

# MODELLVERSUCH ÜBER EINE NEUARTIGE BAHNHOFKONSTRUKTION DER BUDAPESTER UNTERGRUNDBAHN

Von

M. FARKAS, L. KÖRÖNDI, L. KRISTÓF, A. SZITTNER, P. TOMKA,  
J. VISONTAI

Lehrstuhl für Stahlkonstruktionen, Technische Universität, Budapest

(Eingegangen am 15. April, 1969.)

Vorgelegt von Prof. Dr. O. HALÁSZ

Zur Klärung von theoretischen und Ausführungsproblemen einer neuartigen Bahnhofskonstruktion für die Budapester Untergrundbahn wurden am Lehrstuhl für Stahlkonstruktionen im Auftrag des Untergrundbahn-Betriebs und des Entwurfsbüros für Straßen- und Eisenbahnbau (UVATERV) breit-angelegte Modellversuche durchgeführt. Zweck der unter der Leitung von Dipl.-Ing. Miklós MÜLLER (UVATERV) angestellten Modellversuche war, die Spannungen und Beanspruchungen im Boden und in der Tunnelkonstruktion zu ermitteln. Im Laufe der Versuche wurden mehrere Bodenarten und Konstruktionssysteme untersucht. In diesem Beitrag soll über die Versuche berichtet werden, wobei von den Auswertungsergebnissen des UVATERV und den Folgerungen, die daraus gezogen werden können, nur kurz Erwähnung getan wird.

Die Modellversuche wurden zuerst durch spannungsoptische Messungen gewissermaßen vorbereitet; erst dann folgten die eigentlichen Versuche.

In sämtlichen Phasen der Modellversuche wurde der eigentlich inhomogene, anisotrope Boden mit einem elastischen, homogenen und isotropen Material nachgebildet, das selbstverständlich das Verhalten des Bodens nicht vollkommen treu wiedergeben konnte. Der wichtigste Unterschied besteht darin, daß im Gegensatz zum wirklichen Boden das Modellmaterial die Aufnahme sowohl von Zug- als auch von Druckspannungen ermöglicht. Die Klebeverbindung gestattete auch die Entstehung von Zugspannung zwischen Trägerkonstruktion und Boden.

Die Tunnelkonstruktion besteht aus Tübbing. Im Treffpunkt der beiden Zwillingsprofile vereinigen sich die ringförmigen Tragkonstruktionen oben und unten in starken Kopf- und Sohlenbalken, die in Abständen von je 4 m durch Säulen verbunden sind. Die Tübbinge sind aus Gußstahl, die Kopf- und Sohlenbalken aus Stahlbeton, die Säulen werden aus mit Beton verfüllten Stahlrohren hergestellt (Abb. 1). In sämtlichen Versuchsphasen wurde diese Konstruktion im Modell nachgebildet. Die Versuchsvarianten wiesen Abweichungen hinsichtlich folgender Kennwerte auf:

Elastizitätseigenschaften des Bodens,  
 Bodenbelastung,  
 Verbindungen der Säulen zwischen Kopf- und Sohlenbalken,  
 Verbindungen der aus Tübbingem zusammengesetzten Ringkonstruktion  
 bzw. der Ringe mit den Kopf- und Sohlenbalken (durchlaufende und gelenkige  
 Verbindungen).

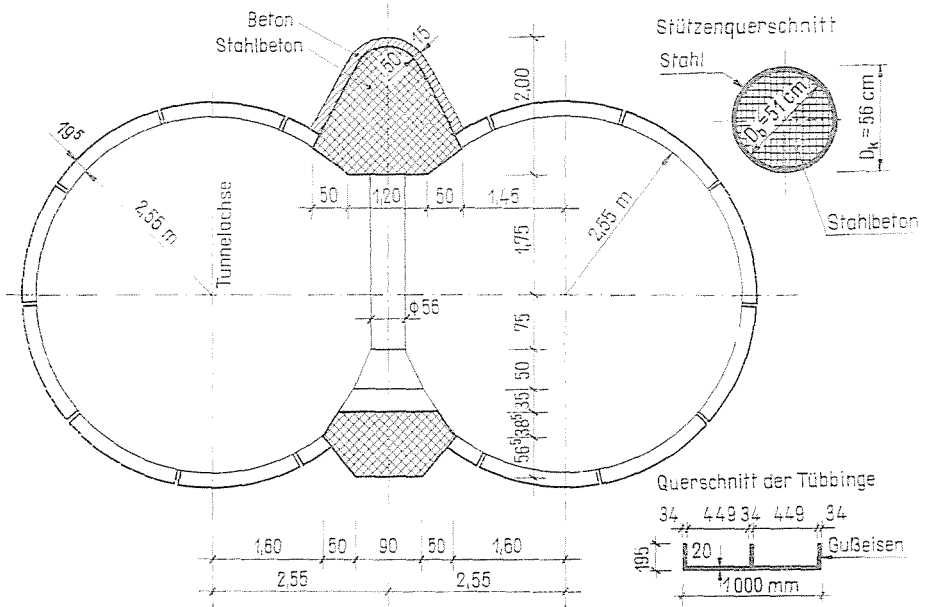


Abb. 1

### I. Spannungsoptische Untersuchungen

Bei den Versuchen sollte das Verhalten eines durch das Zwillingsrohrprofil des Bahnhofs durchbrochenen, homogenen, elastischen Halbraumes untersucht werden. Im Laufe der Untersuchungen wurde auf eine qualitative Feststellung der Bodenspannungsverteilung um die Tunnelkonstruktion Gewicht gelegt. Dazu wurden folgende Grundmodelle untersucht:

- Feststellung der Spannungsverteilung der anstatt des homogenen, elastischen Halbraumes angewandten Scheibe endlicher Größe im Vergleich zu den bei den anderen Modellen ermittelten Spannungen;
- Spannungszustand des elastischen Halbraumes mit einer dem vorgesehenen Zwillingsstunnel entsprechenden Aussparung, ohne eingebaute Trägerkonstruktion;
- Spannungszustand des elastischen Halbraumes bei einer dem Zwillingsprofil entsprechenden, unendlich steifen Ausfüllung;

d) Spannungszustand des elastischen Halbraumes bei dem Einbau eines der tatsächlichen Tunnelkonstruktion entsprechenden Modells. Es wurden vier Varianten untersucht:

- durchlaufende Ringkonstruktion mit und ohne Mittelsäule;
- den Verbindungen der Tübbinge entsprechend ausgebildete, gelenkige Ringkonstruktion mit und ohne Mittelsäule.

Für die spannungsoptischen Versuche wurde der Boden aus Allylharz Columbia Resin CR 39 modelliert. Die Trägerkonstruktion war aus Aluminium, unter Berücksichtigung der unterschiedlichen Elastizitätsmodulen der wirklichen Konstruktion und des Modells. Der Maßstab wurde zwischen 1 : 120 und 1 : 100 geändert.

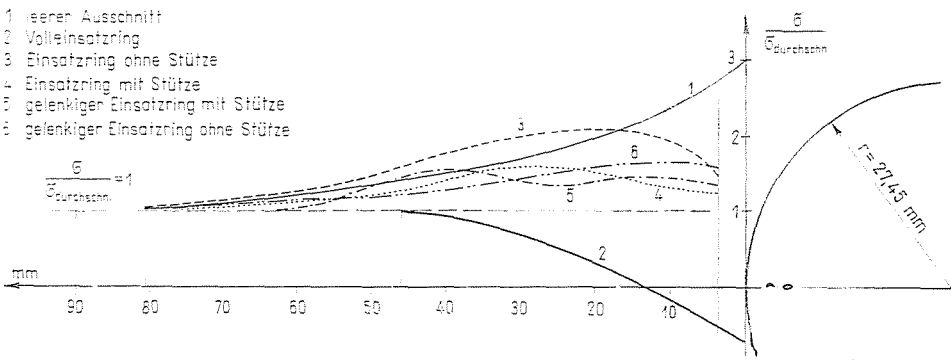


Abb. 2

Durch die Versuche sollte vor allem die Frage beantwortet werden, in welcher Entfernung die Störung der Bodenspannungen zufolge des Tunnelbaues verschwindet, ferner sollten die höchsten Bodenspannungen ermittelt werden.

Zur Beantwortung der ersten Frage wurden die aufgrund von Isoklinen konstruierten Hauptspannungstrajektorien herangezogen. Sorgfältig konstruierte, aus den Punkten mit gleicher Spannung (im vorliegenden Falle aus dem belasteten Umfang) ausgehende Hauptspannungstrajektorien geben nämlich hinreichenden Aufschluß über die relative Größe der Hauptspannungen. Diese Spannungsverteilung entlang des Schnittes in der waagerechten Mittellinie der Tunnelkonstruktion ist in Abb. 2 dargestellt, wo neben jeder Spannungsverteilung angegeben ist, auf welche Versuchsvariante sich bezieht. Der Spannungszustand eines Punktes in unmittelbarer Nähe des Tunnelprofils wurde bei den Modellen mit freiem Umfang durch die Isochromatenordnung bei den durch eine Trägerkonstruktion versteiften Modellen mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen mit einer Meßbasis von 3 mm festgestellt.

Aufgrund von spannungsoptischen Versuchen wurde festgestellt, daß es für den Boden im weiteren genüge, neben dem Tunnel eine etwa dem Tunnel-durchmesser entsprechende Breite nachzubilden.

## 2. Modellversuche

Bei den Modellversuchen wurden die Spannungen in Böden verschiedener Steife sowie die Spannungen von in dem Boden verschiedenartig eingebetteten und auch statisch unterschiedlich ausgebildeten Trägerkonstruktionen bestimmt.

Als Modellmaßstab wurden für die leichteren Herstellung die Abmessungen des zur Verfügung stehenden Materials 1 : 21.8 angenommen.

### 2.1. Modellierung des Bodens

Es wurden vier verschiedene Arten von Bodenmodellen verwendet. Das weichste davon war ein Gummimodell, das aus Platten von 5 mm Dicke zu einem Block von 50 mm Dicke zusammengeklebt war. Nach den auf dem zusammengeklebten Block durchgeführten Messungen waren beim Gummimodell  $E_I \cong 450 \text{ kp/cm}^2$ ;  $\mu \cong 0.465$ .

Zur Wiedergabe der Bodenart mit der größten Härte wurde eine Hart-PVC-Platte verwendet, die ebenfalls aus mehreren Schichten zusammengeklebt war, mit Elastizitätskennwerten  $E_{II} \cong 10\,700 \text{ kp/cm}^2$  bzw.  $\mu \cong 0.470$ .

Es wäre sehr kostspielig gewesen, für weitere Bodenarten entsprechende Bodenmodelle anzufertigen, daher wurde im weiteren der »Boden« durch Löcher geschwächt und dadurch seine spezifische Kompressibilität erhöht. Auf diese Weise wurden noch weitere zwei »Böden« erhalten, mit den Elastizitätsmodulen

$$E_{III} \cong 5400 \text{ kp/cm}^2, \\ E_{IV} \cong 2300 \text{ kp/cm}^2, \text{ und } \mu = 0.5$$

Für die erste Bodenart wurden in einem Netz von  $4 \times 4 \text{ cm } \varnothing 10 \text{ mm}$  Löcher gebohrt ( $\Delta F/F = 0.0982$ ), für die zweite Bodenart wurden diese zu einem  $2 \times 2 \text{ cm}$  Netz verdichtet ( $\Delta F/F = 0.3927$ ). Der Elastizitätsmodul wurde teils an besonderen Versuchskörpern, teils am Modell selbst gemessen. Bei den gelochten Modellen wurde bereits bei verhältnismäßig niedrigen Beanspruchungen ein bedeutendes Kriechen beobachtet; es wurde versucht, dies durch eine rasche, rhythmische Durchführung und mehrfache Wiederholung der Versuche zu eliminieren.

Zur besseren Verarbeitung der bei den Modellversuchen erzielten Ergebnisse wurden die Bettungsziffern der einzelnen Bodenmodelle noch vor dem Einbau der Trägerkonstruktion gemessen (Abb. 3).

2.2. Nachbildung der Trägerkonstruktion

Die Tübinge für die wirkliche Konstruktion wurden aus Gußeisen hergestellt ( $E = 10^6$  kp/cm<sup>2</sup>). Für das Modell konnte derselbe Werkstoff wegen der sich ergebenden außerordentlich geringen Abmessungen sowie der voraussichtlichen Materialfehler nicht verwendet werden. Wegen der geringen Dicke

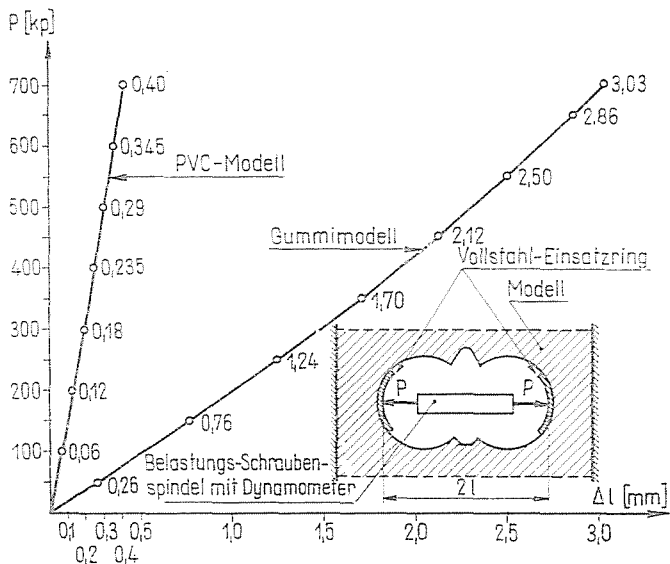


Abb. 3

konnte auch Aluminium nicht in Frage kommen, darum wurde der Tübbing-Ring aus einem Gußstahlrohr  $\varnothing 260$  mm ( $E = 2.1 \cdot 10^6$  kp/cm<sup>2</sup>) ausgedreht.

Bei der Herstellung der Ringkonstruktion ließ sich wegen der abweichenden  $E$ -Werte kein lineares Modell verwenden, so daß die Nachbildung nicht gleichzeitig flächentreu und trägheitsmomentrichtig sein konnte. Da für das Verhalten des Bodens eine Richtigkeit der Formänderungen erwünscht war, wurde ein Biegesteifigkeitsmaßstab

$$\frac{E_K J_K}{E_M J_M} = \lambda^4 = 21,8^4 = 2.2585 \cdot 10^5$$

angenommen. Der Ausbildung der Rippen wurden dadurch Beschränkungen auferlegt, daß aus Gründen der Bearbeitung die Mindestdicke des Tübbingringes 1 mm nicht unterschreiten durfte, ferner, daß auf die Mittelrippe im Ring zur Ermittlung der Spannungen Dehnungsmeßstreifen aufgeklebt werden sollten.

Die tatsächliche Steifigkeit der so ausgebildeten Trägerkonstruktion mit einem Trägheitsmoment  $J_M = 0,0296$  cm<sup>4</sup> wurde am fertigen Ring durch Spannungs- bzw. Formänderungsmessungen überprüft.

Wegen der außerordentlich hohen Steifigkeit der Kopf- und Sohlenbalken wurde lediglich querschnittsrichtige Nachbildung angestrebt. Als Modell für die Säule wurde statt des ausbetonierten Stahlrohres ein mit Epoxydharz ausgegossenes Aluminiumrohr verwendet. In Anbetracht dessen, daß die Formänderung der Stützen aus Normalkraft entsteht, wurde deren Nachbildung *EF-treu* durchgeführt.

Bei einigen Versuchen mußte auch die Säulenunterstützung (gelenkige oder eingespannte) geändert werden.

### 2.3. Belastungsvorrichtung

Für die Belastungsvorrichtung waren folgende Gesichtspunkte maßgebend:

- das Modell darf nur in liegendem Zustand belastet werden;
- zur Verminderung der starken Reibung beim liegenden Modell, soll das Modell auf eine ölgeschmierte Glasplatte gelegt werden;
- bei der Belastung des Bodenmodells muß sich die Belastungskraft bis etwa  $10 \text{ kp/cm}^2$  erhöhen lassen, wobei zu sichern ist, daß diese in der halben Modellbreite auch unterschiedlich sei;
- für die Reproduktion eines unendlichen Halbraumes ist der »Boden« seitlich abzustützen und zwar ohne dadurch eine Verschiebung (Deformation) in Kraftrichtung zu hindern.

Der unter Berücksichtigung dieser Forderungen zusammengestellte Belastungsrahmen ist in Abb. 4 dargestellt. Die Last wurde in das Bodenmodell durch an den zwei Rahmenendbalken abgestützte 4 Schraubenspindel mit Flachgewinde eingetragen. Die Endpunkte der einzelnen Schraubenspindel waren durch Kugelgelenke mit dem ersten Glied eines Hebelsystems verbunden, das mit Hilfe eines Lastverteilersystems aus Trägern auf zwei Stützen eine gleichmäßige Verteilung der entsprechenden Last auf das Bodenmodell von halber Breite ermöglichte.

Die Größe der aktiven Kraft wurde mit Hilfe von  $2 \times 2$  Dehnungsmeßstreifen, angeklebt auf die unbelastete Seite des ersten Lastverteilersystems, aufgrund einer vorherigen Eichung eingestellt.

### 2.4. Meßinstrumente und Meßverfahren

Im Laufe der Modellversuche sollten die Formänderungen der Trägerkonstruktion sowie die Spannungen im Boden und in der Konstruktion ermittelt werden.

Für die *Deformationsmessungen* wurde eine Schieblehre mit einer Nonius-teilung von  $0,02 \text{ mm}$  verwendet, wobei in den Endpunkten der untersuchten Entfernung je eine kreisförmige Vermarkung aufgeklebt und der Abstand zwischen den äußeren Tangentialpunkten letzterer gemessen wurde.

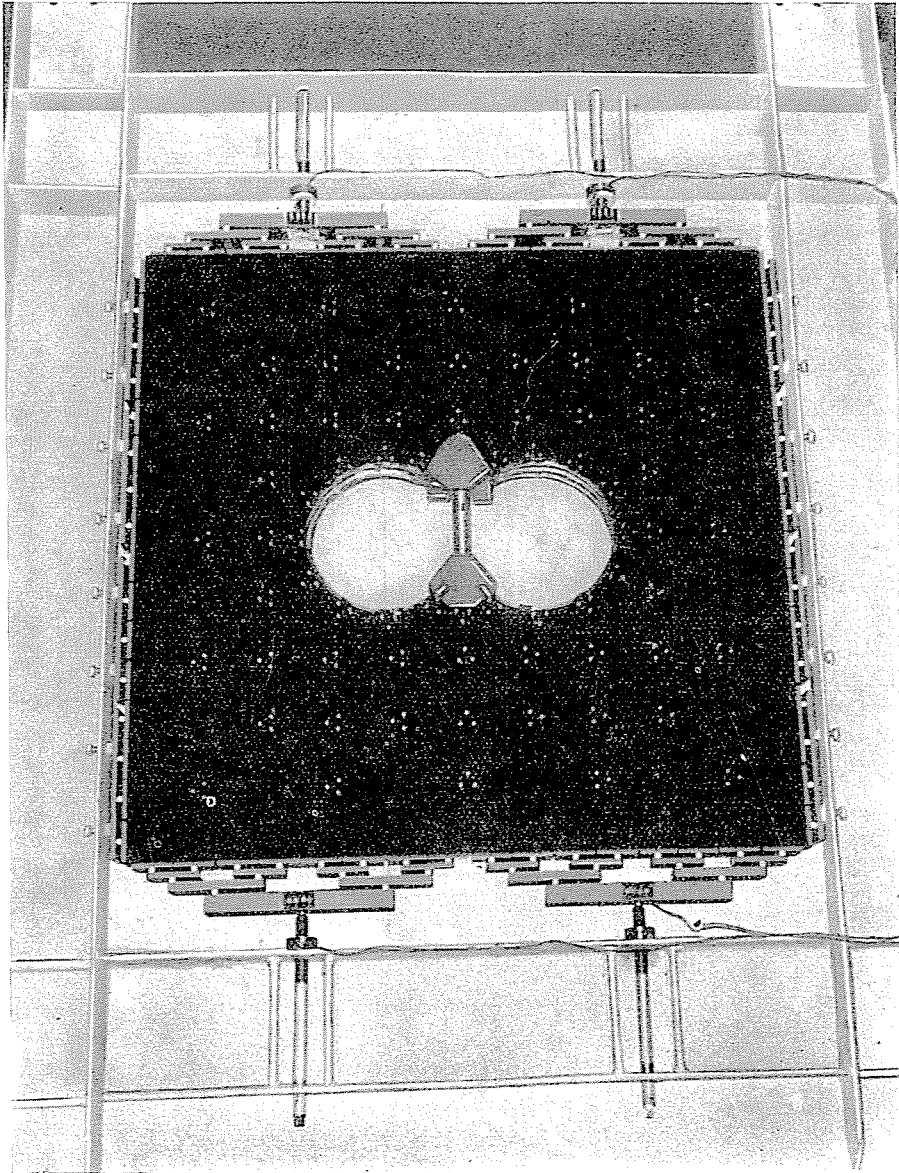


Abb. 4

Zwischen den für verschiedene Bodenmodelle angewandten *Bodenspannungsmessverfahren* waren wesentliche Unterschiede zu verzeichnen. Am *Gummimodell* konnte für eine Spannung von  $10 \text{ kp/cm}^2$  die voraussichtliche Dehnung bei  $E = 450 \text{ kp/cm}^2$  von 2 bis 3% bei kleiner Meßlänge lediglich mit

einem Setzdehnungsmesser Bauart Pfender gemessen werden. So war bei einer Gerätebasis von 20 mm ein Meßbereich von  $\pm 0,5$  mm ausreichend. Dieses Gerät gestattete Spannungsmessungen in zahlreichen Punkten und in mehreren Richtungen. Die Meßstellenanordnung ist aus Abb. 4 ersichtlich.

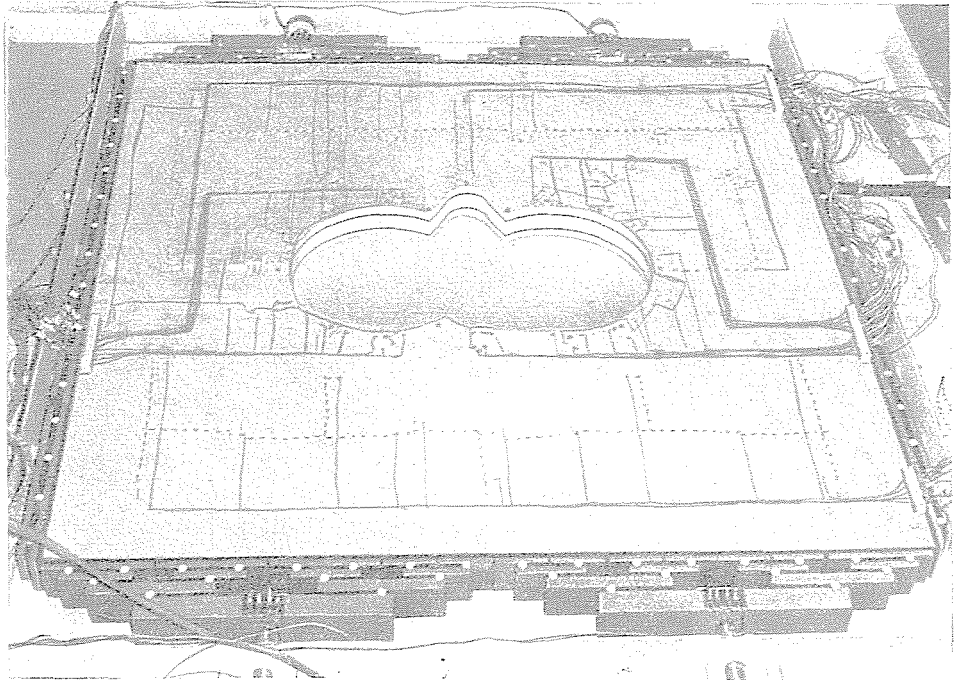


Abb. 5

Beim *Bodenmodell aus PVC* wurde eine Dehnungsmessung lediglich auf dem durch Löcher nicht geschwächten Modell durchgeführt.  $\varepsilon \approx 1\%$ , das sich bei  $E = 10\,700$  kp/cm<sup>2</sup> für  $\sigma = 10$  kp/cm<sup>2</sup> ergibt, läßt sich nämlich mit Hilfe von Dehnungsmeßstreifen gut erfassen (Abb. 5). Auf dem gelochten Modell wurde eine Dehnungsmessung mit dem Setzdehnungsmesser Bauart Pfender auf einer Gerätebasis von  $l = 100$  mm zur Überprüfung des Elastizitätsmoduls unternommen.

Für die Untersuchung des Kräftespiels im Trägerring wurden auf die äußere sowie die innere Oberfläche des durch Drehen hergestellten Rippenringes vor dem Einbau in das Bodenmodell Dehnungsmeßstreifen aufgeklebt. Im Falle des Gummimodells (Abb. 4) wurden auf der Außen- und der Innenfläche des Ringes und auf den eingespannten Säulen insgesamt 55 St. Dehnungsmeßstreifen der Firma EMG mit einer Meßbasis von 10 mm, auf die Mittelrippe 20 Dehnungsmeßstreifen Typ BP 120–20 der Firma Huggenberger



angebracht. Für die PVC-Modelle wurden nur 38 Dehnungsmeßstreifen verwendet (Abb. 9).

Zu den Messungen mit Dehnungsmeßstreifen wurden Meßbrücken Typ IT1 der Firma Huggenberger mit Kompensator Typ K 24 sowie ein Digital-Dehnungsmesser DDM 4 der Firma Hottinger mit Meßstellenumschalter Typ S 24 verwendet.

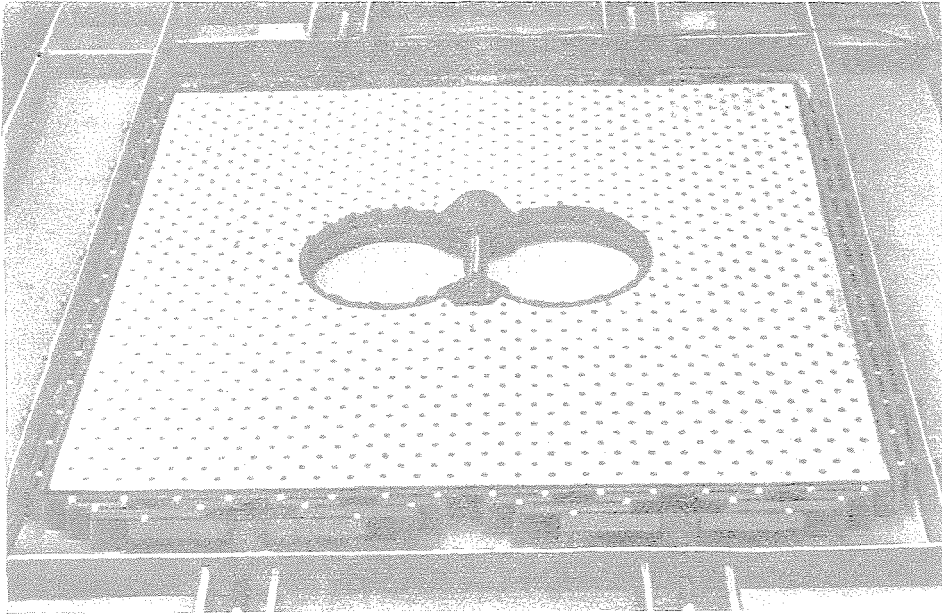


Abb. 6

### 2.5. Herstellung des Modells

Die Frage der Herstellung von Bodenmodell und Trägerring für die Modellierung der Trägerkonstruktion wurde bereits berührt. Die Dehnungsmeßstreifen wurden auf die noch geschlossenen Ringe aufgeklebt, sodann wurden die Ringe zerschnitten und zwischen Kopf- und Sohlenbalken eingeklebt.

Im Falle des Gummimodells wurde die eingespannte Säule in die Kopf- und Sohlenbalken eingesenkt angeordnet. Im Falle der PVC-Modelle wurden die Säulen gelenkig gelagert bzw. wurde durch eine über dem Gelenk angeordnete Stützplatte und eine entsprechende Zwischenplatte der Umbau der Säule zu einer eingespannten ermöglicht.

Die zusammengestellte Trägerkonstruktion wurde mit Weich-Epoxydharz in den »Boden« geklebt.

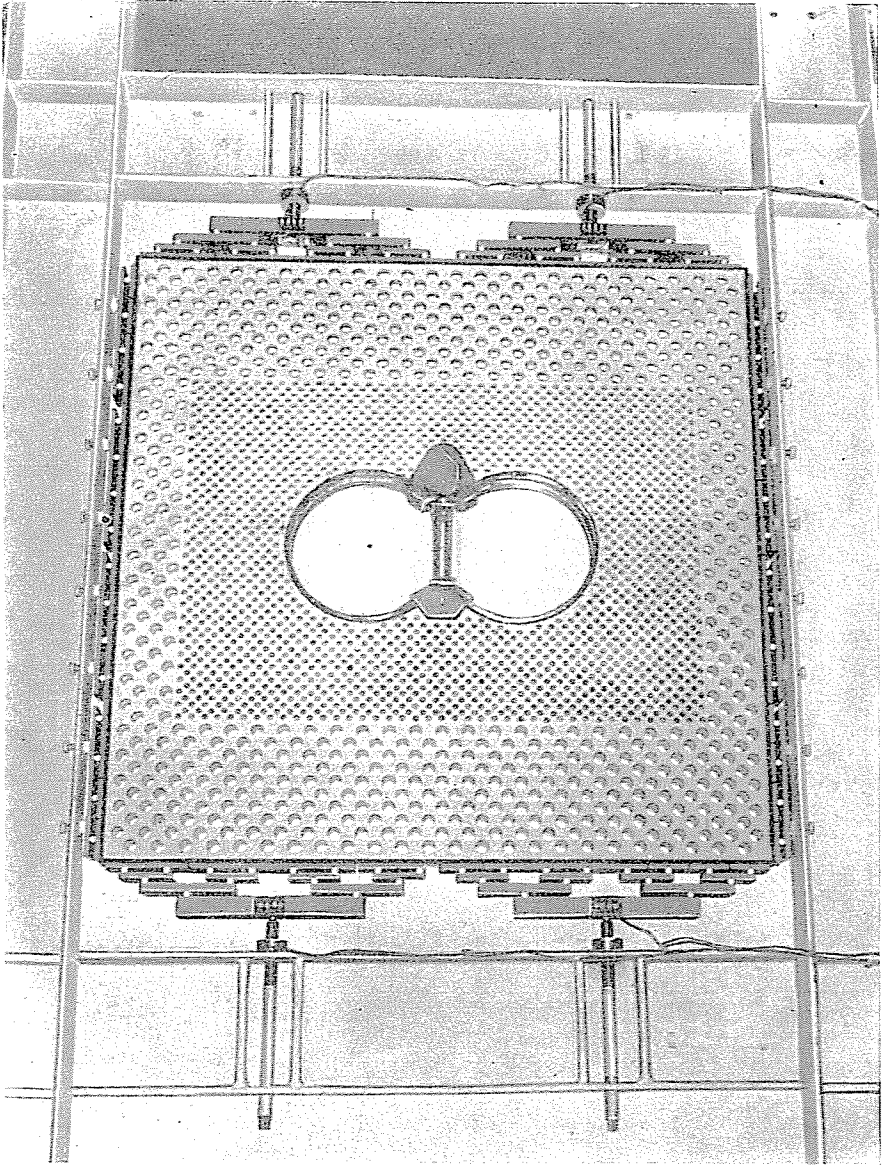


Abb. 7

Abb. 4 zeigt das fertige Gummimodell, Abb. 5 das PVC-Modell ohne Lochung, während in den Abb. 6 und 7 die gelochten PVC-Modelle dargestellt sind.

Die Versuche sind in Tafel I zusammengefaßt.

Tafel I

Modell	E kp/cm <sup>2</sup>	Tunnelkonstruktion	Säule	Last		Spannungsmessung			Formänderungs- messung	
				symm.	asymm.	Boden	Ring	Stütze		
Gummimodell	I	nicht eingebaut	keine	+	-	+	-	-	Boden	
	II	durchlaufende Ringe	eingespannt	+	+	+	+	+	Ring	
	III	Gelenke bei Einspannung	eingespannt	+	+	+	+	+	Ring	
	IV	Gelenkring	eingespannt	+	+	+	+	+	Ring	
PVC-Modell	I	nicht eingebaut	keine	+	-	+	-	-	Boden	
	II	durchlaufende Ringe	gelenkig	+	+	+	+	+	Ring	
	III	durchlaufende Ringe	eingespannt	-	+	+	+	+	Ring	
	IV	durchlaufende Ringe	gelenkig	+	+	-	+	+	Ring	
	V	durchlaufende Ringe	eingespannt	-	+	-	+	+	Ring	
	VI	2 300	durchlaufende Ringe	gelenkig	+	+	-	+	+	Ring
	VII		durchlaufende Ringe	eingespannt	+	+	-	+	+	Ring

### 3. Endergebnisse der Modellversuche

Von den Versuchsergebnissen soll mit der freundlichen Genehmigung von Dipl.-Ing. Miklós Müller lediglich über drei Einzelheiten berichtet werden.

In Abb. 8a ist ein Vergleich der Biegemomente von in verschiedenartige Böden gebetteten Tunnelkonstruktionen aufgrund der Meßergebnisse auf die reelle Konstruktion umgerechnet zu sehen, u. zw. für den Fall, wo der Ring in die Stütze steif eingespannt ist.

In Abb. 8b ist der Normalkräfteverlauf im Ring bei den verschiedenen Gummimodell-Varianten (eingespannter Bogen, gelenkig angeschlossener Bogen und gelenkige Stabkette) dargestellt.

Abb. 9a zeigt den Vergleich der Momente im Ring in Abhängigkeit von Elastizitätsmodul und Bettungsziffer des Bodens. Aus der Abbildung ist zu entnehmen, daß bei Böden von höherer Festigkeit das Moment exponentia

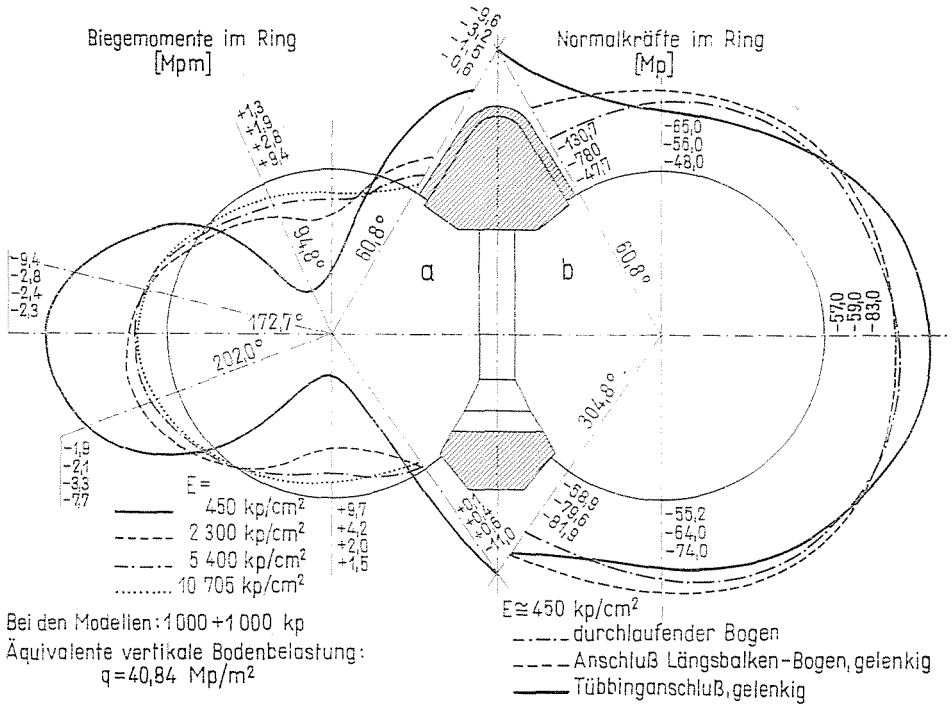


Abb. 8

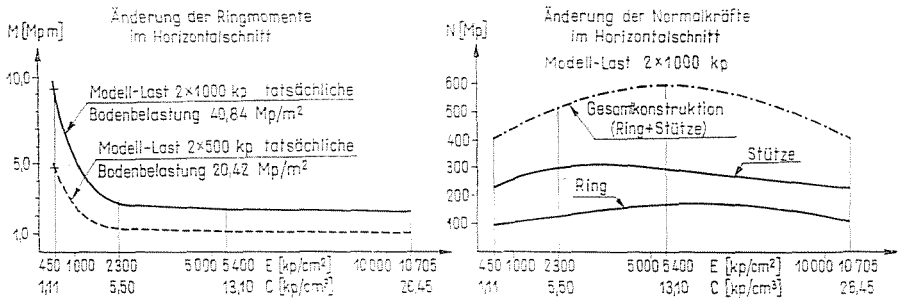


Abb. 9

abnimmt. Dieses Ergebnis stimmt mit den theoretischen Überlegungen gut überein.

In Abb. 9b ist die Änderung der Normalkräfte in Ring und Säule bei verschiedenen Bodenmodellen in Abhängigkeit von Elastizitätsmodul und Betzungsziffer des Bodens dargestellt. Die Versuche zeigen, daß die Normalkraft einen Lokal-Extremwert hat, der selbstverständlich vom Steifigkeitsverhältnis von Konstruktion und Boden abhängig ist.

### Zusammenfassung

Am Lehrstuhl für Stahlkonstruktionen der Technischen Universität Budapest wurden zur Klärung von theoretischen und Ausführungsproblemen einer neuartigen Bahnhofkonstruktion für die Budapester Untergrundbahn breitangelegte Modellversuche durchgeführt. Bei den Untersuchungen wurden für mehrere Boden- und Konstruktionsvarianten die Spannungen und Beanspruchungen in Boden und Tunnelkonstruktion ermittelt. Dem Charakter und der Höhe der Meßgrößen entsprechend wurden bei den Untersuchungen zahlreiche Methoden der experimentellen Spannungsanalyse angewandt (Spannungsoptik, Ermittlung von Dehnungen bzw. Spannungen sowie Formänderungen mit Hilfe von elektrischen und mechanischen Meßgeräten). Im Beitrag werden auch die aufgrund der Meßergebnisse auf die tatsächliche Konstruktion umgerechneten Beanspruchungen bzw. deren Zusammenhänge mit den wichtigeren Bodenkenwerten kurz erörtert.

Forschungsingenieure

MIHÁLY FARKAS, LÁSZLÓ KRISTÓF, LÁSZLÓ KÖRÖNDI, ANTAL SZITTNER, PÁL TOMKA, JÓZSEF VISONTAI, Budapest XI., Műegyetem rakpart 3. Ungarn.