedrigere Anfangssteifigkeitswerte auf und wurde deshalb für die Gruppen mit niedrigeren Steifigkeiten gewählt.
   Dilatometerversuche wurden im Bereich der Münchner U-Bahn im tertiären Mergel durchgeführt. Wegen ihrer Vorbelastungsgeschichte weist diese Bodenschicht hohe Steifigkeitswerte auf. Die Stoffparametern, die aus diesen Versuchen stammen, wurden für die Schluff/Ton-Schicht (Gruppe 6), in der sich die Tunnelröhren befinden, eingesetzt. Für den Kies (Gruppen 1 und 2), der eine hohe Steifigkeit aufweist, wurde gleichfalls diese Parametergruppe mit höheren Anfangssteifigkeitswerten gewählt.

Parameter-Gruppe	$E^B_{äq}$ $[MN/m^2]$	Bodentyp	Gruppen-Nr.	Bodenart
I	153.8	B	1, 2	Kies
	153.8	B	6	Schluff/Ton
II	49.5	A	3	Ton
	49.5	A	4, 5	Sand

Tabelle 3.4: Stoffparameter für HE-Modell

> Der Ton, der nahe an der Oberfläche liegt und dementsprechend kleineren Überlagerungshöhen ausgesetzt wurde, weist einen niedrigeren Steifemodul auf. Die darunter liegende Sandschicht, bei der ähnliche Verhältnisse vorliegen, wurde auch zur Parametergruppe mit niedrigeren Anfangssteifigkeitswerten zugeordnet.

In Abb. 3.14 sind schematisch beide Stoffgesetze, die in der Berechnung eingesetzt wurden, dargestellt. Um einen Vergleich der Modelle zu ermöglichen, wurde das nichtlinear-elastische Stoffgesetz durch seine äquivalenten E-Modul-Werte bei Anfangsbelastung (E_0^B) und bei Entlastung (E^E) beschrieben. Die ausführliche Parameterliste findet sich in Tabelle 2.5 und die Definition der Bodentypen in Tabelle 2.1.

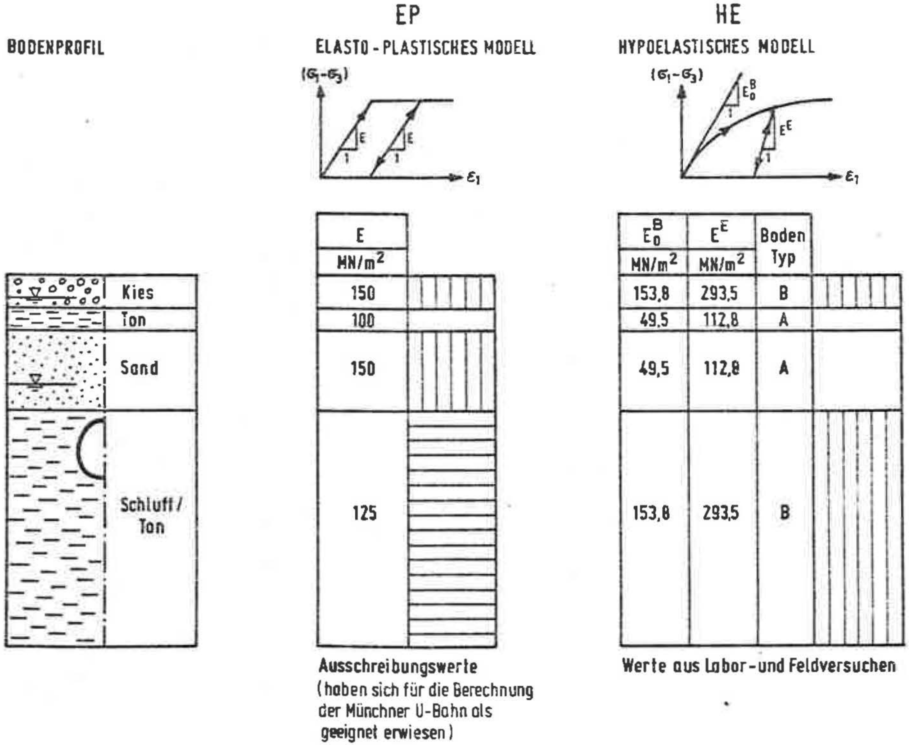


Abbildung 3.14: Modellierung (Idealisierung)

Beide Stoffgesetze werden hier je nach Bodenart gegenübergestellt. Um die Auswertung zu vereinfachen, wird in diesem Vergleich $\sigma_3 = 0$ eingesetzt. Aus Gleichung (1.16) kann mit Hilfe der Scherparameter die Fließspannung für jede Bodenart ausgerechnet werden. Somit ergibt sich das Plateau im $\epsilon_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)$ Diagramm (Kurve der Spannungs-Dehnungs-Beziehung). Die maximale Spannung, die der jeweilige Boden verträgt, ist in diesem Fall:

$$\sigma_1^f = \frac{2 \cdot c \cdot \cos\phi}{1 - \sin\phi}$$

In Tabelle 3.5 findet sich die Auswertung für die verschiedenen Bodenarten und Bodentypen.

Bodenart bzw. Bodentyp	c $[kN/m^2]$	ϕ $[\,^0\,]$	σ_1^f $[kN/m^2]$
Kies	4	37.5	16.2
Ton	50	15	130.3
Sand	5	37.5	20.3
Schluff/Ton	45	20	128.5
A	16.6	18	45.7
B	39.7	12	98.1

Tabelle 3.5: Fließspannung mit $\sigma_3 = 0$

Für das elastoplastische Modell kann je nach Bodenart mit Hilfe der Gleichungen (1.8) und (1.9) die Beziehung herausgestellt werden, welche Spannungen und Dehnungen miteinander verbindet, in diesem Fall die Steigung der Gerade im $\epsilon_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)$ Diagramm.

Beim hypoelastischen Modell, das vom Spannungsniveau abhängig ist, muß schrittweise vorgegangen werden. Erst müßen die Gleichungen (1.12) und (1.13) ausgewertet werden. Mit diesen Werten für K und G kann die Dehnung für die entsprechende Spannung mittels der Gleichungen (1.8) und (1.10) ermittelt werden. Bei einer ausreichenden Unterteilung der Spannung bekommt man die in den Abbildungen 3.15 und 3.16 dargestellten Spannungs-Dehnungs-Beziehungen. Die verschiedenen E-Moduln, die diese Kurven kennzeichnen, sind aus Abb. 3.14 zu entnehmen.

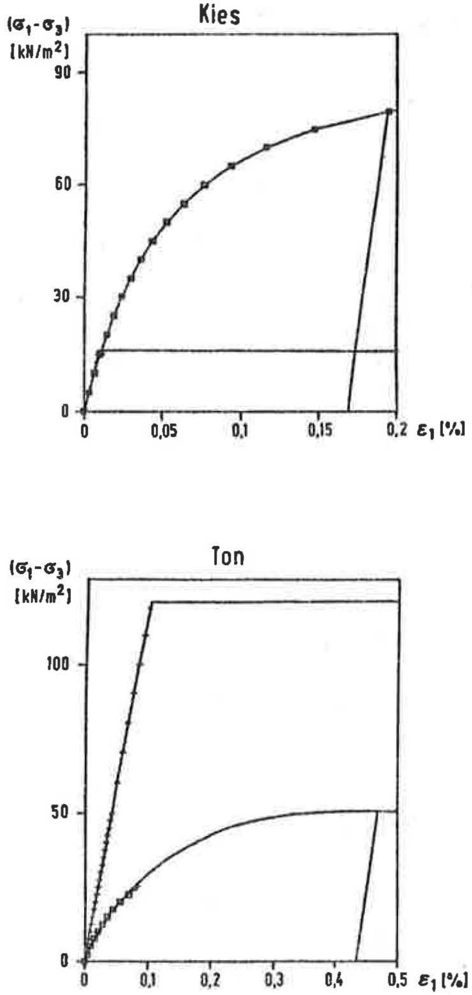


Abbildung 3.15: Stoffgesetze für Kies und Ton

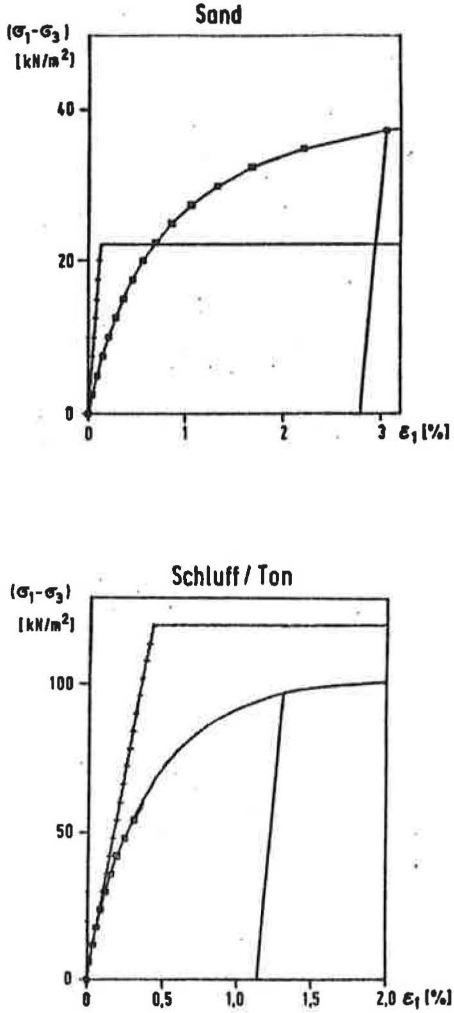


Abbildung 3.16: Stoffgesetze für Sand und Schluff/Ton

Bei der Auswertung der Rechenläufe werden folgende Größen dargestellt:

- QUERMULDE
  Wegen des Aushubes der Tunnelröhren entstehen in der Oberfläche Setzungen in einem Schnitt quer zur Tunnelachse. Um diese Setzungen besser zu erkennen, werden sie überhöht dargestellt. Als Bezug werden die Gleise in ihren Lagen schematisch dargestellt. Die Messung der Setzungen erfolgte mittels Nivellement.

- KONVERGENZEN IN DEN TUNNELRÖHREN
  Während des Aushubes entstehen in den Tunnelröhren Verformungen. Diese Verformungen vollkommen zu erfassen ist meßtechnisch sehr schwierig, denn die Messung kann erst nach Einbau der Auskleidung bzw. Sicherung erfolgen. Zu diesem Zeitpunkt ist ein Teil der Verformungen bereits eingetreten.
  Es wird die Lage der Elemente vor dem Aushub, also im Primärzustand, und nach dem Aushub dargestellt. Um die Verformungen besser zu erkennen, werden sie um den Faktor 100 verzerrt. Die zur Verfügung stehenden Messungen werden ebenfalls eingezeichnet.

- VERSCHIEBUNGEN UND DEHNUNGEN IN EINEM SCHNITT ENTLANG DES GLEITMIKROMETERS
  Beim Gleitmikrometer werden die differentiellen und integrierten Verschiebungen entlang seiner Achse dargestellt. Als Bezug wird Gleis 1 in seiner Tiefe schematisch dargestellt.
  Es gibt reichhaltiges Datenmaterial aus Gleitmikrometermessungen. Um den Verlauf solcher Messungen in der Zeit darzustellen, wurden in den meisten Fällen zwei in der Zeit getrennte, integrierte Verschiebungsmessungen den Rechenergebnissen gegenübergestellt. Für die zutreffende Messung wurden auch die differentiellen Verschiebungen dargestellt.
  Zu beachten ist, daß der Verlauf der integrierten Verschiebungen in der Nähe der Oberfläche wegen Oberflächeneinflüssen von seiner geradlinigen Tendenz abweicht und dieses vom numerischen Modell nicht erfaßt werden kann.
  Bei den Messungen wird der unterste Punkt als Fixpunkt definiert. Beim rechnerischen Modell treten beim untersten Punkt im definierten Netz, der tiefer als der unterste Meßpunkt liegt, keine Verformungen auf. Bei der Integration der Verformungen ergeben sich deswegen unterschiedliche Verschiebungen im Bereich des Fixpunktes.

- NORMALKRÄFTE IN DER SPRITZBETONSCHALE
  Der gegebene Meßwert entspricht dem Mittel der in der Kalotte gemessenen Normalkräfte, der dem angepassten Rechenzustand oder Phase entspricht. Für jeden einzelnen Stab wird die berechnete Normalkraft angegeben; dieses erklärt die stufenförmige Schnittgrößendarstellung.

Zusätzlich werden beim elasto-plastisches Modell die plastifizierten Zonen mit einem Stern gekennzeichnet. Das sind diejenigen Punkte, bei denen das Bruchkriterium verletzt wurde.

Beim Entwurf werden die Konturen der Tunnelröhren an der Stützlinie soweit wie möglich angepaßt. Deshalb weisen die Momentendiagramme der Auskleidung viele Nulldurchgänge auf. Die Momente in der Spritzbetonschale spielen somit eine untergeordnete Rolle in den Sicherheitsbetrachtungen und werden deswegen hier nicht dargestellt, vgl. *SCHIKORA (1984)*.

Der Luftdruck wird beim Vortrieb der Tunnelröhren an den Wasserdruck angepaßt. Als äußere Belastung für die Spritzbetonschale wirken Luft- und Wasserdruck in entgegengesetzten Richtungen und heben sich deswegen größtenteils auf.
Änderungen des Luftüberdruckes im fertigen Tunnel wirken sich vor allem auf die Normalkräfte in der Spritzbetonschale aus, während die Verformungen hiervon kaum beeinflußt werden *(BAUMANN / SULKE / TRYSNA (1985))*. Wegen der oben genannten Gründe wurden diese von außen wirkenden Belastungen auf die Spritzbetonschale nicht in der Berechnung berücksichtigt.

Im folgenden werden die Ergebnisse der F.E.-Berechnungen dargestellt. Die Sprünge oder Unstetigkeiten in den Diagrammen sind auf die Ungenauigkeit der numerischen Methode zurückzuführen.
Für die vier Zustände, die in Abb. 3.12 mit Buchstaben *A, B, C, D* gekennzeichnet sind, werden die Ergebnisse geliefert.

3.6.1 Elasto-Plastisches Modell

A: Ergebnisse der Phase 4

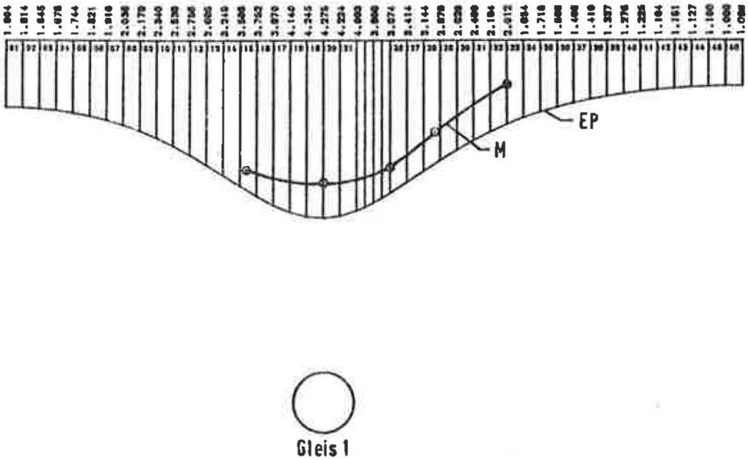


Abbildung 3.17: Quermulde; EP-Modell, Phase 4

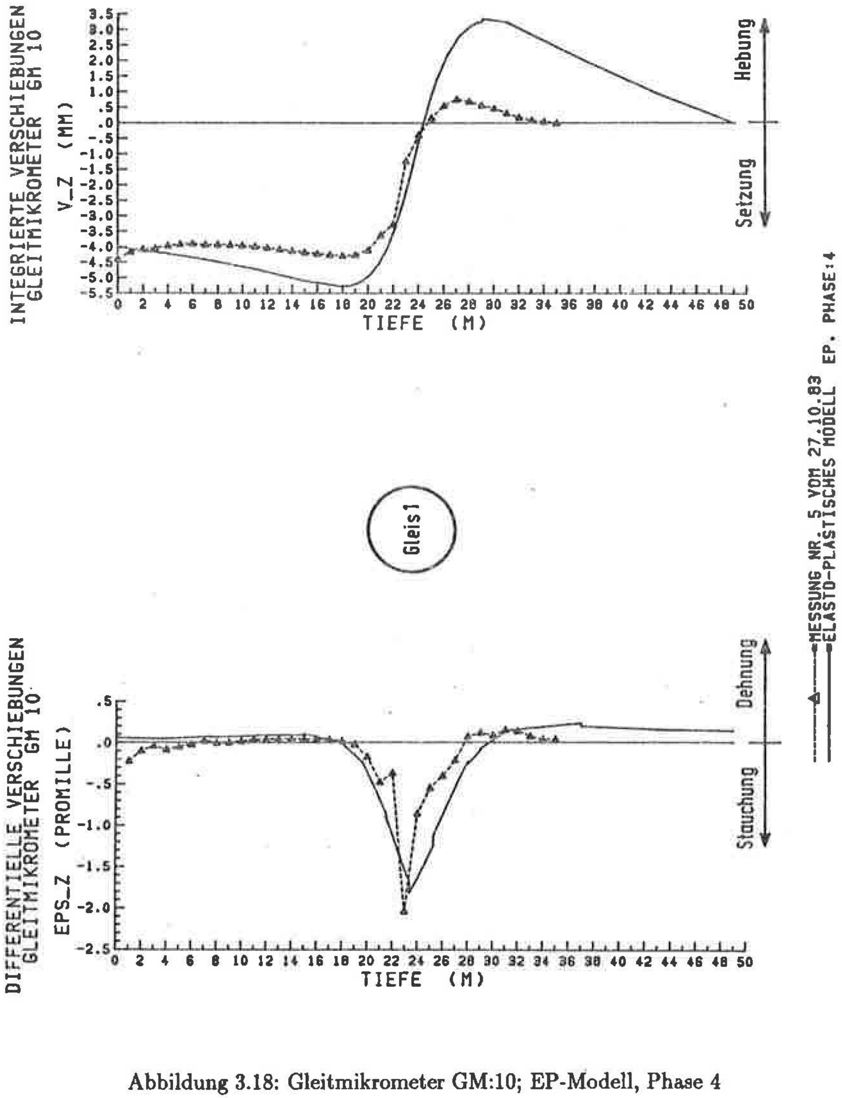


Abbildung 3.18: Gleitmikrometer GM:10; EP-Modell, Phase 4

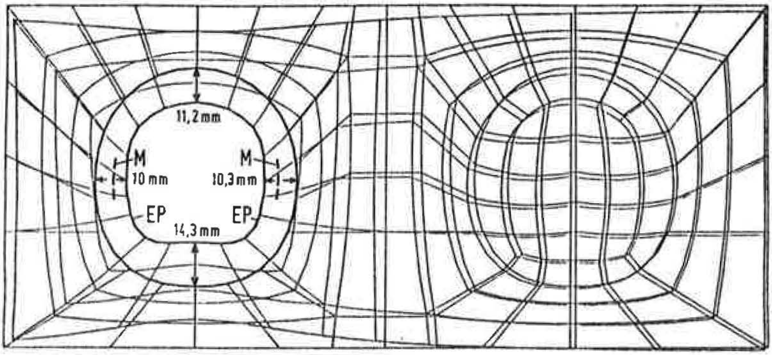


Abbildung 3.19: Konvergenzen in Gleis 1; EP-Modell, Phase 4

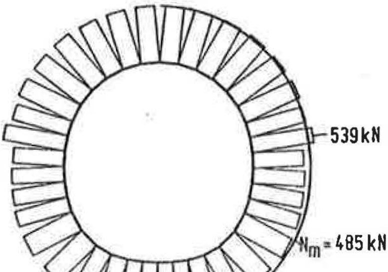


Abbildung 3.20: Normalkräfte in Gleis 1; EP-Modell, Phase 4

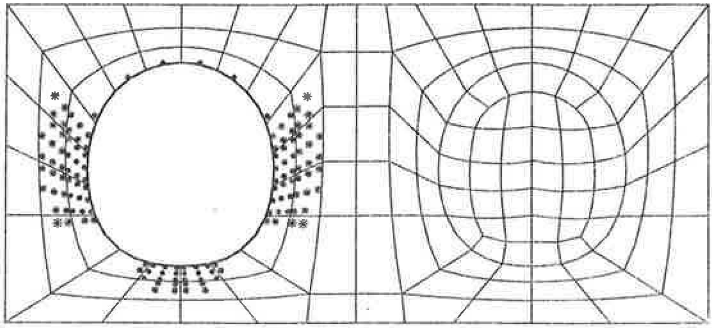


Abbildung 3.21: Plastifizierte Zonen; EP-Modell, Phase 4

B: Ergebnisse der Phase 5

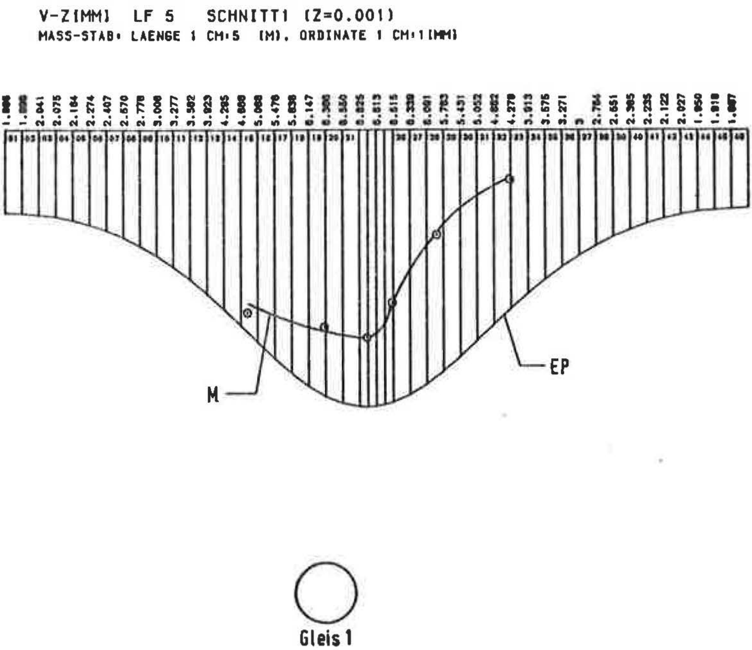


Abbildung 3.22: Quermulde; EP-Modell, Phase 5

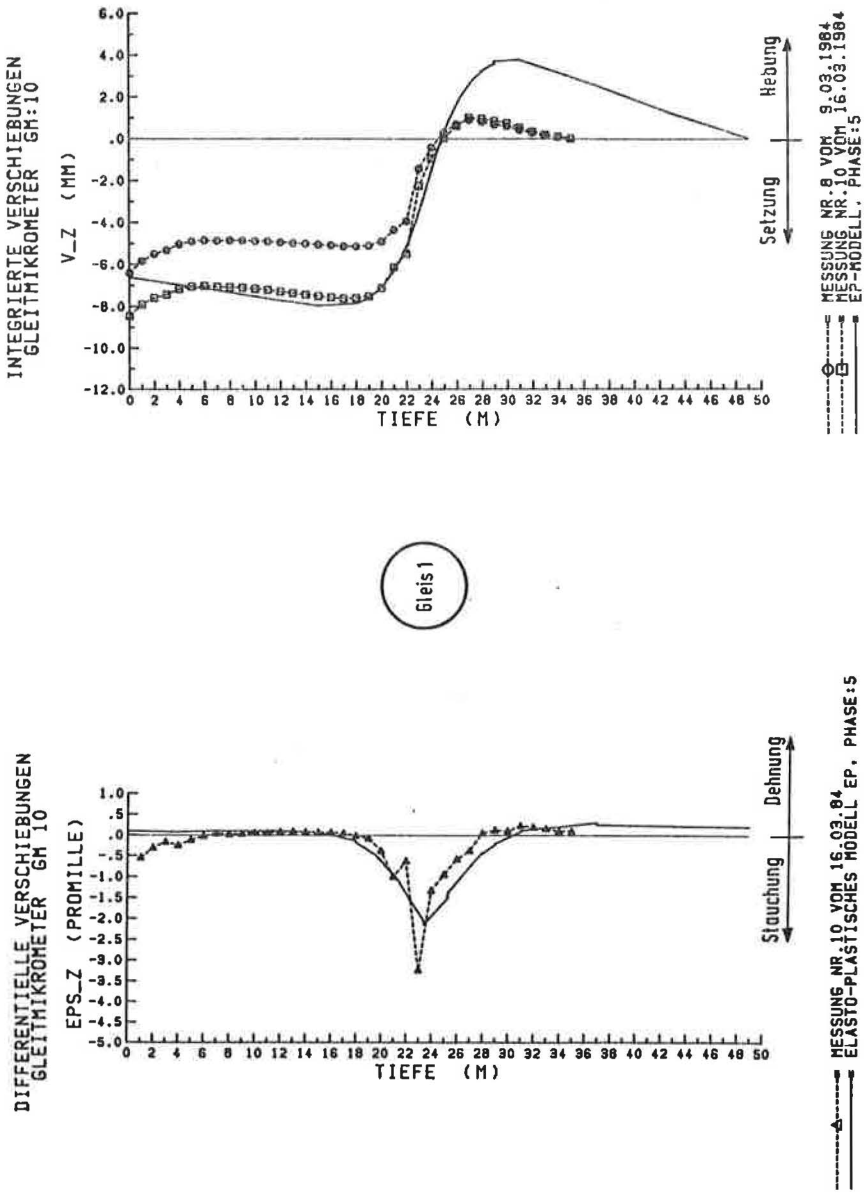


Abbildung 3.23: Gleitmikrometer GM:10; EP-Modell, Phase 5

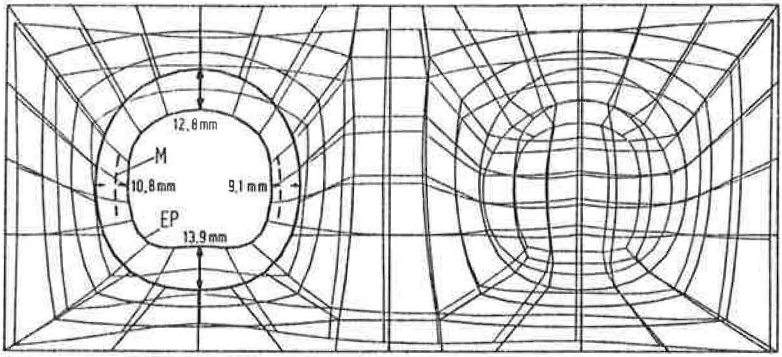


Abbildung 3.24: Konvergenzen in Gleis 1; EP-Modell, Phase 5

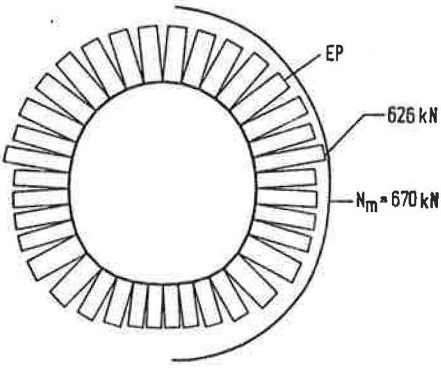


Abbildung 3.25: Normalkräfte in Gleis 1; EP-Modell, Phase 5

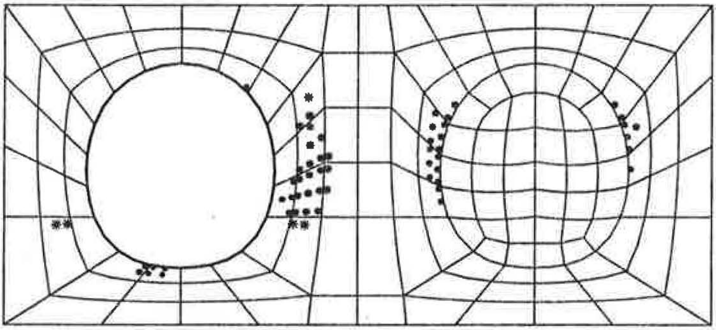


Abbildung 3.26: Plastifizierte Zonen; EP-Modell, Phase 5

C: Ergebnisse der Phase 6

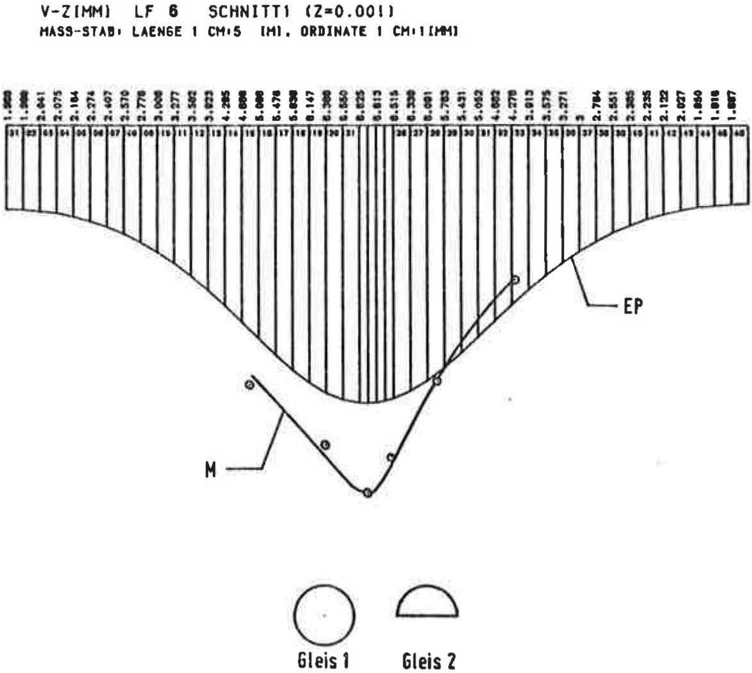


Abbildung 3.27: Quermulde; EP-Modell, Phase 6

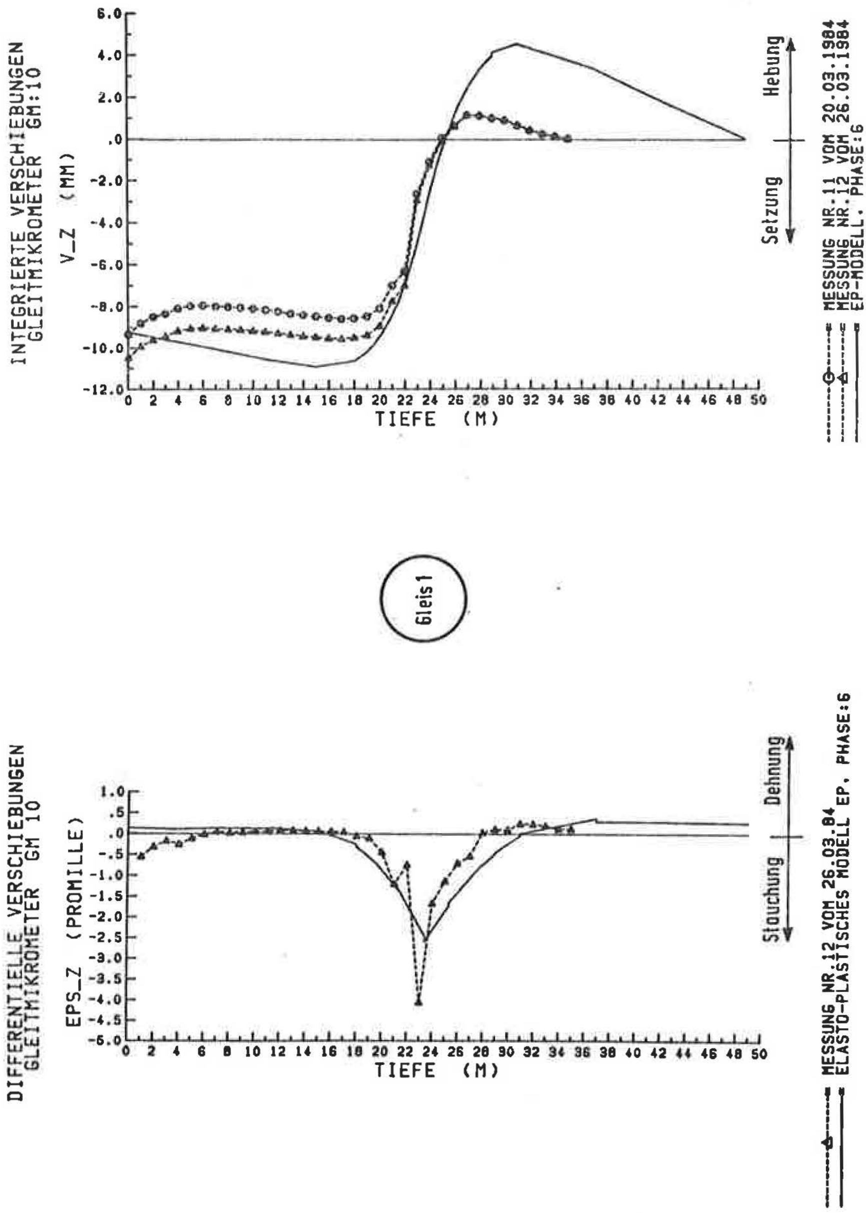


Abbildung 3.28: Gleitmikrometer GM:10; EP-Modell, Phase 6

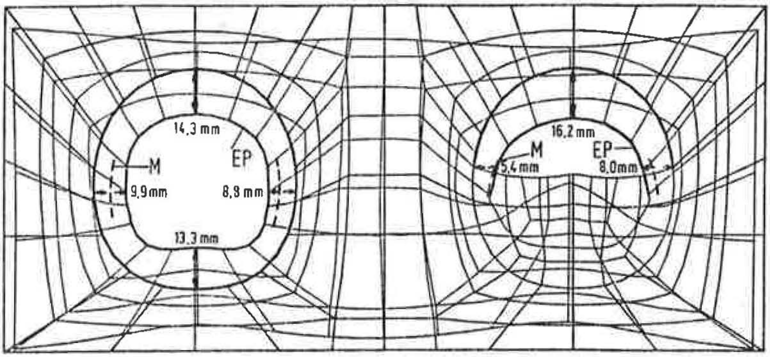


Abbildung 3.29: Konvergenzen in Gleis 1 und Gleis 2; EP-Modell, Phase 6

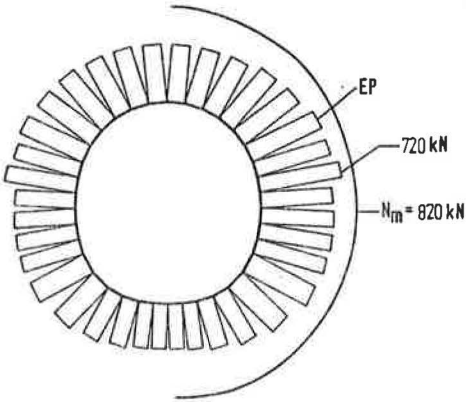


Abbildung 3.30: Normalkräfte in Gleis 1; EP-Modell, Phase 6

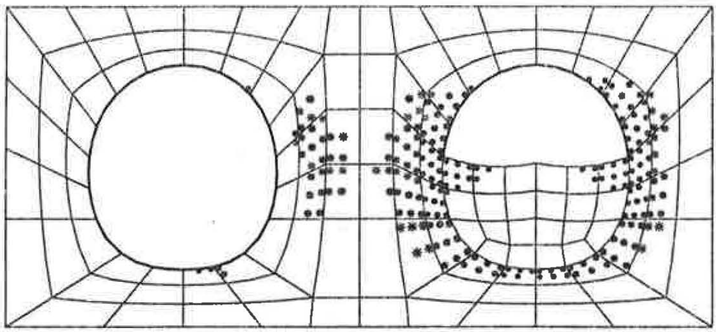


Abbildung 3.31: Plastifizierte Zonen; EP-Modell, Phase 6

D: Ergebnisse der Phase 7

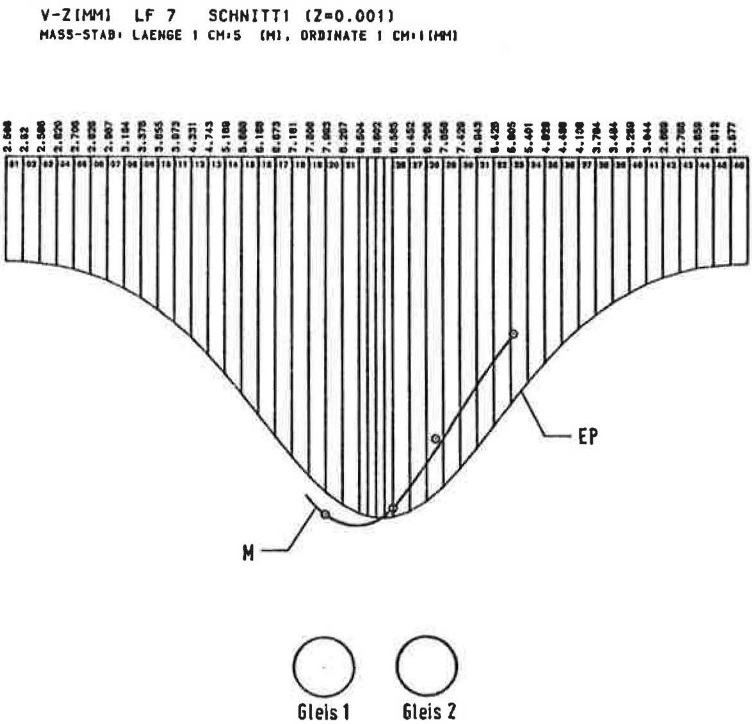


Abbildung 3.32: Quermulde; EP-Modell, Phase 7

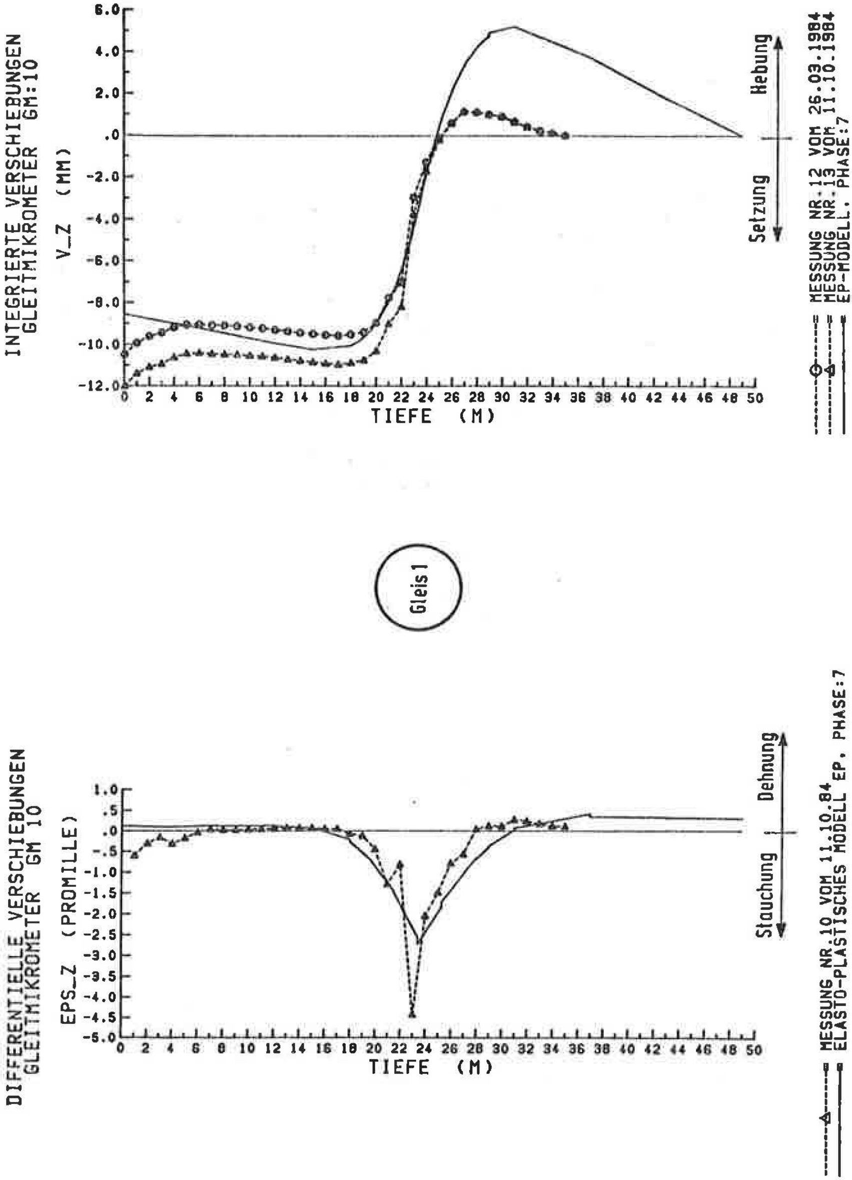


Abbildung 3.33: Gleitmikrometer GM:10; EP-Modell, Phase 7

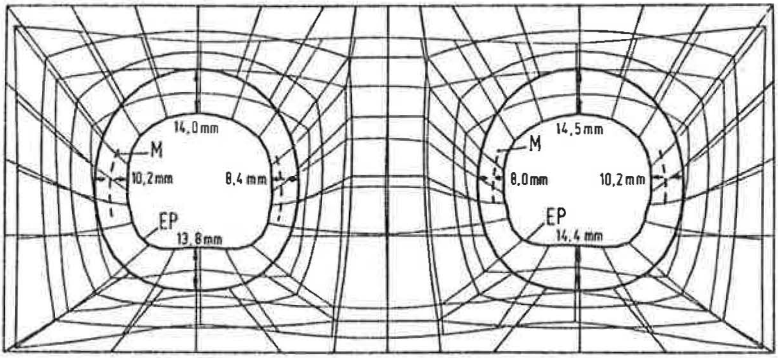


Abbildung 3.34: Konvergenzen in Gleis 1 und Gleis 2; EP-Modell, Phase 7

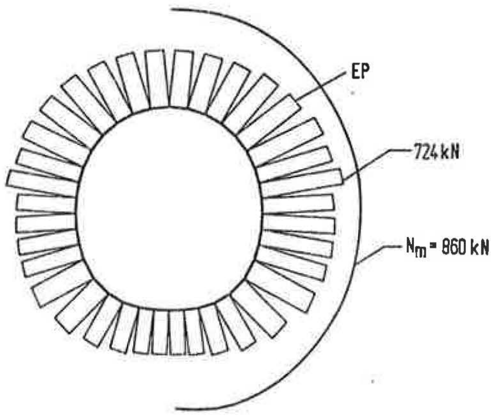


Abbildung 3.35: Normalkräfte in Gleis 1; EP-Modell, Phase 7

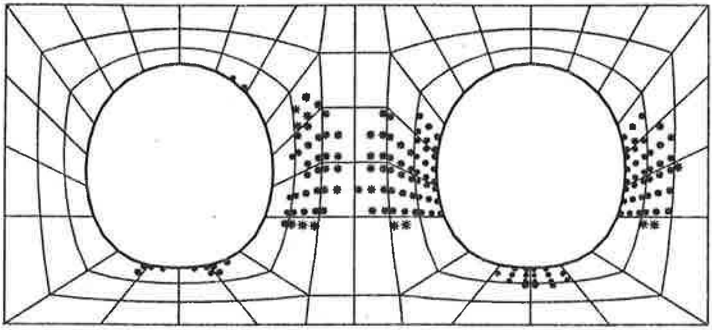


Abbildung 3.36: Plastifizierte Zonen; EP-Modell, Phase 7

3.6.2 Hypoelastisches Modell

A: Ergebnisse der Phase 4

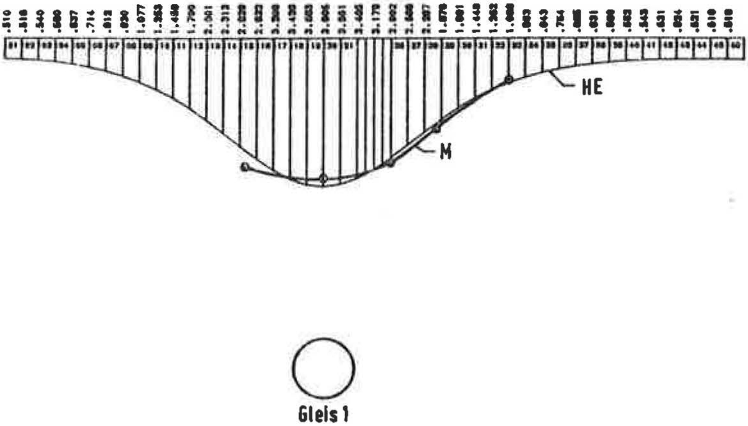


Abbildung 3.37: Quermulde; HE-Modell, Phase 4

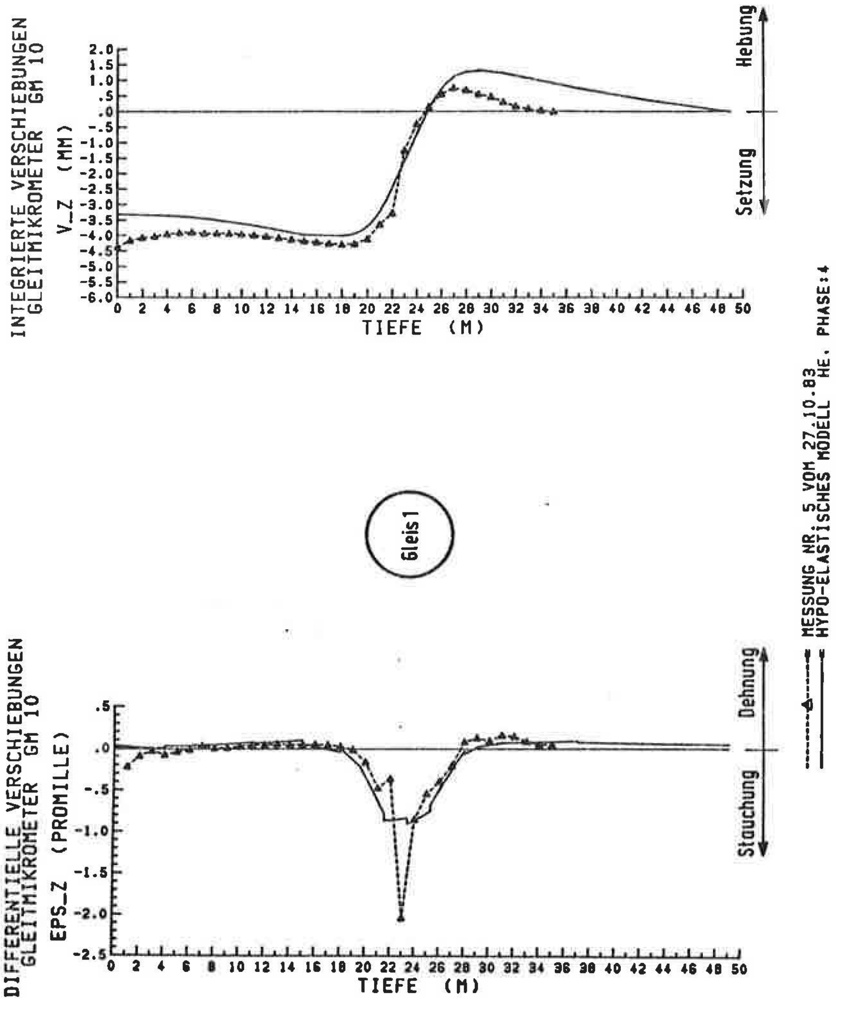


Abbildung 3.38: Gleitmikrometer GM:10; HE-Modell, Phase 4

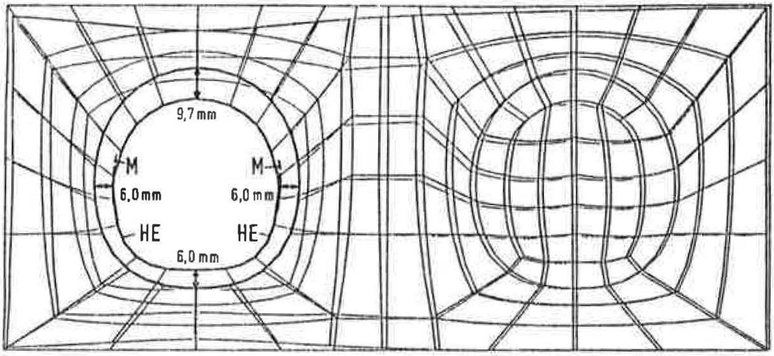


Abbildung 3.39: Konvergenzen in Gleis 1; HE-Modell, Phase 4

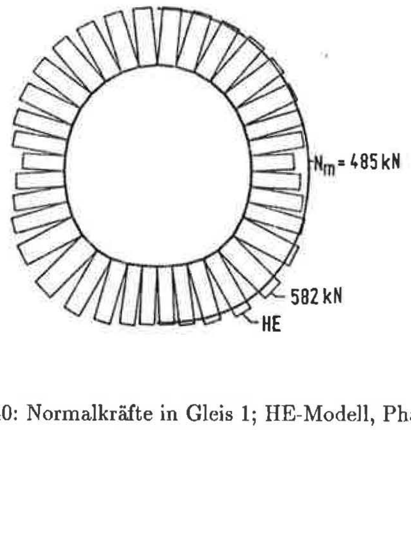


Abbildung 3.40: Normalkräfte in Gleis 1; HE-Modell, Phase 4

B: Ergebnisse der Phase 5

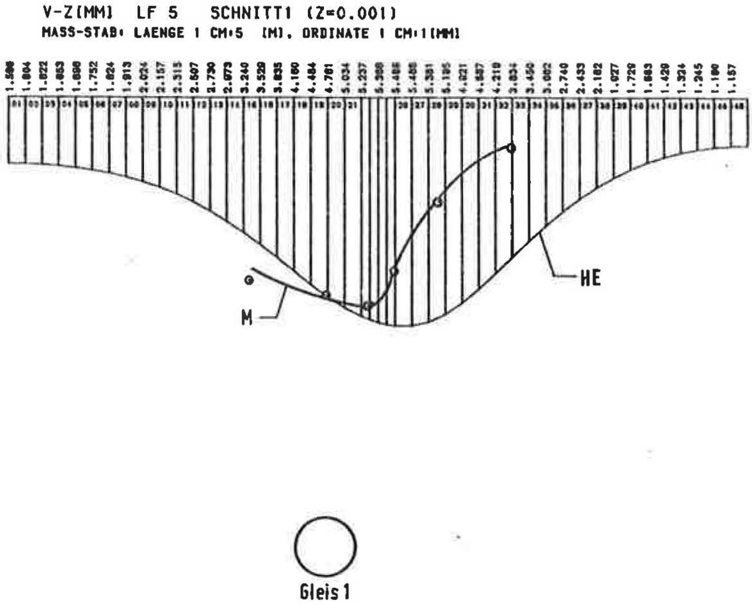


Abbildung 3.41: Quermulde; HE-Modell, Phase 5

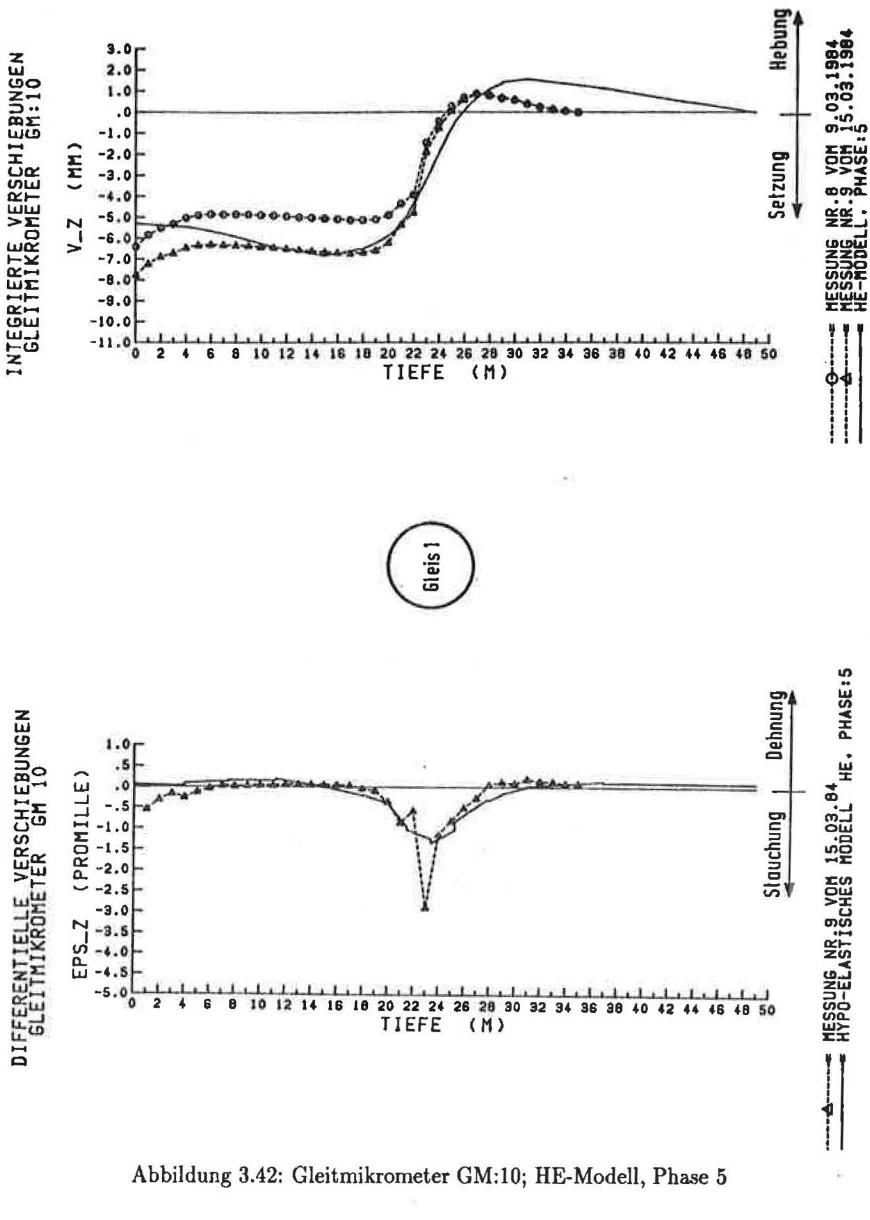


Abbildung 3.42: Gleitmikrometer GM:10; HE-Modell, Phase 5

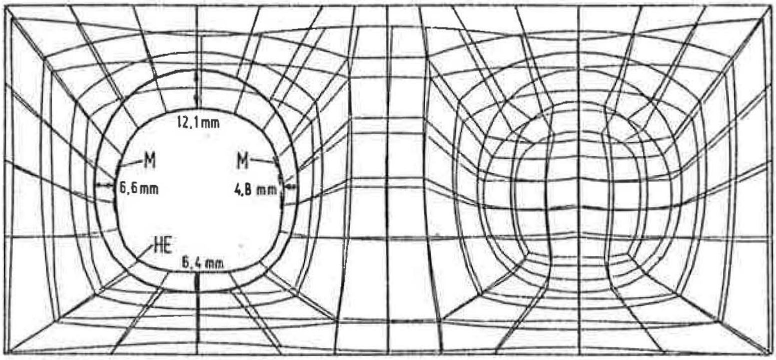


Abbildung 3.43: Konvergenzen in Gleis 1; HE-Modell, Phase 5

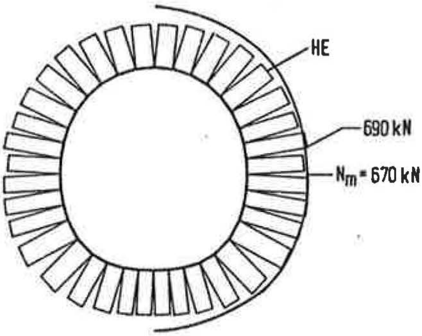


Abbildung 3.44: Normalkräfte in Gleis 1; HE-Modell, Phase 5

C: Ergebnisse der Phase 6

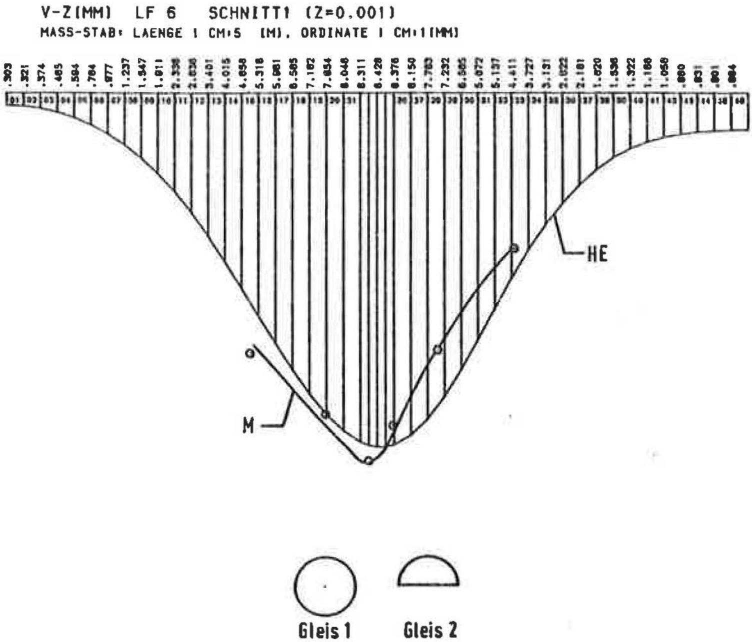


Abbildung 3.45: Quermulde; HE-Modell, Phase 6

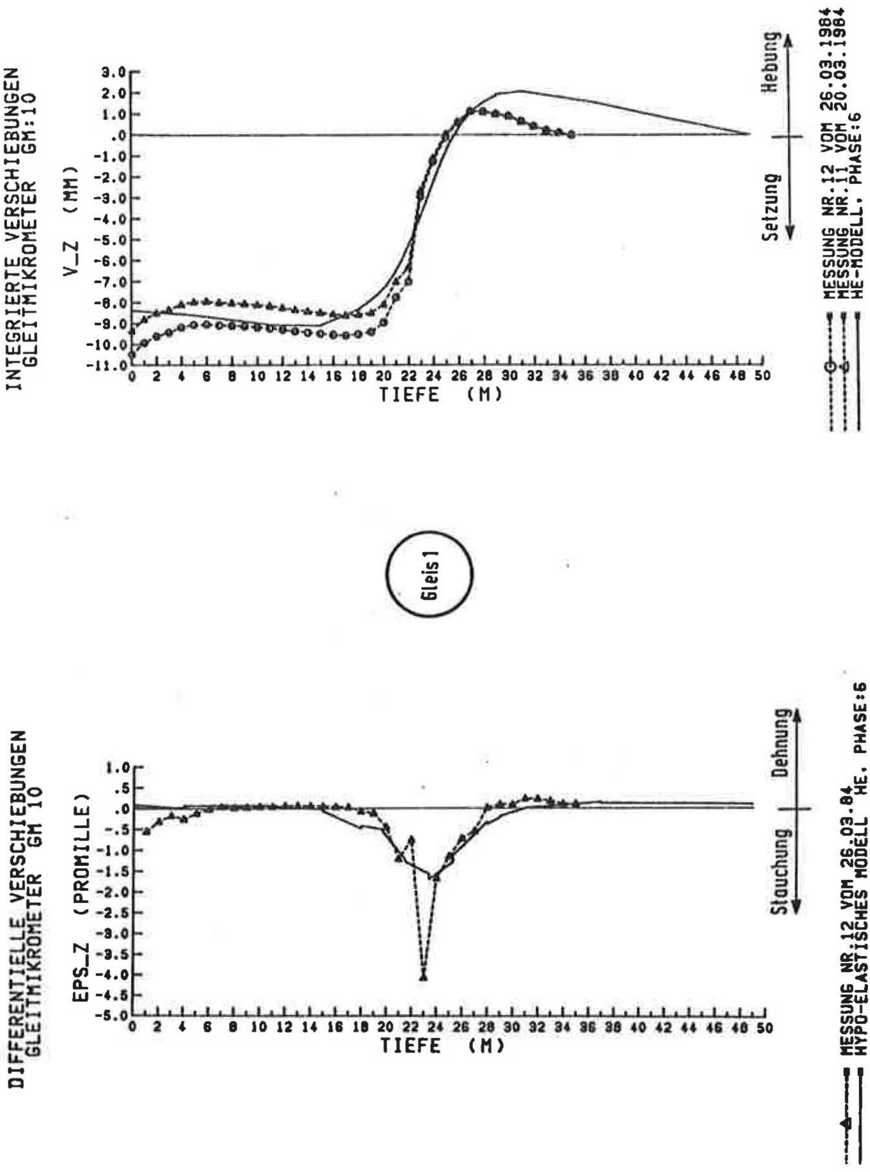


Abbildung 3.46: Gleitmikrometer GM:10; HE-Modell, Phase 6

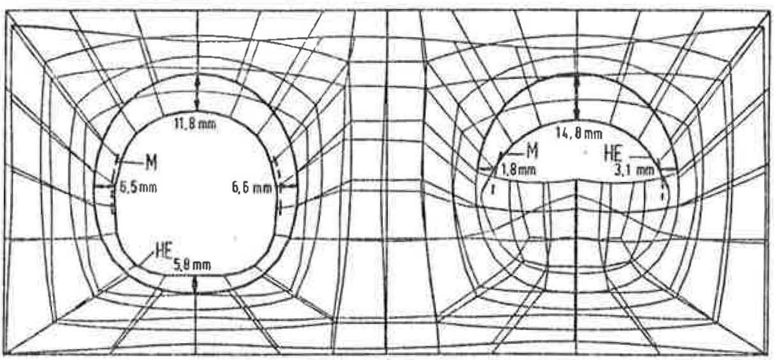


Abbildung 3.47: Konvergenzen in Gleis 1 und Gleis 2; HE-Modell, Phase 6

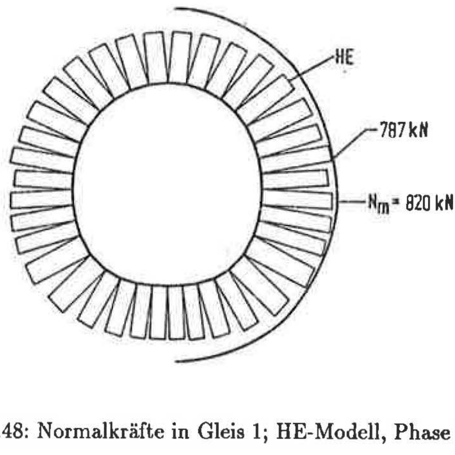


Abbildung 3.48: Normalkräfte in Gleis 1; HE-Modell, Phase 6

D: Ergebnisse der Phase 8

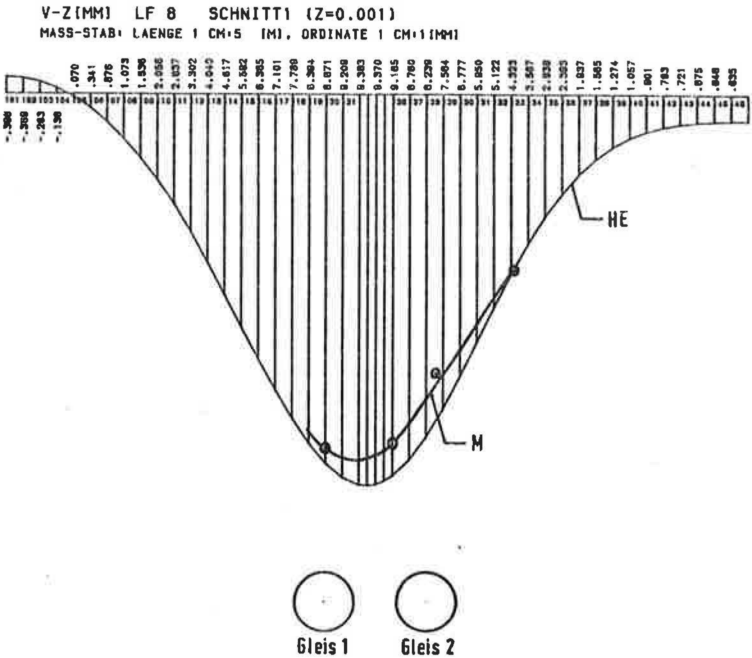


Abbildung 3.49: Quermulde; HE-Modell, Phase 8

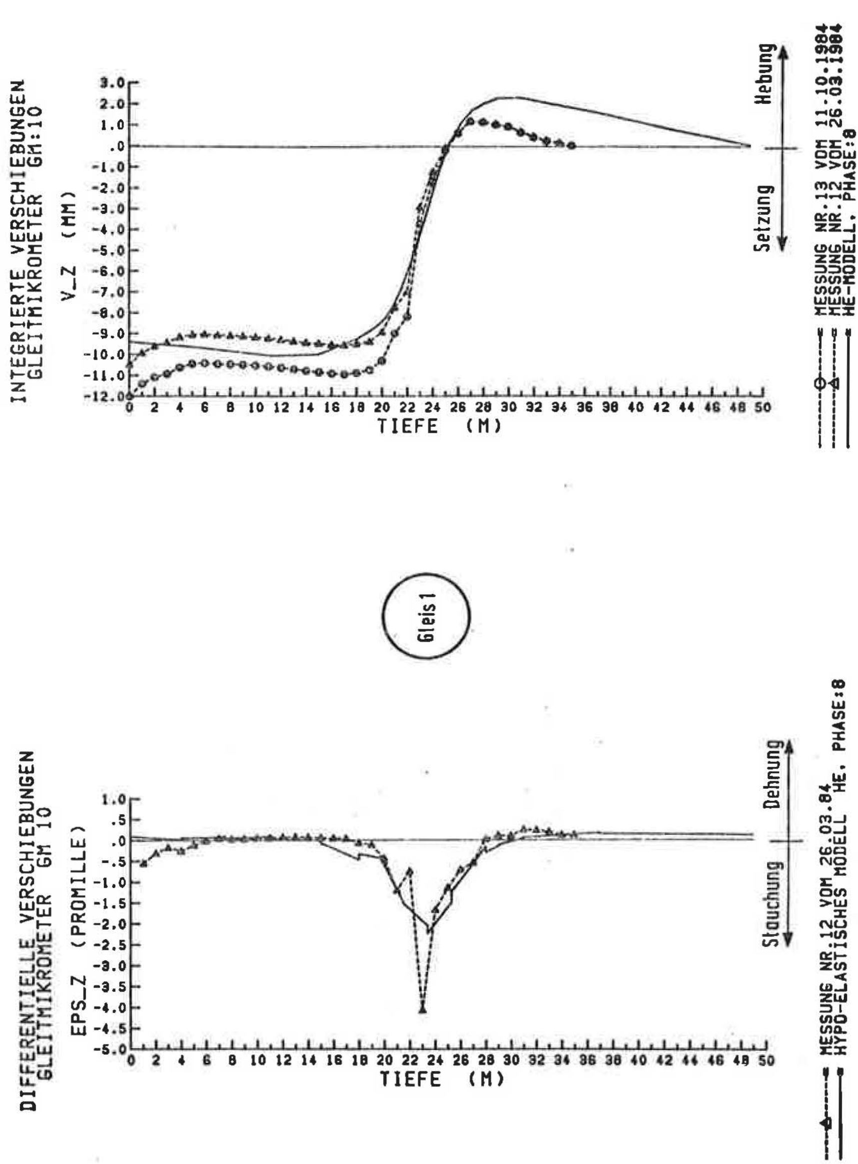


Abbildung 3.50: Gleitmikrometer GM:10; HE-Modell, Phase 8

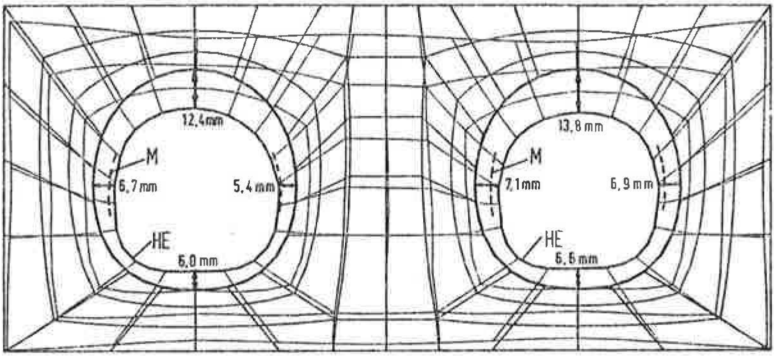


Abbildung 3.51: Konvergenzen in Gleis 1 und Gleis 2; HE-Modell, Phase 8

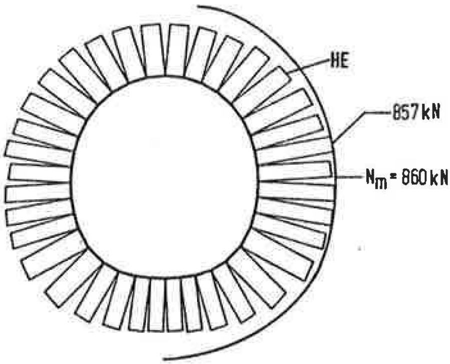


Abbildung 3.52: Normalkräfte in Gleis 1; HE-Modell, Phase 8

4 Zusammenfassung

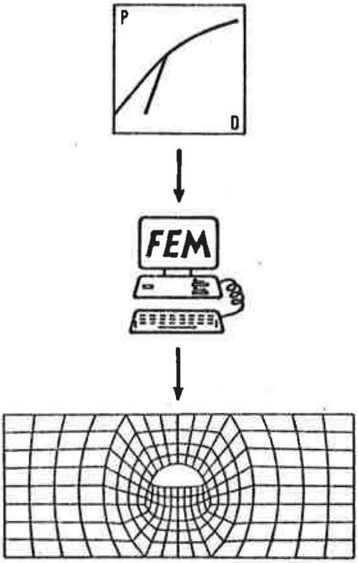


Abbildung 4.1: Von den Feldversuchen zu den Tunnelberechnungen

Abb. 4.1 stellt den Ablauf der unterschiedlichen Aufgabenstellungen, die in dieser Arbeit behandelt wurden, schematisch dar. Zuerst wurden Feldversuche mit Hilfe einer Dilatometersonde durchgeführt. Um aus den Versuchsergebnissen Stoffparameter, die einen nichtlinear-elastischen Boden beschreiben, zu gewinnen, wurde die entsprechende Theorie entwickelt. Diese Theorie wurde in einen Rechenalgorithmus umgesetzt, mit dessen Hilfe die Auswertung zweier Versuche in verschiedenen Bodenarten erfolgte.

Für den Münchner Untergrund wurden Parameter ermittelt, und mit diesem Modell wurde ein Querschnitt der Münchner U-Bahn nachgerechnet. Als Vergleich wurde auch das übliche elasto-plastische Modell mit Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb und die assoziierte Fließregel angewandt. Beide Modelle wurden dann den Meßwerten, die während des Baus der U-Bahn aufgezeichnet wurden, gegenübergestellt.

Die wichtigsten Ergebnisse sind in Form von Abbildungen zusammengestellt. Drei Kurven sind zu erkennen:

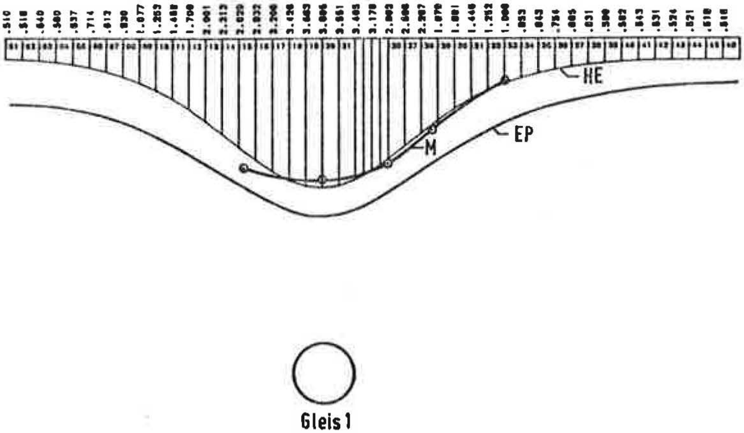
- M : Meßwert
- HE : Ergebnisse nach dem hypoelastischen Stoffgesetz
- EP : Ergebnisse nach dem elastoplastischen Stoffgesetz

Dabei werden zwei Bauzustände dargestellt:

- ZWISCHENERGEBNISSE, wenn die Tunnelröhre von Gleis 1 ausgebrochen und fertig ausgekleidet ist.
- ENDERGEBNISSE, wenn die Tunnelröhren von Gleis 1 und Gleis 2 ausgebrochen und fertig ausgekleidet sind.

Im folgenden werden die Ergebnisse dargelegt, die sich aus der Anwendung eines nichtlinearen Stoffgesetzes ergeben, dessen Stoffparameter mit Hilfe von Dilatometerversuchen gewonnen werden. Die Resultate werden mit denen eines üblicherweise verwendeten elasto-plastischen Modells verglichen.

Im obersten Teil der Abb. 4.2 ist die entstandene Quermulde in der Oberfläche infolge Auffahrens des Gleises Nr. 1 zu sehen. Im untersten Teil der Abb. 4.2 ist die entstandene Quermulde dargestellt, nachdem beide Tunnelröhren aufgefahren und fertig ausgekleidet sind. Die Form der gemessenen Quermulde wird von beiden Systemen gut nachgebildet.
Beim elasto-plastischen Modell wird die Setzung infolge des Auffahrens von Gleis 1 jedoch zu groß geschätzt.
Beim hypoelastischen Modell wird die Form der Quermulde und die Größe der Setzungen infolge des Auffahrens von Gleis 1 gut geschätzt.



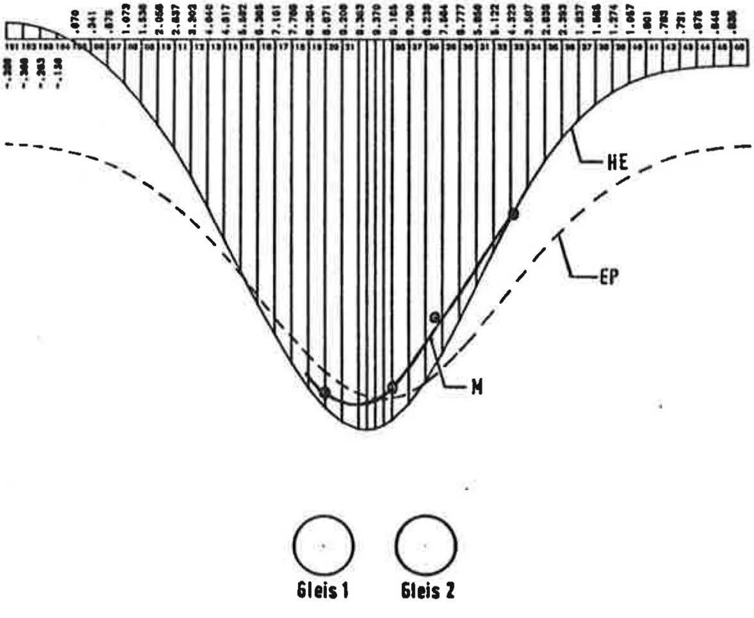


Abbildung 4.2: Quermulden

Wenn die zweite Tunnelröhre aufgefahren ist, verschiebt sich die Lage der tiefsten Setzung etwas nach Gleis 2, was vom hypoelastischen Modell sehr gut nachgeahmt wird, vgl. Abbildungen 3.37, 3.41, 3.45 und 3.49.
Beim elastoplastischen Modell dagegen wird die Lage zu sehr nach Gleis 2 verschoben (vgl. Abbildungen 3.17, 3.22, 3.27 und 3.32) der größte Wert jedoch gut geschätzt.
Bei den Phasen zwischen Fertigstellung von Gleis 1 und Fertigstellung von Gleis 2 konnte folgendes beobachtet werden:
Die Quermulde bei Rechenphase 5 konnte bei beiden Modellen durch Messungen bestätigt werden, vgl. Abb. 3.22 und Abb. 3.41. Die Quermulde bei Rechenphase 6 konnte beim hypoelastischen Modell durch Messungen bestätigt werden, vgl. Abb. 3.45. Beim elastoplastischen Modell war dieses nicht der Fall, vgl. Abb. 3.27.

In Abb. 4.3 sind die integrierten Verschiebungen entlang des Gleitmikrometers GM:10 dargestellt. Es werden beide Stoffmodelle und die Versuchspunkte dargestellt. Im Bereich der Tunnelulmen und unterhalb der Tunnelsohlen können während und nach dem Vortrieb Hebungen beobachtet werden. Diese Hebungen werden vom elastoplastischen Modell in allen Phasen viel zu groß geschätzt, vgl. Abbildungen 3.18, 3.23, 3.28 und 3.33.
Vom hypoelastischen Modell dagegen werden diese Hebungen realistischer geschätzt, vgl. Abbildungen 3.38, 3.42, 3.46 und 3.50.
Ein kleiner, nicht zu vermeidender Fehler ist auf die Größe des Netzes in der vertikalen Richtung zurückzuführen, vgl. Abschnitt 3.6. Dieser Fehler ist beim hypoelastischen Modell jedoch sehr klein gehalten. (ca. ein Drittel im Vergleich zu dem, der beim elastoplastischen Modell vorkommt). Die Form und Größenordnung der integrierten Verschiebungen entlang des Gleitmikrometerschnittes wird vom hypoelastischen Stoffgesetz besser nachgebildet.

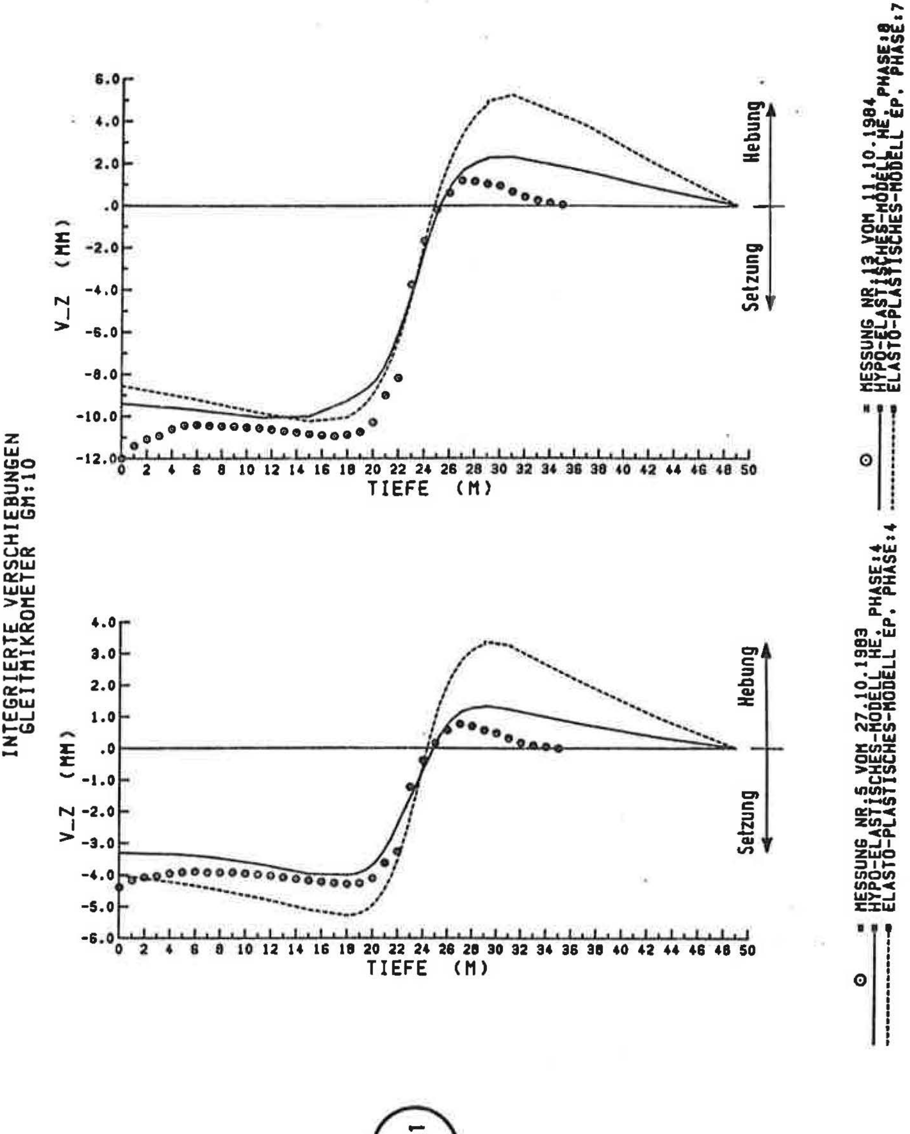


Abbildung 4.3: Gleitmikrometer GM:10

Bei den differentiellen Verschiebungen kann folgendes beobachtet werden: Im Bereich der Tunnelröhren zeigt sich in den Messungen eine große Spitze bei den Stauchungen. Diese Spitze wird eher von dem elastoplastischen Modell nachgebildet, jedoch wird der Bereich, über den sie sich erstreckt, zu groß angenommen, vgl. Abbildungen 3.18, 3.23, 3.28 und 3.33. Daher ist die Fläche, die auf der Stauchungsseite liegt, zu groß d.h. die Setzungen in diesem Bereich werden überschätzt. Da die Hebungen unterhalb der Tunnelröhren auch überschätzt wurden, heben sich diese Fehler gegenseitig auf und deswegen ergeben sich plausible Setzungen an der Oberfläche.
Beim hypoelastischen Modell dagegen zeigt sich eine nicht so ausgeprägte Spitze, wie sie beim elastoplastischen Modell zu erkennen ist. Dafür liegen die anderen Werte beim hypoelastischen Modell näher an den Messungen, vgl. Abbildungen 3.38, 3.42, 3.46 und 3.50.

In Abb. 4.4 sind die Konvergenzen in den Tunnelröhren dargestellt. Die äußere Tunnelkontur, die an das schraffierte Kontinuum angrenzt, stellt den Ausbruchrand vor dem Aushub dar. Nach dem Aushub ergeben sich Konvergenzen in den Ausbruchquerschnitten, die in der Abbildung dargestellt sind. Beim elastoplastischen Modell ergeben sich Hebungen im Bereich der Sohle, die ähnlich oder größer als die Setzungen in den Firsten sind, vgl. Abbildungen 3.19, 3.24, 3.29 und 3.34. In diesen Abbildungen ist es offensichtlich, daß die Hebungen, die mit dem elastoplastischen Modell vorausgesagt werden, zu groß und unrealistisch sind.
Beim hypoelastischen Modell ergaben sich Konvergenzen, die in der Größenordnung der Messungen lagen. Die Form des verformten Ausbruchrandes entspricht eher der Form, die *in situ* zu beobachten und zu erwarten ist, daß nämlich die Firstsetzungen größer als die Sohlhebungen sind, vgl. Abbildungen 3.39, 3.43, 3.47 und 3.51.

Die praktischen Schwierigkeiten der Konvergenzmessungen wurden schon in Abschnitt 3.6 erläutert. Die in Abb. 4.4 dargestellte Konvergenz in der zweiten aufgefahrenen Tunnelröhre konnte nur aus einer Zwischenmessung, die nicht den Endzustand repräsentiert, entnommen werden.

Der Ausbruch der Tunnelröhren bewirkt in den Elementen im Bereich unterhalb der Tunnelsohlen Entspannungen. Die unzutreffend großen Hebungen beim elastoplastischen Modell sind auf den gleichen E-Modul, der sowohl bei Belastung als auch bei Entlastung vom Rechenalgorithmus benutzt wird, zurückzuführen. Einen ausführlichen Vergleich der Moduln zwischen beiden Modellen ist in den Abbildungen 3.14, 3.15 und 3.16 zu sehen.

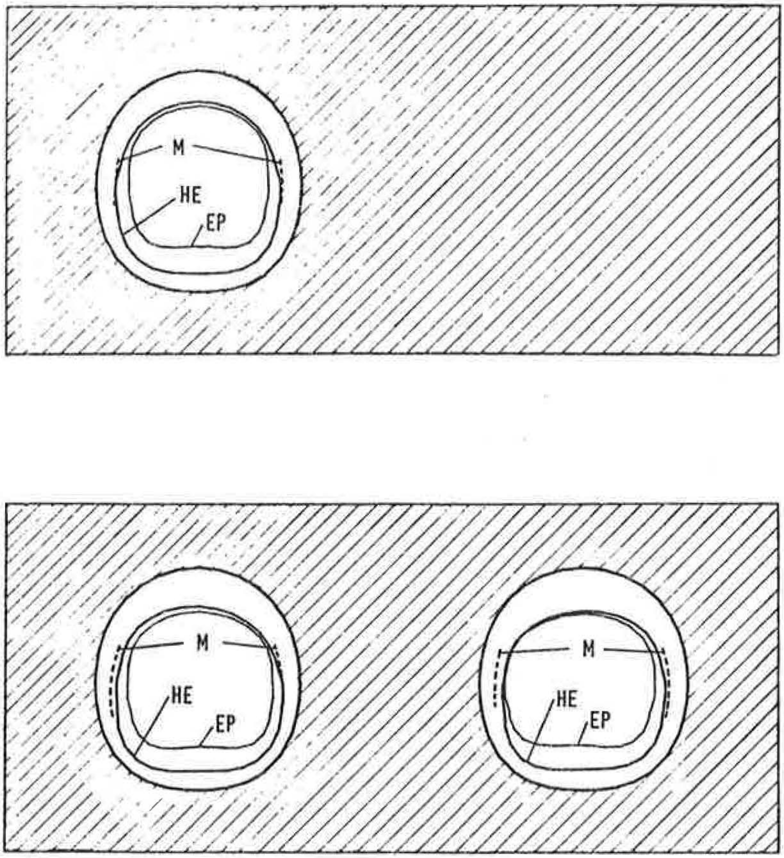


Abbildung 4.4: Konvergenzen in den Tunnelröhren

Bei der Schnittgrößendarstellung der Normalkräfte konnte folgendes beobachtet werden:
Für die Phase 4 wurde in beiden Modellen die maximale Normalkraft im Vergleich zum Mittelwert der Normalkräfte, die in der Kalotte gemessen worden sind, etwas überschätzt (11% beim elastoplastischen und 20% beim hypoelastischen Modell) - vgl. Abbildungen 3.20 und 3.40.
Bei Phase 5 konnte in beiden Modellen die maximale Normalkraft durch Messungen bestätigt werden, vgl. Abbildungen 3.25 und 3.44.
Bei Phase 6 wurde die maximale Normalkraft um 12% beim elastoplastischen Modell unterschätzt, vgl. Abb. 3.30. Beim hypoelastischen Modell wurde sie in ihrer richtigen Größenordnung geschätzt, vgl. Abb. 3.48.
Bei der Endphase wurde die maximale Normalkraft um 16% beim elastoplastischen Modell unterschätzt, vgl. Abb. 3.35, beim hypoelastischen Modell dagegen richtig geschätzt, vgl. Abb. 3.52.

Als Schlußbemerkung wird nochmals ein Überblick über die vorgeschlagene Methode und ihren Anwendungsbereich gegeben:
Zweck der vorliegenden Arbeit ist die Gewinnung von Stoffparametern anhand von Feldversuchen, um möglichst genaue Aussagen über die Verformungen zu erhalten, die der Boden bei der Erstellung eines Hohlraumes erfährt, sowie über die Schnittgrößen, die infolge dieser Verformungen in der Auskleidung auftreten. Die in dieser Arbeit vorgeschlagene Methode ermittelt Stoffparameter, die ein nichtlinear-elastisches (hypoelastisches) Stoffgesetz beschreiben.
Ein solches Stoffgesetz für den Einsatz in Tunnelberechnungen mit Hilfe der Finiten-Elemente-Methode führt zu realistischeren bzw. wirklichkeitsnäheren Ergebnissen als sie vom üblicherweise verwendeten elastoplastischen Stoffgesetz geliefert werden.

Voraussetzung für den Einsatz von nichtlinear-elastischen Stoffgesetzen ist, daß nur kleinere Bodenbereiche das Plateau der Spannungs-Dehnungsbeziehung in Abb. 1.3 erreichen, und sich somit quasi im Bruchzustand befinden. Als Anhaltspunkt werden die plastifizierten Punkte beim elastoplastischen Stoffgesetz in den Abbildungen 3.21, 3.26, 3.31 und 3.36 dargestellt. Danach kann angenommen werden, daß die zu erwartenden Plastifizierungszonen beim Tunnelbau klein im Vergleich zum gesamten Netz bleiben (nur 4% der Elemente erlitten Plastifizierungen).

5 Literatur

[1] *AXHAUSEN, K. (1980):*
Ein Beitrag zur Erfassung der Bauzustände bei der Berechnung von Tunnelbauten, *Dissertation München.*

[2] *BAGUELIN, F. / JEZEQUEL, J.F. / SCHIELDS, D.H. (1978):*
The Pressuremeter and Foundation Engineering, *Series on Rock and Soil Mechanics, Vol 2 (1974/77) No. 4, Trans Tech Publications.*

[3] *BAUMANN, H.J. (1981):*
Formänderungsverhalten tertiärer Mergel in Labor- und Bohrlochversuchen, *Berichte von der 3. Nationalen Tagung für Ingenieurgeologie, Ansbach.*

[4] *BAUMANN, Th. (1985):*
Messung der Beanspruchung von Tunnelschalen, *Bauingenieur (S. 449-454).*

[5] *BAUMANN, Th. / HILBER, H.M. (1984):*
Zur Berechnung von U-Bahn-Tunnels im Lockergestein, *Proc. Tagung T.U.-München / Finite Elemente, Anwendungen in der Baupraxis.*

[6] *BAUMANN, Th. / SULKE, B. / TRYSNA, T. (1985):*
Einsatz von Messung und Rechnung bei Spritzbetonbauweisen im Lockergestein, *Bautechnik Heft 10 und 11.*

[7] *BJÖRCK, A. / DAHLQUIST, G. (1979):*
Numerische Methoden, *R. Oldenbourg Verlag.*

[8] *BRONSTEIN SEMENDJAJEW (1970):*
Taschenbuch der Mathematik, *Verlag Harri Deutsch.*

[9] *BYRNE, P.M. / ELDRIDGE, T.L. (1982):*
A Three Parameter Dilatant Elastic Stress-Strain Model for Sand, *International Symposium on Numerical Models in Geomechanics / Zurich, Ed. Dunger, Pande, Studer.*

[10] *CRAMER, H. (1980):*
Numerische Behandlung nichtlinearer Probleme der Boden und Felsmechanik mit elasto-plastischen Stoffgesetzen, *Institut für Konstruktiven Ingenieurbau / Ruhr Universität Bochum.*

[11] *CRAIG R.F. (1983):*
Soil Mechanics, 3rd *Edition, Van Nostrand Reinhold Co. Ltd.(U.K.)*

[12] *DESAI C.S. / ABEL J.F. (1972):*
Introduction to the Finite Element Method, A Numerical Method for Engineering Analysis, *Van Nostrand Reinhold Company.*

[13] *DIN 18137 (1983):*
Bestimmung der Scherfestigkeit: Dreiaxialversuch, *Vornorm Teil 2, April 1983.*

[14] *DUNCAN, J.M. / CHANG, C.Y. (1970):*
Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil, *Journ. of the Soil Mechanics and Foundations Divisions 96, (pp. 1629-1653).*

[15] *EIDG. TECHNISCHE HOCHSCHULE ZÜRICH (1986):*
Geotechnische Messungen, U-Bahn München, Linie 5/9 Baulos 7, Bf. Lehel, *Schlußbericht, Zwischenberichte 7–24.*

[16] *FINK, Th. (1979):*
Neue Österreichische Tunnelbauweise : Berechnungsmodelle , *Diplomarbeit Nr. 129, T.U.-München, Lehrstuhl für Baustatik.*

[17] *GOLDSCHEIDER, M. (1984):*
True Triaxial Tests on Dense Sand , *Constitutive Relations for Soils, Eds.: Gudehus, G. / Darve, F. /Vardoulakis, I., Grenoble, A.A. Balkema.*

[18] *GUDEHUS, G. (1982):*
Stoffgesetze der Bodenmechanik, *Grundbau-Taschenbuch, 3. Auflage, Teil 1.*

[19] *HALL, G. / WATT, J.M. (1976):*
Modern Numerical Methods for Ordinary Differential Equations.

[20] *HANSEN, BENT (1958):*
Line Ruptures Regarded as Narrow Rupture Zones. Basic Equations Based on Kinematic Considerations. *Proc. Conf. Earth Pressure Problems, Brussels I,pp. 39-48.*

[21] *HAUGENEDER, E.v. / HABERL, G. (1984):*
Nichtlineare Finite-Elemente-Berechnung von Tunnelbauwerken, *Proc. Tagung T.U.-München / Finite Elemente, Anwendungen in der Baupraxis.*

[22] *HAY, G.E. (1953):*
Vector and Tensor Analysis, *Dover Publications, Inc., New York.*

[23] *HUGHES, J.M.O. / WROTH, C.P. / WINDLE, D. (1977):*
Pressuremeter Tests in Sand, *Géotechnique 27, No. 4, 455-477.*

[24] *JELINEK, R. / SOOS, P. von (1980):*
Einfluß der Wasserhaltung auf die Lastannahmen beim Bau der U-Bahn-Linie 8/1, *Firmengruppe und U-Bahn Referat, U-Bahn für München / U-Bahn-Linie 8/1.*

[25] *KONDNER, R. / ZELASKO, J. (1963):*
A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sands, *Proceedings of the 2nd Panamerican Conference on Soil Mechanics andFoundation Engineering, Vol 1, Brasil.*

[26] *KÖPPEL, J. / AMSTAD, Ch. / KOVARI, K. (1983):*
The Measurement of Displacement Vectors with the "TRIVEC" Borehole Probe, *International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, September 1983, Volume 1.*

[27] *KOVARI, K. / AMSTAD, Ch. (1983):*
Fundamentals of Deformation Measurements, *International Symposium on Field Measurements in Geomechanics, Zurich, September 1983, Volume 1.*

[28] *KULHAWY, F.H. / DUNCAN, J.M. (1972):*
Stresses and Movements in Oroville Dam, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division (Proceedings of the American Society of Civil Engineers).*

[29] *LAMBE, T.W. / WHITMAN, R.V. (1969):*
Soil Mechanics, *Massachusetts Institute of Technology, John Wiley & Sons, Inc.*

[30] *LEVY, H. / BAGGOTT, E.A. (1950):*
Numerical Solutions of Differential Equations, *Dover Publications, Inc., New York.*

[31] *LUNDGREN, H. / BRINCH HANSEN, J. (1960):*
Hauptprobleme der Bodenmechanik.

[32] *MAINI, K.S. (1989):*
Nonlinear Values of E, μ and ϕ from Routine Triaxial Tests, *Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München.*

[33] *MURPHY, G.M. (1960):*
Ordinary Differential Equations and their Solutions, *D. Van Nostrand Company, Inc.*

[34] *NAG FORTRAN Library Manual - Mark 12 (1987):*
1st Edition March 1987, ISBN 1-85206-029-8, *The Algorithms Group Limited.*

[35] *NAYLOR, D.J. (1975):*
Numerical Models for Clay Core Dams, *Proc. Int. Symp. on Criteria and Assumptions of Numerical Analysis of Dams, Swansea.*

[36] *NAYLOR, D.J. (1978):*
Finite Element Methods in Soil Mechanics / Stress-Srain Laws for Soil, *SCOTT, Development in Soil Mechanics-1, Applied Science Publishers Ltd., London.*

[37] *NAYLOR / PANDE / SIMPSON / TABB (1981):*
Finite Elements in Geotechnical Engineering, *Pineridge Press, Swansea, U.K.*

[38] *NELSON, I. / BARON, M.L. (1971):*
Application of Variable Moduli Models to Soil Behavior, *Int. Journal of Solids Structures, Vol 7, pp. 399 to 417.*

[39] *PAHL, A. (1984):*
Empfehlung Nr.8 des Arbeitskreises 19 „Versuchstechnik Fels“ der Deutschen Gesellschaft für Erd und Grundbau e.V., *Dilatometerversuche in Felsbohrungen / Bautechnik, Heft 4.*

[40] *PRESSIOMETER LOUIS MENARD (1979):*
Regeln für die Anwendung der Pressiometertechniken und Auswertung der Resultate für die Berechnung von Gründungen, *Allgemeine Anweisung (D60 All.).*

[41] *PYKE ROBERT (1986):*
The use of linear elastic and piecewise linear models in finite element analysis, *Geomechanical Modelling in Engineering Practice, Eds. Dungar R./ Studer, J.A., A.A. Balkema.*

[42] *RABCEWICZ L.v. (1965):*
Die neue Österreichische Tunnelbauweise, I. Entstehung, Ausführungen und Erfahrungen, *Bauingenieur 40, Heft 8.*

[43] *ROCHA, M. / da SILVEIRA, A. / GROSSMANN, N. / de OLIVEIRA, E. (1966):*
Determination of the deformability of rock mases along boreholes, *Proc. 1st Congress International Society of Rock Mechanics, Vol 1, Lissabon.*

[44] *ROWE, P.W. (1972):*
Theoretical Meaning and Observed Values of Deformation Parameters for Soil, *Proceedings of The Roscoe Memorial Symposium on Stress-Strain Behaviour of Soils.*

[45] *SCHAD, H. (1979):*
Nichtlineare Stoffgleichungen für Böden und ihre Verwendung bei der numerischen Analyse von Grundbauaufgaben, *Baugrundinstitut Stuttgart / Mitteilung 10.*

[46] *SCHIKORA, K. (1984):*
Ebene und räumliche F.E. Berechnungen im Tunnelbau, *Tunnel, Heft 3 (S. 158-161).*

[47] *SCHIKORA, K. / FINK, T. (1982):*
Berechnungsmethoden moderner bergmännischer Bauweisen beim U-Bahn-Bau, *Bauingenieur (S. 193-198).*

[48] *SCHIKORA K. / OSTERMEIER B. (1988):*
Temporäre Sicherung von Tunneln mit Spritzbeton (Tragwirkung und Bemessung), *Bauingenieur, September (S. 399-403)*

[49] *SCHOFIELD, A. / WROTH, P. (1986):*
Critical State Soil Mechanics, *Mc. Graw-Hill, London.*

[50] *SCHWARZ, P (1986):*
Elastische und bleibende Verformungen bei Dynamischen Triaxialversuchen, *Forschungsbericht der von der Deutschen Forschungsgemeinschaft geförderten Forschungsarbeit Fl 136/1-1.*

[51] *SET - BENUTZERHANDBUCH (1982):*
T.U.-München: Fachgebiet Elektronisches Rechnen im konstruktiven Ingenieurbau; Axhausen, K. / Fink, Th. / Katz, C. / Rank, E. / Stieda, J. / Werner, H. / Verscheur, T.

[52] *SMITH, C.N. (1971):*
An Introduction to Matrix and Finite Element Methods in Civil Engineering, *Applied Science Publishers LTD, London.*

[53] *SKEMPTON, A.W. (1954):*
The Pore-Pressure Coefficients A and B , *Géotechnique Volume 4, pp. 143-147.*

[54] *SOOS, P. von (1980):*
Eigenschaften von Boden und Fels; ihre Ermittlung im Labor, *Grundbau Taschenbuch, 3. Auflage, Teil 1, Herausgeber und Schriftleiter: Smoltczyk U., Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.*

[55] *THUT, A. (1977):*
Deformation Moduli of Pressure Grouted Soils Determined by Dilatometer Testing, *Proc. International Symposium on Field Measurements in Rock Mechanics, Zurich.*

[56] *TIMOSHENKO, S. / GOODIER, J.N. (1951):*
Theory of Elasticity, *Mc. Graw-Hill Book Company, Inc.*

[57] *VALLIAPPAN, S. (1981):*
Continuum Mechanics Fundamentals, *A.A. Balkema / Rotterdam.*

[58] *WEBER, J. (1984):*
Erfahrungen mit Druckluftvortrieben in Spritzbetonbauweise, *Tunnel, Heft 1 (S.16-28).*

[59] *WITTKE, W. (1984):*
Felsmechanik, *Springer-Verlag.*

[60] *WITHERS, N.J. / SCHAAP, L.H.J. / DALTON, C.P. (1986):*
The Development of a Full Displacement Pressuremeter, *The Pressuremeter and Its Marine Applications: Second International Symposium. ASTM STP 950 Briaud & Audibert Eds.*

[61] *WROTH, C.P. (1971):*
Stress-Strain Behavior of Soils, *Proceedings of the Roscoe Memorial Symposium, Cambridge University.*

[62] *WROTH, C.P. / WINDLE, D. (1975):*
Analysis of the Pressuremeter Test Allowing for Volume Change, *Géotechnique, London, Vol. 25 No. 3, Technical Notes, pp. 598-604.*

[63] *ZIENKIEWICZ (1971):*
The Finite Element Method in Engineering Science, *Mc. Graw-Hill, London.*

Schriftenreihe
Lehrstuhl und Prüfamt
für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik
der Technischen Universität München

Herausgegeben von
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik
und Felsmechanik

Heft 1 1982	Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden - vergriffen -
Heft 2 1983	Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik
Heft 3 1984	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach
Heft 4 1985	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten silikatgel-injizierter Sande
Heft 5 1985	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle
Heft 6 1986	Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien
Heft 7 1986	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse
Heft 8 1987	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben
Heft 9 1987	Testing of bentonite suspensions
Heft 10 1987	Beiträge zur Felsmechanik
Heft 11 1988	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden
Heft 12 1988	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge
Heft 13 1989	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise
Heft 14 1989	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten