Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau

Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes

Dipartimento federale dei trasporti, delle comunicazioni e delle energie
Ufficio federale delle strade

Diagramme für die Vorbemessung von Tagbau-Tunnel

Diagrammes pour le prédimensionnement des constructions de tunnel à ciel ouvert

Institut für Geotechnik
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

A. Tisa
K. Kovári

Forschungsauftrag Nr. 52/86

Oktober 1993

285

Diagramme für die Vorbemessung von Tagbau-Tunnel

Diagrammes pour le prédimensionnement
des constructions de tunnel à ciel ouvert

Institut für Geotechnik
Eidgenössische Technische Hochschule Zürich

A. Tisa
K. Kovári

Forschungsauftrag Nr. 52/86

Oktober 1993

Eidgenössisches Verkehrs- und Energiewirtschaftsdepartement
Bundesamt für Strassenbau

Département fédéral des transports, des communications et de l'énergie
Office fédéral des routes

Dipartimento federale dei transporti, delle comunicationi e delle energie
Ufficio federale delle strade

DIAGRAMME FÜR DIE VORBEMESSUNG VON TAGBAU-TUNNEL

Forschungsauftrag Nr. 52/86

A. Tisa
K. Kovári
Institut für Geotechnik, ETH Zürich

Zürich, Oktober 1993

INHALT

Seite

ZUSAMMENFASSUNG - RÉSUMÉ

1. EINLEITUNG 1

2. GRUNDLAGEN 2

2.1 DAS BERECHNUNGSMODELL 3
2.2 DER BERECHNUNGSVERLAUF 9
2.3 KRITISCHE BETRACHTUNGEN ZUM BERECHNUNGSMODELL 11

3. DAS GEMESSENE VERFORMUNGSVERHALTEN

3.1 DIE MESSTECHNIK UND DIE MESSGENAUIGKEIT 12
3.2 ERGEBNISSE VON FELDMESSUNGEN 15

4. RÜCKRECHNUNG GEMESSENER BIEGELINIEN

4.1 EINLEITUNG 19
4.2 TUNNEL ZURZACH 21
4.3 TUNNEL HABSBURG 25
4.4 TUNNEL RATHAUSEN 29
4.5 TUNNEL MARIA-ZELL 36
4.6 TUNNEL BRÜNNEN 44

5. DIAGRAMME DER SCHNITTKRÄFTE UND VERFORMUNGEN

5.1 EINLEITUNG 48
5.2 PROFILTYPEN 49
5.3 EINRÖHRIGE TUNNEL 52
5.3.1 Profil A
5.3.2 Profil B
5.4 ZWILLINGSRÖHREN 77
5.4.1 Profil C
5.4.2 Profil D

6. LITERATUR 94

ZUSAMMENFASSUNG

In diesem Bericht wird ein numerisches Berechnungsverfahren für Tagbau-Tunnel vorgestellt, dessen Leistungsfähigkeit an Hand von systematischen Deformationsmessungen an mehreren Bauwerken überprüft wurde. Im Mittelpunkt der rechnerischen Behandlung steht die wirklichkeitstreue Erfassung des Zusammenwirkens des Betongewölbes mit der seitlichen Hinterfüllung. Die letztere wird etappenweise eingebracht und verdichtet, so dass das Tragwerk bis zu seiner Fertigstellung eine Reihe von Bauzuständen und Beanspruchungen durchläuft. Die in dieser Arbeit mitgeteilten Ergebnisse von Feldmessungen dienen zum vertieften Verständnis verschiedener Verhaltensmuster des Tragwerkes. Damit kann der Ingenieur seine Entscheidungen bei der Gestaltung von Tagbau-Tunnel besser begründen. Für Einzel- und Zwillingsröhren wurden Diagramme der Schnittkräfte und der Verformungen erarbeitet. Sie dienen dazu, in der Phase des Vorprojektes umfangreichere Berechnungen zu ersparen. Aus den Diagrammen geht der Einfluss der verschiedenen Faktoren, wie der geometrischen Grössen, der Materialeigenschaften und des Hinterfüllungsvorgangs klar hervor.

RÉSUMÉ

Dans ce rapport une procédure de calcul pour des constructions de tunnel à ciel ouvert est présentée, dont les performances ont été contrôlées à l'aide de mesures de déformation systématiques sur plusieurs ouvrages. Le point central de ce traitement numérique est la saisie réaliste des efforts combinés dans la voûte de béton en prenant compte de l'effet d'un remplissage latéral. Ce remplissage est mis en place et compacté par étape, ainsi la structure portante est soumise à une série d'étapes de construction et de sollicitations jusqu'au stade final. Les résultats de mesures in situ communiqués dans ce travail aident à un approfondissement de la compréhension de divers modes de comportement des structures portantes. Ainsi l'ingénieur peut mieux fonder ses décisions lors de réalisations de tunnel à ciel ouvert. Des diagrammes des sollicitations et des déformations ont été établis pour des cas de tube simple ou double, qui permettent à l'ingénieur d'éviter un grand nombre de calculs ardus, surtout dans l'étape de pré-étude. L'influence de divers facteurs tels que la géométrie, les propriétés des matériaux et la mise en oeuvre du remplissage, est clairement montrée dans les diagrammes.

1. EINLEITUNG

Tunnel im Tagbau werden so konstruiert, dass man das Betongewölbe in einem Einschnitt, Hanganschnitt oder in einer durch Pfahlwände gesicherten Baugrube erstellt, seitlich hinterfüllt und hernach entsprechend den Gesichtspunkten der Landschaftsgestaltung bzw. der weiteren Nutzung der Terrainoberfläche wieder aufschüttet. Infolge der zunehmenden Bedeutung ökologischer Gesichtspunkte werden in Zukunft Strasse und Bahn vermehrt in Tunnel geführt, die im Tagbau erstellt werden. Es besteht deshalb das Bedürfnis nach einem möglichst zutreffenden Berechnungsverfahren, das imstande ist, das Zusammenwirken von Betongewölbe, gewachsenem Boden, seitlicher Hinterfüllung und Aufschüttung zu erfassen. Die Profilform, die Stärke und Bewehrung des Betongewölbes, die Eigenschaften des verdichteten Schüttmaterials sowie der Hinterfüllungsvorgang sind die wichtigsten Faktoren, deren Wahl die Kosten, die Gebrauchstauglichkeit und die Bauwerkssicherheit beeinflussen.

Das Ziel der vorliegenden Arbeit ist dreifach. Zum einen soll ein Berechnungsverfahren erläutert werden, dessen Gültigkeit aufgrund umfangreicher Feldmessungen geprüft wurde. Zum zweiten sollen für eine Reihe praktisch relevanter Querschnittsformen Bemessungsdiagramme angegeben werden, die in erster Linie einer Vordimensionierung dienen mögen. Schliesslich möchten die Verfasser an Hand der mitgeteilten Messergebnisse das Verständnis für die statische Wirkungsweise von Tagbau-Tunnel fördern.

Als Einschränkung soll erwähnt werden, dass hier nur die gewölbten Tunnelrohre grossen Querschnittes aus Stahlbeton, wie sie im Verkehrstunnelbau üblich sind, behandelt werden und nicht Rechteckprofile, eingeschüttete dickwandige Kanalisationsrohre oder stark verformbare Wellblechrohre. Im ersten Fall sind die Verformungen des schlanken Betongewölbes in der Regel ausreichend, um eine verformungsbedingte Interaktion zwischen ihm und der Hinterfüllung zu aktivieren. Bei diesen dickwandigen Rohren handelt es sich um eine Art eingeschüttete "starre" Körper, die durch die Aufschüttung belastet werden. Bei den Wellblechrohren hingegen können die Deformationen so gross werden, dass das Berechnungsverfahren für Verformungen 2. Ordnung angepasst werden müsste. Wellblechrohre werden in der Schweiz für Verkehrstunnel nicht oder nur äusserst selten verwendet.

2. GRUNDLAGEN

Das Berechnungsmodell zur Ermittlung der Schnittkräfte und Verformungen von Tagbau-Tunnel soll in Anlehnung an die in der Geotechnik üblichen Ansätze das Tragverhalten wirklichkeitsnahe wiedergeben. Es soll insbesondere die Auswirkung der einzelnen Hinterfüllungsetappen auf die Beanspruchung und Verformung des Tunnelgewölbes sowie seine Wechselwirkung mit der verdichteten Hinterfüllung mittels möglichst einfacher und einheitlicher Annahmen folgerichtig erfassen.

Das hier vorgeschlagene Berechnungsverfahren entstand aus der Analyse der Ergebnisse systematischer Deformationsmessungen an zahlreichen Bauwerken. Es hat sich gezeigt, dass die Verformungen des Tunnelgewölbes die aussagefähigsten Informationen über das Bauwerksverhalten in den verschiedenen Phasen der Aufschüttung liefern. Gemessene Kontaktspannungen (Erddruck) zwischen Betongewölbe und Hinterfüllung mit Hilfe von Druckmessdosen sind wenig verlässlich und selbst bei korrekten Messwerten als differentielle Grössen nur punktuell gültig. Die gemessenen Verschiebungsvektoren des Betongewölbes als integrierte Grössen haben hingegen eine allgemeine Gültigkeit. Da die Relativverschiebung eines Punktes am Innenrand des Tunnelgewölbes messtechnisch in verschiedener Weise erfasst werden kann, ist eine Redundanz der Messwerte leicht erreichbar. In der Regel werden deshalb verschiedene Verfahren (Konvergenzmessungen) zur Ermittlung der Biegelinie eingesetzt. Die absoluten Vertikalverschiebungen einzelner Punkte können durch Nivellement bestimmt werden.

Ohne der Erläuterung der Messtechnik vorgreifen zu wollen (s. Kapitel 3.1) sei nur erwähnt, dass die waagrechten und lotrechten Verschiebungskomponenten eines Punktes des Tunnelgewölbes mit einer Genauigkeit von besser als ±0.3 mm erfasst werden können. Diese Genauigkeit ist hinreichend um die Verformungsänderungen infolge einer neuen Aufschüttungsetappe zu ermitteln. Eine Kette von Beobachtungspunkten auf der Innenseite des Tunnelgewölbes ermöglicht die Bestimmung der Biegelinie. Die absolute Grösse der Verschiebungsvektoren variiert zwischen einigen Millimetern und bis zu 25 mm je nach Abmessungen des Tunnelquerschnittes, der Betonstärke und des Hinterfüllungsvorganges. Asymmetrische Auffüllungsetappen führen zu den grössten Verschiebungswerten und demzufolge auch zu den ungünstigsten Schnittkräftekombinationen.

2.1 DAS BERECHNUNGSMODELL

Das Gesamttragwerk eines im Tagbau erstellten Tunnels besteht bei einer zweidimensionalen Betrachtung (Fig. 2.1-l) aus den vier Strukturelementen:

- dem gewachsenen Boden,
- dem Tunnelgewölbe (mit oder ohne Sohlgewölbe),
- der verdichteten Hinterfüllung und
- der Aufschüttung über dem Gewölbescheitel.

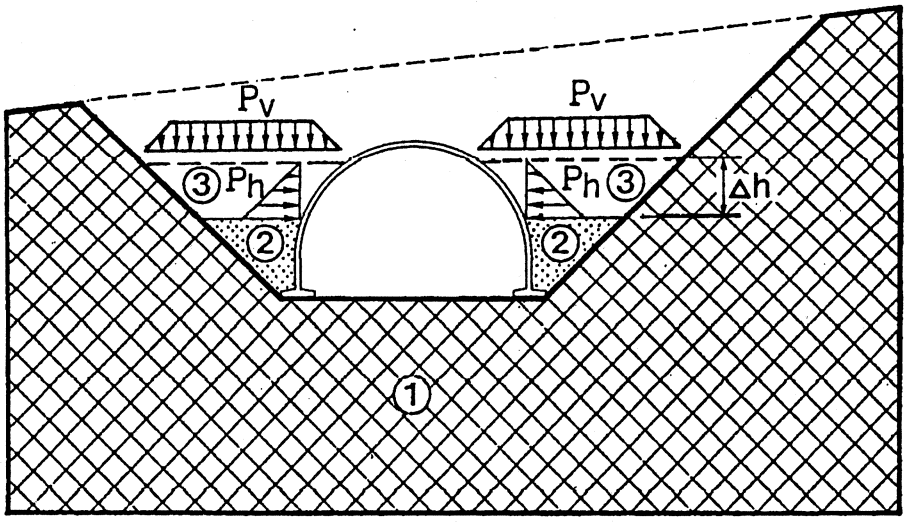


Fig. 2.1-1 Das Tragsystem und die Belastungsgrössen:
① gewachsener Boden, ② verdichtete Hinterfüllung,
③ aktuelle Aufschüttungsetappe

Diese Strukturelemente sind alle verformbar und stehen deshalb in einer Wechselbeziehung zueinander. Die Aufschüttung über dem Gewölbescheitel wirkt sich bei geringer Aufschüttungshöhe nur als eine Lastgrösse aus und weist keine eigentliche Tragfunktion auf. Das Tragwerk entsteht stufenweise im Zuge der Hinterfüllung bzw. der Aufschüttung. Sobald die Verdichtung einer angeschütteten Erdschicht auf der ganzen Breite (und auf einer Länge im angemessenen Verhältnis zum Tunneldurchmesser) abgeschlossen ist, wird sie Bestandteil des Tragwerkes.

Der gewachsene Boden und die jeweils bereits verdichtete Hinterfüllung werden modellmässig als Scheiben und das Betongewölbe als ein mit diesen kraftschlüssig verbundener

biegesteifer Stabzug berücksichtigt. Die Scheibe befindet sich im ebenen Verformungszustand, da eine Verschiebung senkrecht zur Scheibenebene unter den getroffenen Annahmen praktisch vernachlässigbar ist. Die lotrechte und waagrechte Abgrenzung des gewachsenen Bodens erfolgt unter Berücksichtigung der Spannweite des Tunnels bzw. der Höhe der Aufschüttung. Dadurch soll insbesondere bei offener Sohle allfälligen differentiellen Setzungen und Verdrehungen der Gewölbewiderlager Rechnung getragen werden. Die äusseren Begrenzungslinien des gewachsenen Bodens werden je in einer Richtung verschiebbar bzw. unverschiebbar angenommen.

Es erhebt sich nun die Frage, welchen Belastungen das Gewölbe eines Tagbautunnels unterworfen ist? Als erstes betrachten wir die Hinterfüllungsetappen bis zum Erreichen des Gewölbescheitels. Man sieht leicht ein, dass die Belastungskomponenten jeweils durch das Raumgewicht und den horizontalen Erddruck einer sich gerade in Verdichtung befindlichen Bodenschicht gegeben sind. In Fig. 2.1-1 ist eine solche Aufschüttungsphase mit ③ bezeichnet. Es sind in einem bestimmten Tragwerkszustand die gleichmässig verteilte lotrechte Belastung $\mathbf{P_v}$ und die waagrechte Belastung $\mathbf{P_h}$ entsprechend der Höhe einer Hinterfüllungsetappe $\mathbf{\Delta h}$ zu berücksichtigen. $\mathbf{P_v}$ ergibt sich durch das Raumgewicht γ der verdichteten Hinterfüllung. Ueber den Wert der Horizontalbelastung $\mathbf{P_h}$ kann man zunächst nichts genaues aussagen, weil er auch von der waagrechten Verschiebung des Betongewölbes in der Höhe der Schicht ③ abhängig ist. Da wir über die effektiven Erddruckbeiwerte keine näheren Kenntnisse haben, bietet sich hier eine ingenieurmässige Lösung durch Eingabelung des möglichen Schwankungsbereiches zwischen dem aktiven Erddruck und dem Ruhedruck an. Die Erddruckbeiwerte ergeben sich als

$$\lambda_a = tg^2\,(45^0 - \phi/2)\ ,$$
$$\lambda_o = 1 - \sin\phi\ .$$

mit dem Winkel der inneren Reibung ϕ . Die Formel für λ_o geht auf Jaky zurück [Jaky, J., 1944] und wurde ursprünglich nur für bindige Lockergesteine vorgeschlagen. Figur 2.1-1 lässt erkennen, dass ein Lastinkrement ($\mathbf{P_v}$, $\mathbf{P_h}$) auf alle Tragwerksteile, nämlich auf das Betongewölbe, auf die verdichtete Hinterfüllung und auf den gewachsenen Boden Einfluss hat. Mit abnehmender Schichtstärke $\mathbf{\Delta h}$ einer Hinterfüllungsetappe nimmt der Einfluss des Unterschiedes zwischen den Erddruckbeiwerten λ_a und λ_o ab. Bei extrem dünnen Schichtstärken verschwindet der Einfluss von $\mathbf{P_h}$ theoretisch gegenüber jenem von $\mathbf{P_v}$ gänzlich weil $P_h \cdot \Delta h << P_v \cdot a$ ist. Schon aus dieser Erkenntnis geht hervor, dass eine zutreffende Erfassung des Kräftespiels in einem Tagbautunnel ein

Berechnungsmodell erfordert, das den etappenweisen Aufbau des Tragwerkes und somit die schrittweise Belastung berücksichtigt.

Nachdem das statische System und die Belastungsgrössen festgelegt sind, soll die Idealisierung des Verformungsverhaltens für das Betongewölbe und die Scheibenteile ① und ② (Fig. 2.1-1) erörtert werden. In Anlehnung an die Statik des Stahlbetonbaues wird für das Tunnelgewölbe ein linear-elastisches Verformungsgesetz vorausgesetzt. Bei unseren Betrachtungen schliessen wir vorerst - ohne Einschränkung der Gültigkeit des Berechnungsmodelles - die Ausbildung plastischer Gelenke aus. In begründeten Fällen könnten Gelenke mit dort angreifenden plastischen Momenten in das Berechnungsmodell eingeführt werden. Wir verfolgen hier diesen Aspekt weiter nicht, weil die Tragfähigkeit eines vollständig eingeschütteten Tunnelgewölbes selbst beim Vorhandensein mehrerer plastischer Gelenke kaum vermindert wird. Im vorliegenden Fall führt die Gebrauchsfähigkeit zum strengsten Bemessungskriterium.

Betrachtet man den Scheibenteil ① des gewachsenen Bodens (Figur 2.1-1), so liegt es nahe auch hierfür elastische Materialeigenschaften vorauszusetzen. Seine Steifigkeit wird durch den Wert des Elastizitätsmoduls $\mathbf{E_0}$ gekennzeichnet, der geschätzt oder durch Feldversuche ermittelt werden kann. Der Wert $\mathbf{E_0}$ ist bei Zwillingsprofilen oder bei der Anordnung einer Sohlplatte von besonderer Bedeutung. Ueber die Querdehnungszahl ν_0 liegen in der Regel keine Erkenntnisse vor. Sie beeinflusst aber bei unten offener Tunnelschale die uns interessierenden differentiellen Widerlagersetzungen kaum, so dass wir mit einem mittleren Wert von $\nu_0 = \mathbf{0.25}$ rechnen können. Bei geschlossenen Tunnelprofilen mit einem Sohlgewölbe oder einer Sohlplatte kann ν_0 für die Bodenreaktionen eine Rolle spielen. Eine höhere Poissonzahl wirkt sich für den Boden versteifend aus, d.h. sie ergibt geringere Setzungen bzw. eine geringere Beanspruchung des Sohlgewölbes.

Die Verformungseigenschaften der bereits verdichteten seitlichen Hinterfüllung ② sind von ganz besonderem Interesse. Rein rechnerisch stünde nichts im Wege, eine nichtlineare Spannungs-Dehnungs-Beziehung zu berücksichtigen, indem man den einzelnen, stufenweise eingebrachten Bodenschichten mit zunehmender Aufschüttungshöhe stufenweise abgeänderte Werte des E-Moduls zuordnen würde. Einer solchen Vorgehensweise widersprechen aber zwei gewichtige Gründe. Erstens kennt man das Spannungs-Dehnungs-Diagramm aufgeschütteter Böden in der Regel nicht genau, und zweitens würde - selbst bei Vorliegen einer solchen Information - der Gewinn an der diesbezüglichen Genauigkeit durch andere Unsicherheiten in Frage gestellt. Wir verzichten deshalb auf ein spannungsabhängiges Verformungsmodul der seitlichen Hinterfüllung und verwenden ein linearelastisches Materialmodell mit dem konstanten Elastizitätsmodul **E**.

Ein Problem grösserer Wichtigkeit besteht in der Wahl der Querdehnungszahl ν für den Scheibenteil der bereits seitlich verdichteten Hinterfüllung ②. Hier würden uns allfällige Feldversuche zu ihrer Bestimmung kaum weiterhelfen, weil man schon aus Laborversuchen weiss, dass die Querdehnungszahl sowohl für Lockergesteine als auch für Festgesteine in hohem Masse spannungsabhängig ist. Des weiteren ist der theoretisch kaum erfassbare Einfluss des Verdichtungsvorganges zu bedenken.

Wir untersuchen zunächst rein rechnerisch, die Auswirkung der Querdehnungszahl ν auf das Verhalten einer Schicht "S" im elastischen Scheibenmodell (Fig. 2.1-2). Diese Schicht mit der lotrechten Belastung σ_y ist in Fig. 2.1-3 übersichtlich dargestellt.

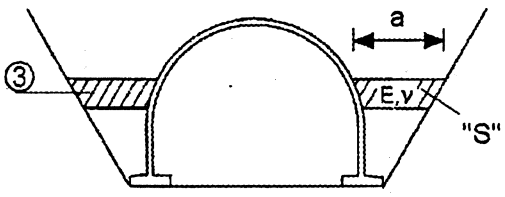


Fig. 2.1-2 Die Schicht "S" nach Vollendung der Verdichtung

Im ebenen-Verformungszustand nimmt das Hooke'sche Gesetz folgende Form an:

$$\varepsilon_x = \frac{1+\nu}{E}\left[\sigma_x(1-\nu) - \nu\sigma_y\right] .$$

Bezeichnet man die seitliche Verlängerung des Streifens mit **u** , so erhält man ihren Betrag als

$$u = -\varepsilon_x \, a \, .$$

Damit erhalten wir den Ausdruck für die Horizontalspannung σ_x, die als Reaktion bei der Belastung σ_y und der zugelassenen Horizontalverschiebung **u** auftritt :

$$\sigma_x = \frac{\nu}{1-\nu}\sigma_y - \frac{u}{a}\frac{E}{1-\nu^2} .$$

Die Horizontalspannung σ_x können wir auch als die Reaktion für die Vertikalbelastung σ_y für die variable Randbedingung **u** auffassen.

Bei einer unnachgiebigen Horizontalstützung **(u = 0)** erreicht σ_x ihren grössten Wert:

$$\sigma_{x\,max} = \frac{\nu}{(1-\nu)}\sigma_y \,.$$

Dieser Betrag gilt annähernd auch bei einer geringen Verschiebung **u** und grosser Streifenlänge **a**, d.h. bei **(u/a)<<1.** In diesem Zusammenhang sind nur Druckspannungen $\sigma_x > 0$ von Interesse, bzw. Verhältnisse, bei denen die Ungleichung

$$\left(\frac{u}{a}\right) < \frac{\nu(1+\nu)}{E}\sigma_y$$

stets erfüllt ist.

Fig. 2.1-3 zeigt die Beziehung zwischen den Grössen σ_x, **u/a** und ν für ein numerisches Beispiel mit den angenommenen Werten **E = 10'000 kN/m²** und σ_y **= 200 kN/m²**.

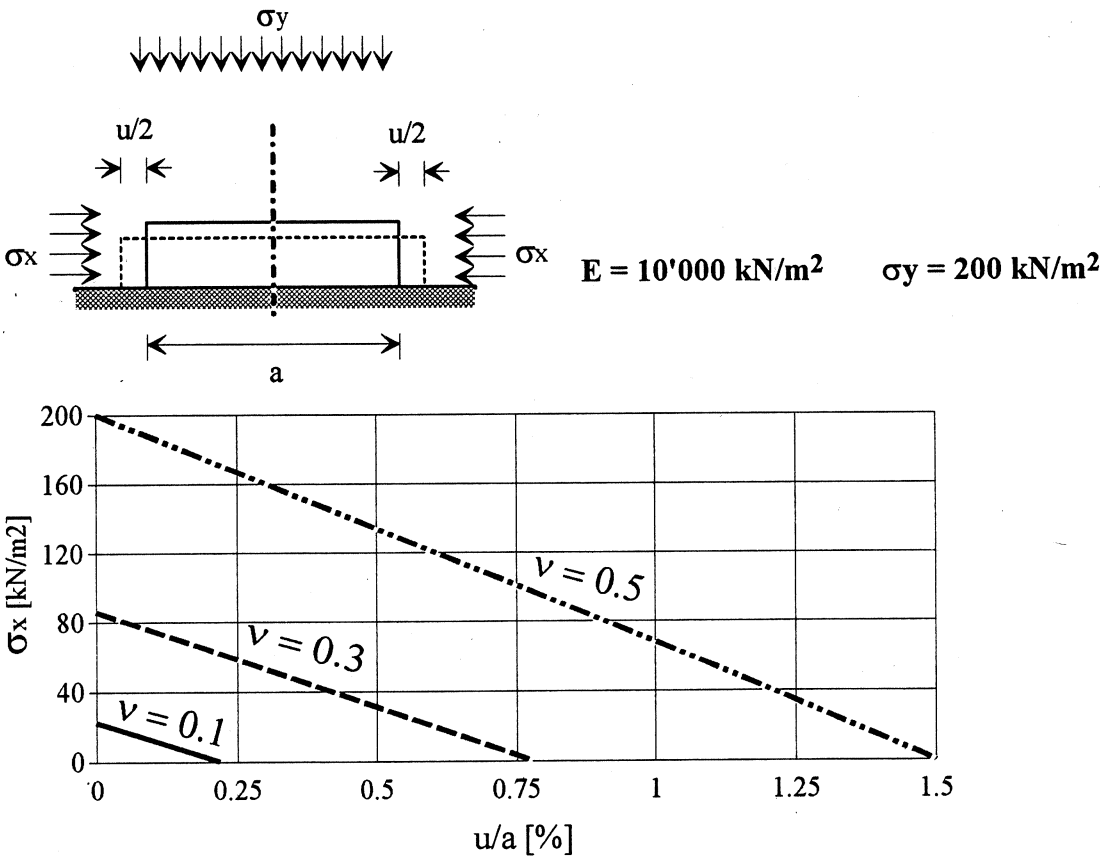


Fig. 2.1-3 Abhängigkeit der Horizontalspannung σ_x von der Querdehnungszahl ν, der Belastung σ_y und der bezogenen Verformung **u/a** im ebenen Verformungszustand (ε_z=0)

Bezieht man die gefundenen Ergebnisse auf das Modell in Fig. 2.1-2, so erkennt man, dass eine Schicht "S" einen umso grösseren Horizontaldruck σ_x auf das Gewölbe

ausübt, je grösser die Belastung σ_y, die Poissonzahl ν und die Länge des Streifens **a** ist. Der "Seitendruck" σ_x nimmt aber mit der nach innen gerichteten Horizontalverschiebung **u** des Gewölbes und dem E-Modul der Schicht ab.

Diese Überlegungen können eine Scheibenberechnung nicht ersetzen, aber sie schärfen den Blick für die inneren Zusammenhänge. Fig. 2.1-3 macht deutlich, dass ein Material mit Volumenkonstanz, d.h. mit $\nu = \mathbf{0.5}$ für alle **u/a** - Werte den grössten Horizontaldruck ergibt. Man sieht auch ein, dass die Geometrie der verdichteten seitlichen Hinterfüllung (Streifenlänge **a**) die Beanspruchung und Deformation des Betongewölbes beeinflussen wird.

2.2 DER BERECHNUNGSVERLAUF

Das Modell, bestehend aus den Teilen (Scheibenbereichen) ① und ② (Fig. 2.2-1) und dem eingebetteten biegesteifen Stabzug als Tunnelgewölbe, kann am besten mit einem Finite Element Programm berechnet werden. Das Programm muss in der Lage sein, die Ergebnisse von Einzelberechnungen zu speichern und stufenweise aufsummieren zu können (s. Restart im Programm RHEO-STAUB). Zwischen dem Tunnelgewölbe und der bereits eingebrachten Hinterfüllung ② kann eine schubfeste, oder aber eine durch Pendelstützen oder "Gleitelemente" simulierte, schubfreie Verbindung berücksichtigt werden. Bei genaueren Berechnungen sollte beachtet werden, dass zwischen Stabzug und Scheibe nur Druckspannungen übertragen werden.

Der Berechnungslauf beginnt mit der Belastung durch die erste Schicht der seitlichen Hinterfüllung. Die Lastgrössen

$$\mathbf{P_{1v}} = \gamma\ \mathbf{h_1}$$
$$\mathbf{P_{1h}} = \lambda_a\ \mathbf{P_{1v}}$$
$$\mathbf{P_{1h}} = \lambda_o\ \mathbf{P_{1v}}$$

sind bei unterschiedlichen Aufschüttungshöhen links und rechts des Gewölbes unterschiedlich. Nach Ausführung der zwei Berechnungen (mit λ_a und λ_o) werden die Schnittkräfte des Tunnelgewölbes sowie die Verschiebungskomponenten gespeichert. In Fig. 2.2-1 ist die Hinterfüllungsstufe **i** mit den Lastgrössen $\mathbf{P_v}$, $\mathbf{P_h}$ dargestellt. Falls der Hinterfüllungsvorgang bis zu dieser Stufe asymmetrisch ablief, kommt er durch eine Asymmetrie in der Verteilung der Schnittkräfte und der Verformungen zum Ausdruck. Man erhält die Schnittkräfte $\mathbf{M_i}$ und $\mathbf{N_i}$ sowie die Verschiebungskomponenten $\mathbf{u_i}$ und $\mathbf{v_i}$ des Tunnelgewölbes. Es sei hier nochmals erwähnt, dass bei geringen Höhen **h** der Hinterfüllungsetappen der Unterschied infolge unterschiedlicher Erddruckbeiwerten praktisch vernachlässigbar ist. Bei einer Schichthöhe von 1.00 m ist dies meistens der Fall.

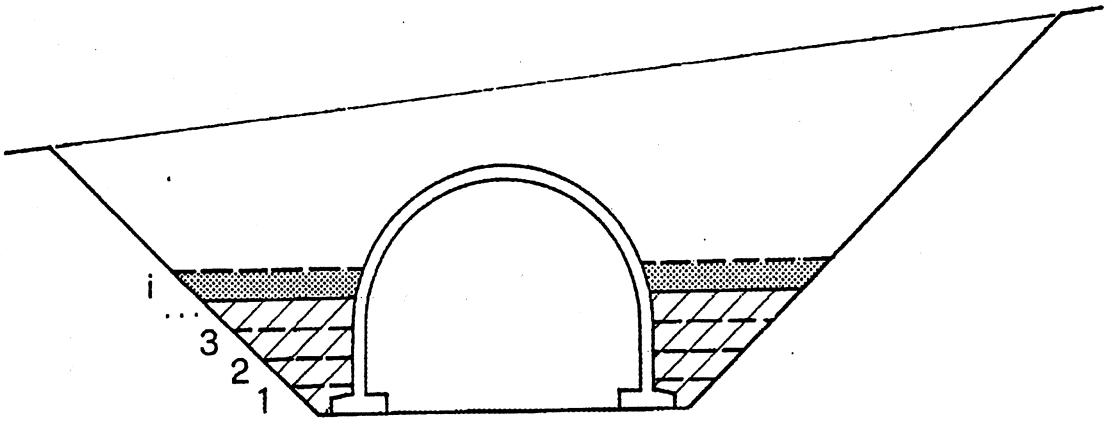


Fig. 2.2-1 Hinterfüllungsstufe **i**

Nach der Auffüllungsstufe **n** ergeben sich durch Aufsummierung folgende Beanspruchungen und Verformungen:

$$M_n = \sum_1^n M_i, \qquad N_n = \sum_1^n N_i, \qquad u_n = \sum_1^n u_i, \qquad v_n = \sum_1^n v_i.$$

Auf diese Weise lässt sich für das Tunnelgewölbe die ungünstigste Beanspruchung ermitteln und bei einer gewählten Bewehrung die Bruchsicherheit der Querschnitte aus einem entsprechenden Interaktionsdiagramm (M,N) ermitteln.

Es empfiehlt sich, die Schnittkräfte und Verschiebungen als Funktion der Bogenlänge graphisch darzustellen. Da eine Translation und Rotation des Tunnelgewölbes als ganzes zu seiner Verformung bzw. Beanspruchung keinen Beitrag leisten, sind sie von geringem Interesse. Es ist deshalb vorteilhaft, eines der Bogenwiderlager als unverschiebbar anzunehmen und das andere als nur waagrecht verschiebbar zu betrachten. Auf diese Weise wird der Verformungsmechanismus leicht überschaubar und es können auch Vergleiche mit den Ergebnissen von Feldmessungen übersichtlicher angestellt werden.

2.3 KRITISCHE BETRACHTUNGEN ZUM BERECHNUNGSMODELL

Das hier vorgeschlagene Berechnungsmodell berücksichtigt die Geometrie des Tragwerkes, die unterschiedlichen Verformungseigenschaften des anstehenden und des seitlich hinterfüllten, verdichteten Bodenbereiches, sowie die Druck- und Biegesteifigkeit des Betongewölbes. Jede Etappe des seitlichen Hinterfüllungsvorganges stellt ein Belastungsinkrement dar, wobei mit abnehmender Schichtstärke der Einfluss des inkrementellen horizontalen Erddruckes abnimmt.

Im Berechnungsmodell werden folgende Grössen berücksichtigt:

a) Geometrie: $\mathbf{D}$, $\mathbf{d}$, $\mathbf{a_1}$, $\mathbf{a_2}$, $\mathbf{H_1}$, $\mathbf{H_2}$, α_1, α_2 und $\Delta\mathbf{h}$
b) Materialeigenschaften: $\mathbf{E}$, $\mathbf{E_0}$, ν, ν_0
c) Lastgrössen: $\mathbf{P_h}$, $\mathbf{P_v}$ mittels γ und ϕ

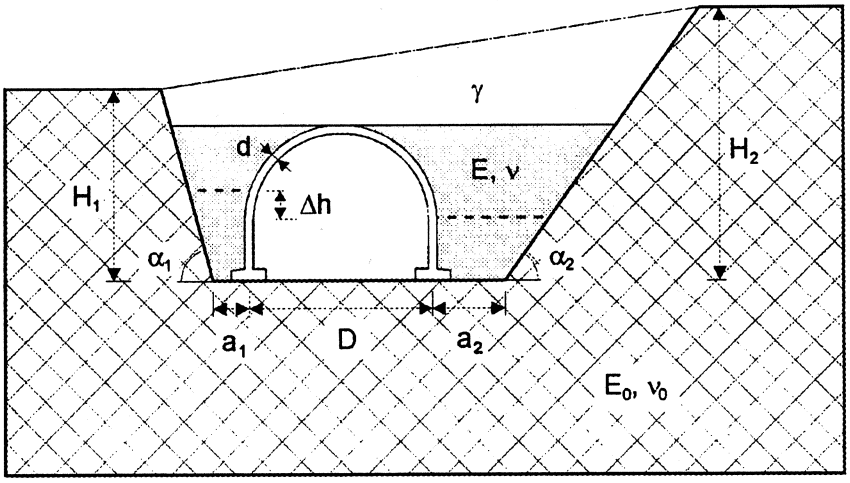


Fig. 2.3-1 Die Einflussgrössen im Berechnungsmodell

Voruntersuchungen haben ergeben, dass dem E-Modul und der Querdehnungszahl ν der seitlich verdichteten Hinterfüllung grösste Bedeutung zukommt. Das E-Modul kann man durch die Wahl des Hinterfüllungsmaterials und die Verdichtungsarbeit beeinflussen. Wie bestimmt man aber die Querdehnungszahl ν? Auf diese Frage kann man nur durch die Rückrechnung gemessener Bauwerksdeformationen eine Antwort geben. Unsere Untersuchungen haben ergeben, dass für $\nu = \mathbf{0.5}$ in allen betrachteten Fällen die beste Übereinstimmung zwischen Theorie und Wirklichkeit erzielt werden kann. Es sei hier daran erinnert, dass bei diesem Wert der Querdehnungszahl Volumentreue herrscht und bei behinderter horizontaler Verformung der grösste Wert der Horizontalspannung σ_x entsteht (s. Fig. 2.1-3).

3. DAS GEMESSENE VERFORMUNGSVERHALTEN

3.1 DIE MESSTECHNIK UND DIE MESSGENAUIGKEIT

Die Verformung des Tunnelgewölbes in den verschiedenen Phasen der seitlichen Hinterfüllung bzw. der Aufschüttung kann man am einfachsten und zuverlässigsten mit Konvergenzmessungen erfassen. Unter Konvergenzmessung versteht man die Messung der Distanzänderung zwischen zwei durch Messbolzen genau definierten Punkten. Zwei solche Punkte legen eine sogenannte Messstrecke fest. Mehrere solche Messstrecken ergeben ein Netz. Fig. 3.1-1 zeigt das Beispiel des Tunnels Zurzach mit der Anordnung von Messpunkten bzw. Messstrecken. Für die Festlegung des kinematischen Bezugssystems wird das linke Widerlager als unverschiebbar und das rechte als nur in horizontaler Richtung verschiebbar angenommen. In Fig. 3.1-1 liefern die Strecken 12 und 13 überzählige Messgrössen. Sie dienen zur Kontrolle der Messgenauigkeit bzw. zum Fehlerausgleich.

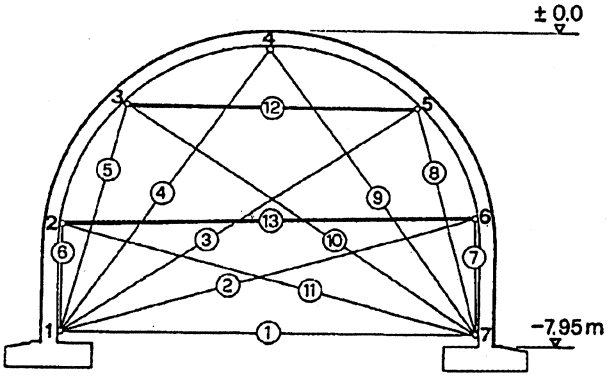


Fig. 3.1-1 Beispiel für die Anordnung der Messpunkte und Messstrecken in einem Tunnelquerschnitt (Tunnel Zurzach)

Als Messinstrument eignet sich wegen seiner Präzision und der einfachen Handhabung das DISTOMETER-ETH besonders gut. Es handelt sich hier um ein rein mechanisch arbeitendes Instrument auf der Grundlage des gespannten Invardrahtes. Der schematische Aufbau des Gerätes ist aus Fig. 3.1-2 ersichtlich.

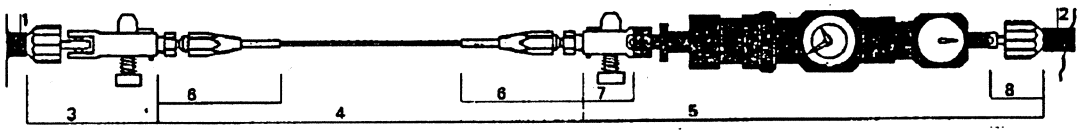


Fig. 3.1-2 Schematischer Aufbau des DISTOMETER-ETH (Kovari et.al 1974)

1,2 Messbolzen
3 Anschlussgelenk mit Halter für Drahtkupplung
4 Invardraht
5 Distometer
6 Drahtkupplung
7 Halter für Drahtkupplung am Distometer
8 Anschlussgelenk

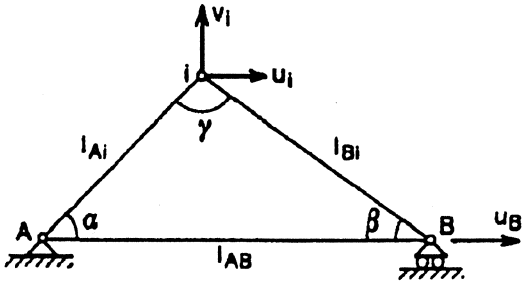


Fig. 3.1-3 Bestimmung der Verschiebungsvektoren $\mathbf{u_i}$ und $\mathbf{v_i}$ des Punkies **i** im kinematischen System A-B durch Messung von Längenänderungen $\Delta \mathbf{l}_{Ai}$, $\Delta \mathbf{l}_{Bi}$, und $\Delta \mathbf{l}_{AB}$.

Wie ermittelt man die Verschiebungsvektoren $\mathbf{u_i}$, $\mathbf{v_i}$ und $\mathbf{u_B}$ (Fig. 3.1-3) aus den gemessenen Längenänderungen $\mathbf{l_{Ai}}$, $\mathbf{l_{Bi}}$ und $\mathbf{l_{AB}}$? Sie ergeben sich in einem zwängungsfreien und eindeutigen Bezugssystem aus einfachen geometrischen Überlegungen oder mit dem Prinzip der virtuellen Arbeit als:

$$u_i = \frac{\Delta l_{Ai} \sin\beta + \Delta l_{AB} \sin\alpha\cos\beta - \Delta l_{Bi} \sin\alpha}{\sin\alpha\cos\beta + \cos\alpha\sin\beta},$$

$$v_i = \frac{\Delta l_{Ai} \cos\beta - \Delta l_{AB} \cos\alpha\cos\beta + \Delta l_{Bi} \cos\alpha}{\sin\alpha\cos\beta + \cos\alpha\sin\beta},$$

$$u_B = \Delta l_{AB}.$$

Um die im Feld routinemässig erzielbare Genauigkeit der Verschiebungskomponenten zu illustrieren, betrachten wir die Tabelle 3.1-1. Sie bezieht sich auf einen Messquerschnitt im Tunnel Zurzach (Fig. 3.1-1) und liefert die direkt und indirekt gemessene

Distanzänderung der Kontrollstrecken 12 und 13 bei vier verschiedenen Phasen der seitlichen Hinterfüllung. Die direkte Messung erfolgt durch die waagrecht gespannten Drähte 12 und 13. Unter indirekter Messung verstehen wir hier die aus den jeweiligen Dreiecken ermittelte Differenz der Horizontalverschiebungen. Die Abweichungen der direkten Messungen (Δ*) von jenen der indirekten (Δ) (in mm ausgedrückt) liegen in den Schranken von $|0.01| < \delta < |0.21|$.

Tabelle 3.1-1 Tunnel Zurzach; Kontrollängen 12 und 13. Direkt gemessene (Δ^*) und indirekt ermittelte (Δ) Werte der Längenänderung in (mm) und ihre Differenz Δ δ bei vier Etappen der Hinterfüllung

		Hinterfüllung [m]			
		-5.50	-1.50	+0.55	+1.30
Kontrollstrecke 12	Δ*	0.54*	2.29*	3.70*	2.85*
	Δ	0.66	2.08	3.55	2.76
	Δδ	-0.12	0.21	0.15	0.09
Kontrollstrecke 13	Δ*	0.64*	2.68*	2.55*	1.70*
	Δ	0.70	2.66	2.47	1.71
	Δδ	-0.06	0.02	0.08	-0.01

3.2 ERGEBNISSE VON FELDMESSUNGEN

Die Betrachtung des gemessenen Verschiebungszustandes verschiedener Tunnelprofile bei jeweils unterschiedlichen Höhen der seitlichen Hinterfüllung bzw. der Auffüllung ist für das Verständnis des globalen Kräftespieles in Tagbautunneln sehr aufschlussreich. Die Hinterfüllungsetappen bis zur Scheitelhöhe bewirken erwartungsgemäss das Hereindrücken der Ulmenpartien und die Hebung des Gewölbescheitels. Dieses Grundmuster im Verformungsverhalten bestätigt sich bei jedem Tunnel, d.h. bei Profilen mit völlig unterschiedlichen Geometrien. Wir betrachten zunächst Beispiele, wo der Hinterfüllungsvorgang symmetrisch erfolgte.

In Fig. 3.2-1 ist ein Messquerschnitt des Tunnels Zurzach dargestellt. Die eingetragenen Verschiebungsvektoren ergaben sich infolge vier Hinterfüllungsetappen mit einer Schichtstärke von je 1.0 m. Das linke Widerlager ist der kinematische Festpunkt.

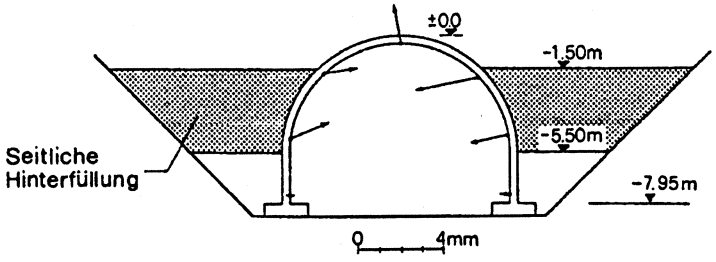


Fig 3.2-1 Tunnel Zurzach. Gemessene Gewölbeverschiebungen (symmetrische Hinterfüllung)

Die Fig. 3.2-2 und 3.2-3 zeigen die Verschiebungsvektoren in einem Messquerschnitt des Habsburgtunnels in zwei Bauzuständen. Auch bei dieser Figur muss auf die besondere Annahme des kinematischen Bezugssystems mit dem festgehaltenen linken Widerlager hingewiesen werden.

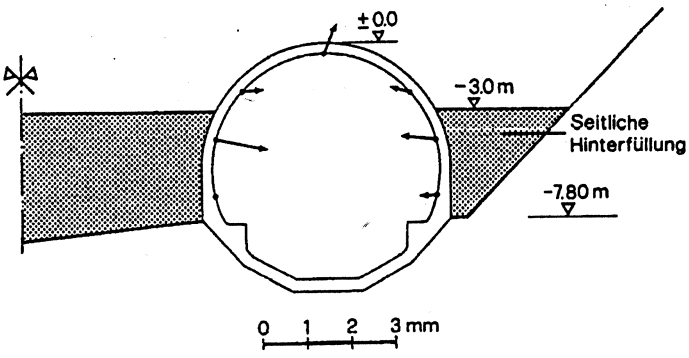


Fig. 3.2-2 Habsburgtunnel, Oströhre. Gemessene Querschnittsverformungen infolge seitlicher Hinterfüllung bis 3 m unter den Scheitel.

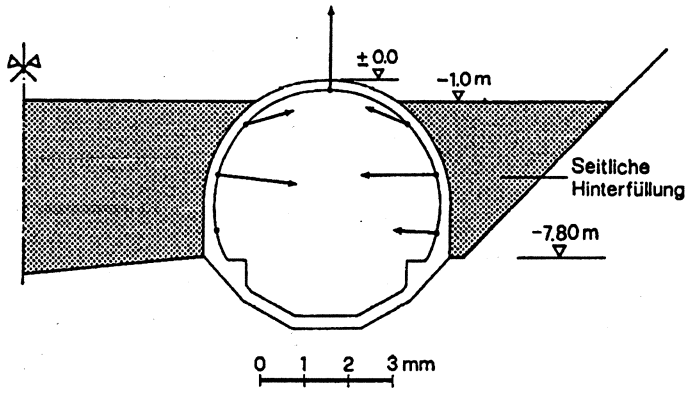


Fig. 3.2-3 Habsburgtunnel, Oströhre. Gemessene Querschnittsverformungen infolge seitlicher Hinterfüllung bis 1 m unter den Scheitel.

Die Ergebnisse der Deformationsmessungen in den Zwillingsröhren des Tunnels Maria-Zell und in jenen des Tunnels Brünnen (Fig. 3.2-4 und 3.2-5) bestätigen die oben gemachte Feststellung über das seitliche Eindrücken des Tunnelgewölbes und das Anheben des Scheitels bei seitlichen Hinterfüllungsetappen. Diese zwei Figuren bringen zudem eine bemerkenswerte Regelmässigkeit (Reproduzierbarkeit) des Tragwerkverhaltens zum Ausdruck. Bei beiden Tunnelquerschnitten wurde der Mittelpfeiler als kinematischer Fixpunkt gewählt. Im Falle des Tunnels Maria-Zell war der gewachsene Boden so steif, dass dort praktisch keine differentiellen Setzungen zwischen den Widerlagern aufgetreten sind. Beim Tunnel Brünnen (Fig. 3.2-5) erfuhren die seitlichen Bogenfundamente bis zu 8 mm differentielle Setzungen.

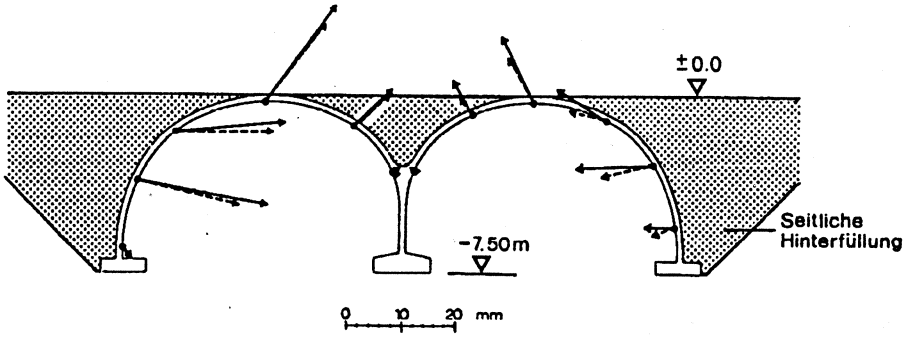


Fig 3.2-4 Tunnel Maria-Zell. Gemessene Verschiebungsvektoren in zwei Messquerschnitten

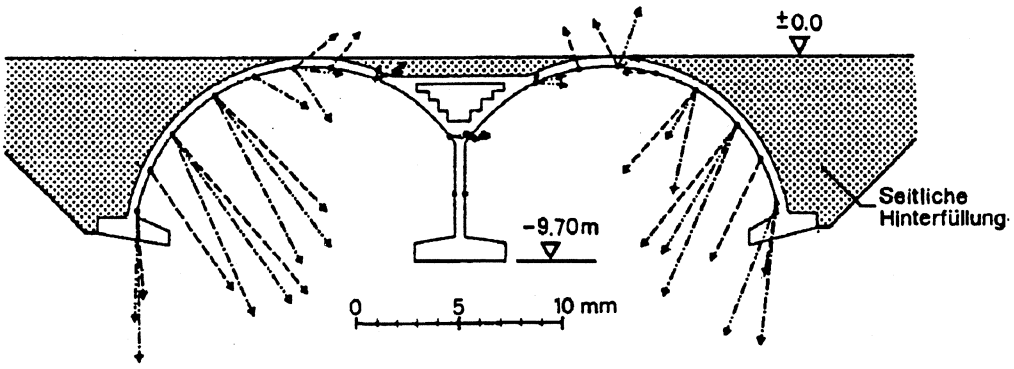


Fig. 3.2-5 Tunnel Brünnen. Gemessene Verschiebungsvektoren in drei Messquerschnitten.

Wie verhält sich ein bis zum Scheitel seitlich hinterfülltes Betongewölbe bei weiteren Auffüllungsstufen? Aufgrund unserer Messungen im Feld können wir hier keine eindeutige, von der Profilgeometrie unabhängige Grundtendenz im Tragwerkverhalten feststellen. Man kann aber oft das Eindrücken des Gewölbescheitels und das seitliche Ausweichen der Ulme beobachten. Dies zeigt sich bei Einzelröhren mit einer Profilform des Tunnels Zurzach (Fig. 3.2-6) für symmetrische Aufschüttungen.

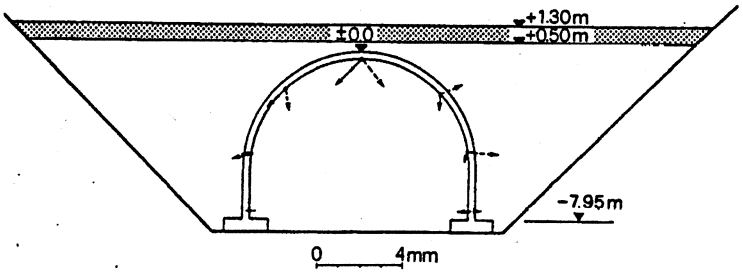


Fig. 3.2-6 Tunnel Zurzach. Gemessene Verschiebungsvektoren in zwei Messquerschnitten beim Lastfall einer 0.80 m dicken Auffüllung.

Dies ist erwartungsgemäss das Gegenteil dessen, was man bei dem seitlichen Hinterfüllungsvorgang (bis zum Scheitel) beobachtet. Bei Zwillingsröhren kann ein ähnliches Verhalten beobachtet werden (Fig. 3.2-7).

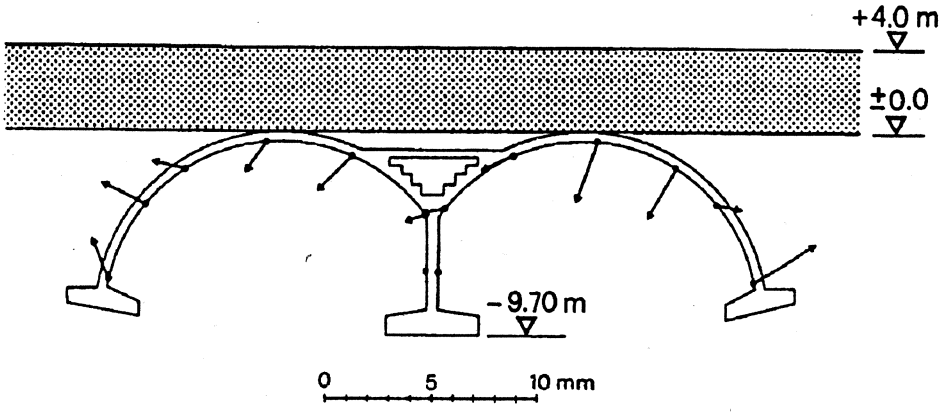


Fig. 3.2-7 Tunnel Brünnen. Gemessene Verschiebungsvektoren beim Lastfall einer 4.0 m dicken Auffüllung

Wir wollen die Betrachtung des gemessenen Verformungsverhaltens mit dem Beispiel in Fig. 3.2-8 abschliessen.

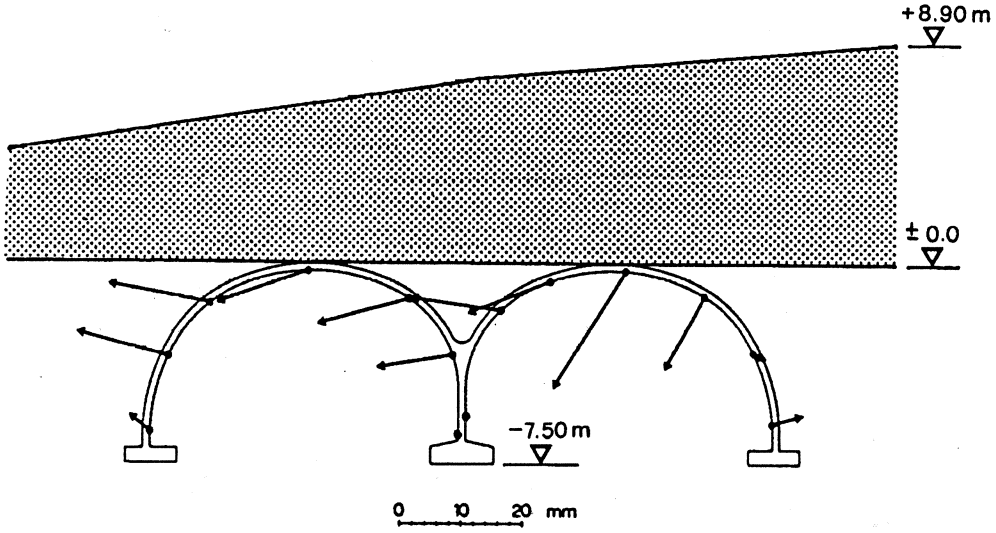


Fig. 3.2-8 Tunnel Maria-Zell. Gemessene Verschiebungsvektoren bei einer asymmetrischen Auffüllung.

Die Auffüllung beim Tunnel Maria-Zell mit einem asymmetrischen Endzustand ergibt das leicht interpretierbare Verschiebungsfeld in Fig. 3.2-8. Die Randfundamente verschieben sich leicht relative nach oben, was in unserem Bezugssystem verständlich ist, da wir das mittlere Widerlager als unverschiebbar angenommen haben. In Wirklichkeit senkt es sich gegenüber den anderen infolge der grösseren Belastungsbreite. Ein ähnlicher Verformungsmechanismus ist beim Tunnel Brünnen (Fig. 3.2-7) zu beobachten. Die besondere Ausbildung der Randwiderlager führt dort auch zu seitlichen Verschiebungen nach aussen. Sie bestätigen die weiter oben gemachte Feststellung über die Nachgiebigkeit des gewachsenen Bodens.

4. RÜCKRECHNUNG GEMESSENER BIEGELINIEN

4.1 EINLEITUNG

Bei fünf Strassentunneln (zwei Einzelröhren und drei Zwillingsröhren) konnten in mehreren Querschnitten und bei unterschiedlichen Hinter- und Auffüllungsetappen die Verformungen des Betongewölbes durch systematische Messungen ermittelt werden. Ebenso wurden für diese Objekte Rückrechnungen mit dem eingangs geschilderten Berechnungsverfahren durchgeführt. Das Ziel dieser Berechnungen war es, die Möglichkeiten und Grenzen des Berechnungsmodelles für die Bemessung künftiger Projekte zu ermitteln. Parametrische Vorstudien haben zu zwei wichtigen Erkenntnissen geführt:

a) Die Übereinstimmung zwischen Theorie und Beobachtung ist bei allen Objekten (in allen ihren jeweiligen Hinterfüllungsetappen) dann am besten, wenn für die Querdehnungszahl der Hinterfüllung $\nu = \mathbf{0.5}$ angenommen wird. Dieser für das Tragwerk so wichtige Scheibenteil verhält sich modellmässig volumenkonstant und ergibt infolge Vertikalbelastung den grössten Seitendruck (Fig. 2.1-3).

b) Die Berechnungen müssen in Etappen der seitlichen Hinterfüllung von je 1.0 m durchgeführt werden. In diesem Falle sind die Resultate in der Regel praktisch gleich, ob man mit dem aktiven Erddruckbeiwert oder mit dem Ruhedruckbeiwert rechnet.

Die im folgenden dargestellten Rückrechnungen haben diesen Erkenntnissen durchwegs Rechnung getragen. Die übrigen Modellannahmen wurden von Objekt zu Objekt entsprechend den Berechnungsannahmen in der Projektierungsphase leicht variiert. Wie aus Tabelle 4.1-1 hervorgeht, ändern sich praktisch nur die Elastizitätsmoduli $\mathbf{E_0}$ des gewachsenen Bodens und jene der Hinterfüllung **E**, je nach Bauwerk. Im Falle des Tunnels Brünnen war der gewachsene Boden sehr nachgiebig. Bei den Tunneln Zurzach und Brünnen wurde auf die Erzielung einer hohen Steifigkeit der seitlichen Hinterfüllung grosser Wert gelegt, was durch die Werte von 50'000 kN/m^2 zum Ausdruck kommt.

	E_0 [kN/m^2]	E [kN/m^2]	ν	ν_0	Φ [Grad]	γ [kN/m^3]
Tunnel Rathausen	80'000	10'000	0.495	0.25	30°	20
Tunnel Habsburg	80'000	10'000	0.495	0.25	30°	22
Tunnel Maria-Zell	80'000	10'000	0.495	0.25	30°	20
Tunnel Zurzach	80'000	50'000	0.495	0.25	30°	21
Tunnel Brünnen	80'000	50'000	0.495	0.25	30°	22

Tabelle 4.1-1 Materialkennwerte der verdichteten Hinterfüllung der untersuchten Bauwerke

Die Verbindung zwischen Betongewölbe und Scheibe (seitliche Hinterfüllung) wurde bei einigen Objekten zuerst als vollkommen schubfest, dann auch als reibungsfrei angenommen. Bei der schubfesten Verbindung wurde auf das Vorkommen allfälliger Zugspannungen zwischen Beton und Boden nicht geachtet; bei dem reibungsfreien Kraftschluss liess man solche Zugspannungen nicht zu. In den meisten Fällen sind zwischen Gewölbe und Hinterfüllung ohnehin nur Druckspannungen wirksam.

Der Vergleich der Rückrechnungen mit den gemessenen Verformungen des Betongewölbes sollte Aufschluss darüber geben, wie weit das wirkliche Tragverhalten mit einem Satz möglichst einfacher Annahmen rechnerisch beschrieben werden kann. Es war somit nicht beabsichtigt, die Modellparameter derart ausgeklügelt zu variieren, dass die beste Übereinstimmung zwischen Berechnung und Realität erzielt wird. Die Tabelle 4.1-1 weist in der Tat eine bemerkenswerte Einheitlichkeit der für die Rückrechnungen zugrundegelegten Eingabedaten auf. Diese Annahmen gelten selbstredend für alle nachgerechneten Hinterfüllungsetappen der fünf Objekte.

In den nachfolgenden Darstellungen der Verschiebungskomponenten gelten folgende Bezeichnungen:

- Ak Aktiver Erddruck
- Ru Ruhedruck
- o.P Schubfeste Verbindung zwischen Betongewölbe und Hinterfüllung
- m.P Reibungsfreie Verbindung zwischen Betongewölbe und Hinterfüllung

4.2 TUNNEL ZURZACH

Dieser 863 m lange Strassentunnel dient als Nordumfahrung der Stadt Zurzach auf der Strecke Stettbrunne - Seesteg. Die Geometrie des Querprofils, sowie die Anordnung der Distometer-Messstrecken sind in Fig. 4.2-1 und 4.2-2 dargestellt.

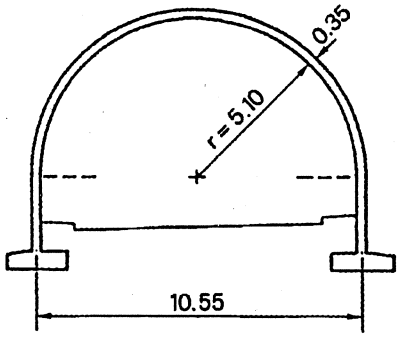


Fig. 4.2-1 Tunnel Zurzach. Querschnitt

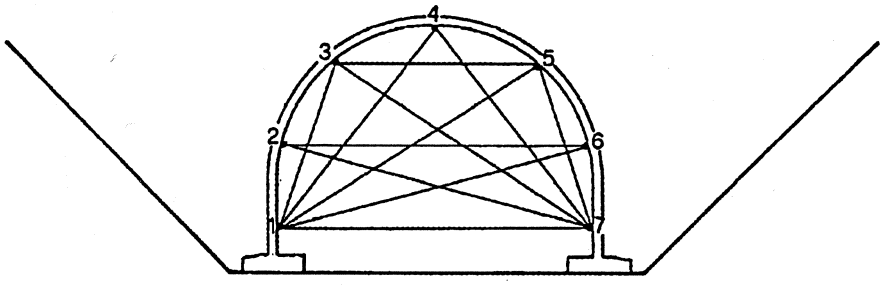


Fig. 4.2-2 Tunnel Zurzach. Anordnung der Messstrecken und Messpunkte bei Konvergenzmessungen

Ein Blick auf die Figuren Fig. 4.2-3 bis Fig. 4.2-5 zeigt, dass der Verlauf der gemessenen Verschiebungskomponenten **u** und **v** als Funktion der Bogenlänge **S** mit den berechneten Linien gut übereinstimmt; die Beträge weisen jedoch erhebliche Unterschiede auf. Das Modell ohne Pendelstütze (schubfeste Verbindung zwischen Gewölbe und Hinterfüllung) beschreibt besser die beobachteten Gewölbeverformung, als jenes mit Pendelstützen.

Es ist auch denkbar, dass das E-Modul des Betons oder/und jenes der seitlichen Hinterfüllung grösser war bzw. waren als in der Tabelle 4.1-1 angenommen.

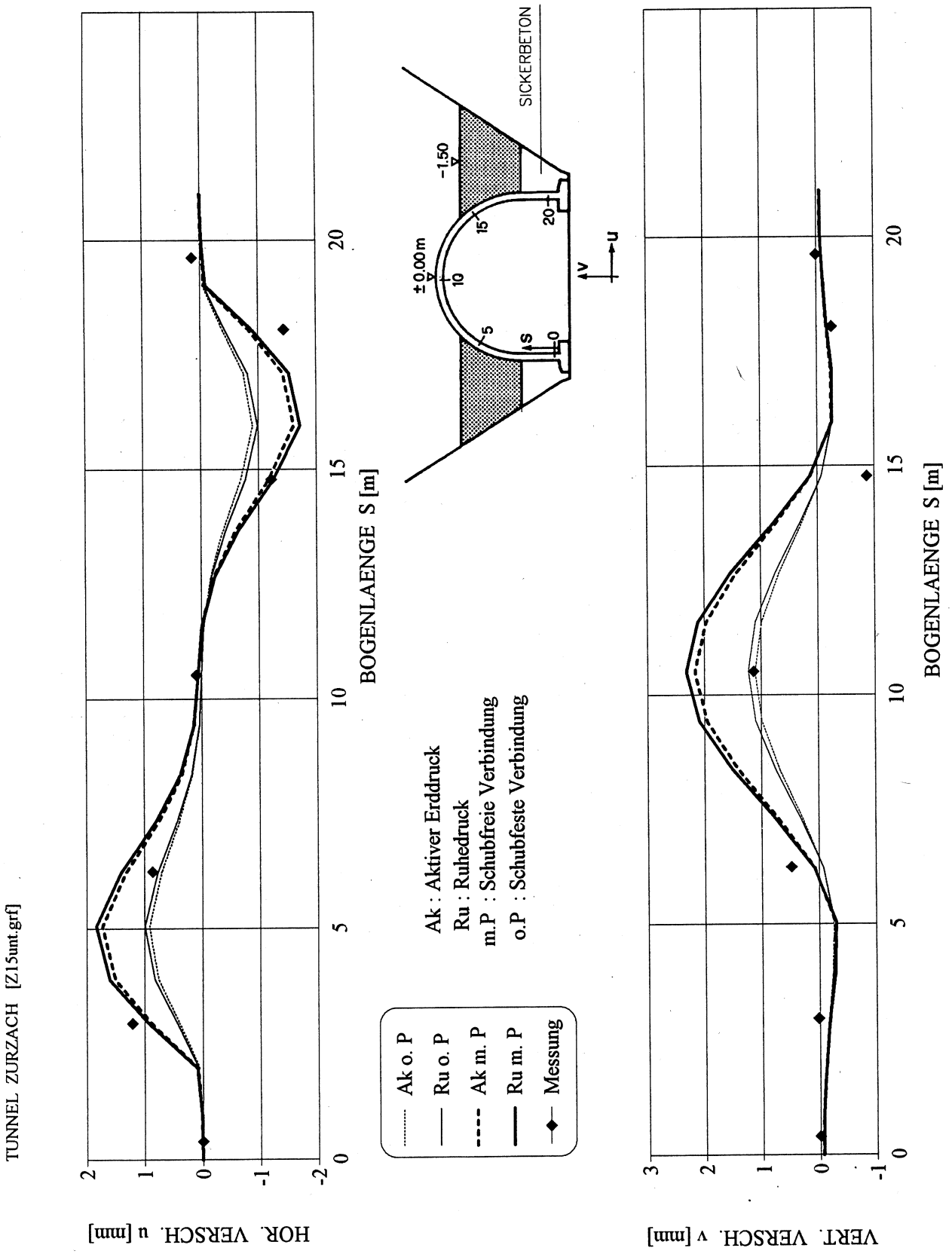

TUNNEL ZURZACH [Z15unt.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
SICKERBETON
±0.00m
-1.50
Ak : Aktiver Erddruck
Ru : Ruhedruck
m.P : Schubfreie Verbindung
o.P : Schubfeste Verbindung
Ak o. P
Ru o. P
Ak m. P
Ru m. P
Messung

Fig. 4.2-3

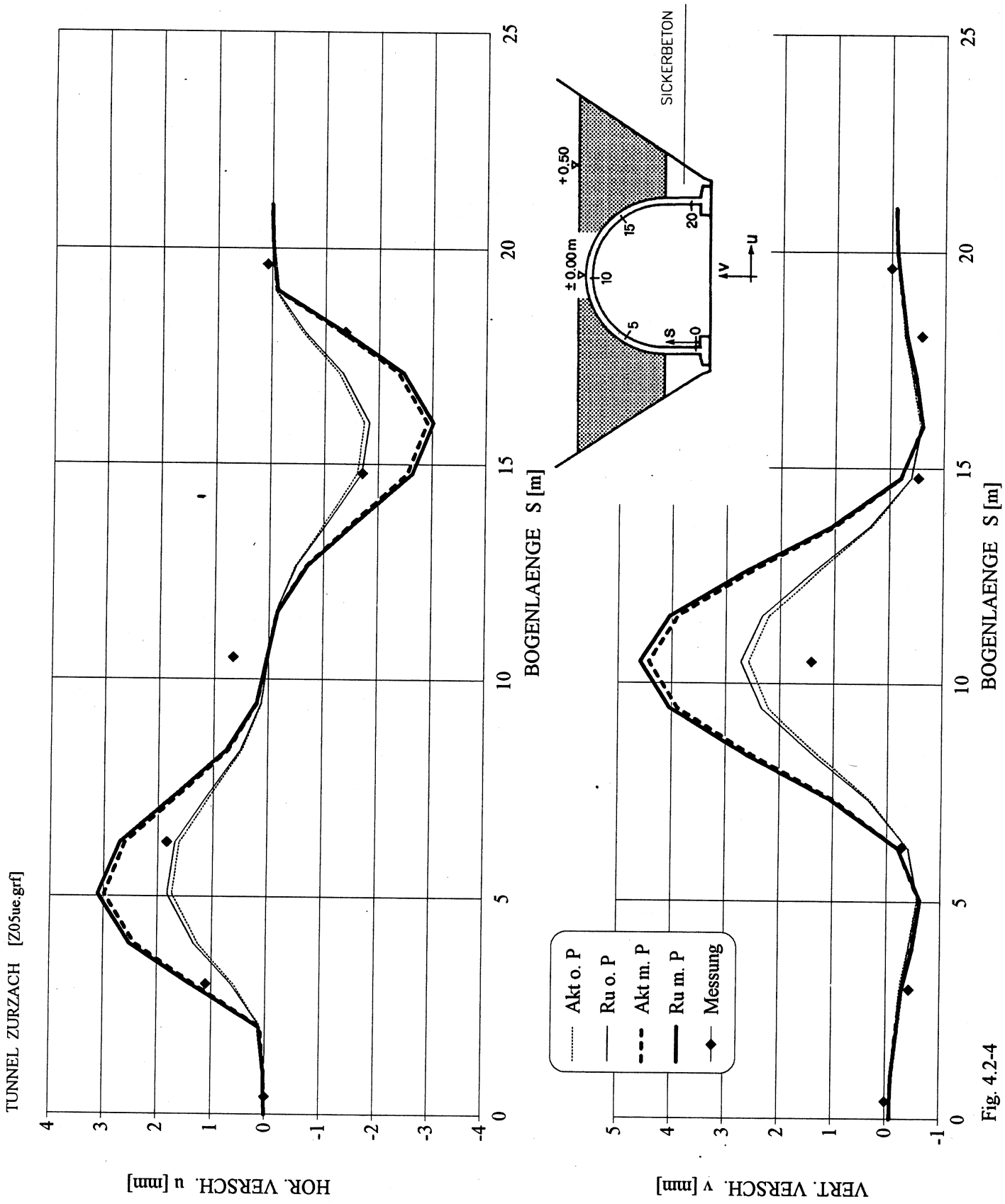

TUNNEL ZURZACH [Z05ue.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
BOGENLAENGE S [m]
SICKERBETON
+0.50
±0.00m
Akt o. P
Ru o. P
Akt m. P
Ru m. P
Messung

Fig. 4.2-4

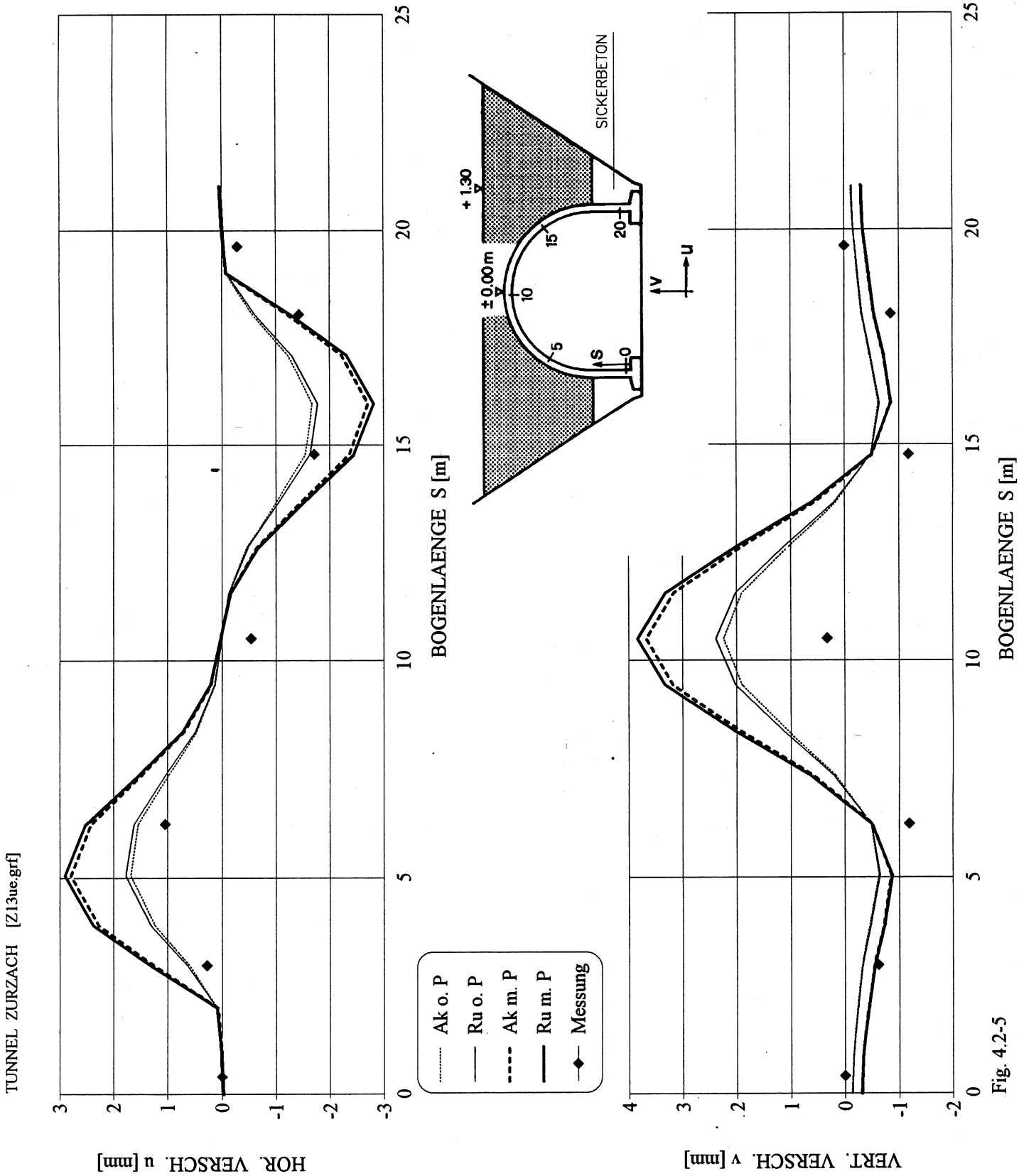

TUNNEL ZURZACH [Z13ue.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
BOGENLAENGE S [m]
Ak o. P
Ru o. P
Ak m. P
Ru m. P
Messung
SICKERBETON
+1.30
±0.00m
S
V
u

Fig. 4.2-5

4.3 TUNNEL HABSBURG

Dieser Tunnel gehört der Nationalstrasse N3 an und liegt zwischen Frick und Birrfeld im Kanton Aargau. Der Tunnel wurde auf einer Länge von 389 m im Tagbau erstellt. Er weist zwei Einzelröhren mit je zwei Fahrbahnen von 7.75 m Breite auf, ohne Kriechspur oder Pannenstreifen. Das Tunnelprofil ist nahezu kreisförmig; seine Geometrie ist in Fig. 4.3-1 ersichtlich.

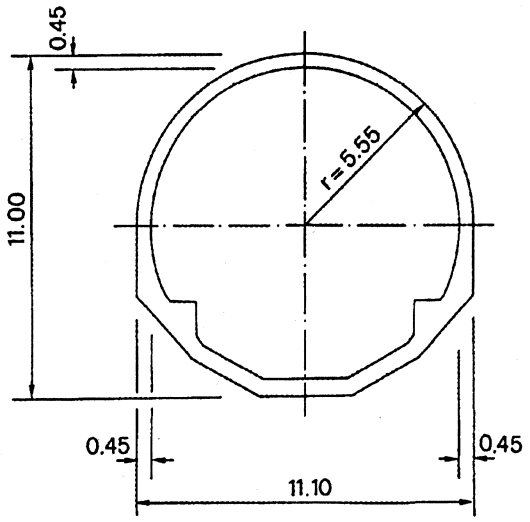


Fig. 4.3-1 Tunnel Habsburg. Querschnitt

Die Anordnung der Distometer - Messpunkte und der Messlängen ist in Fig. 4.3-2 dargestellt.

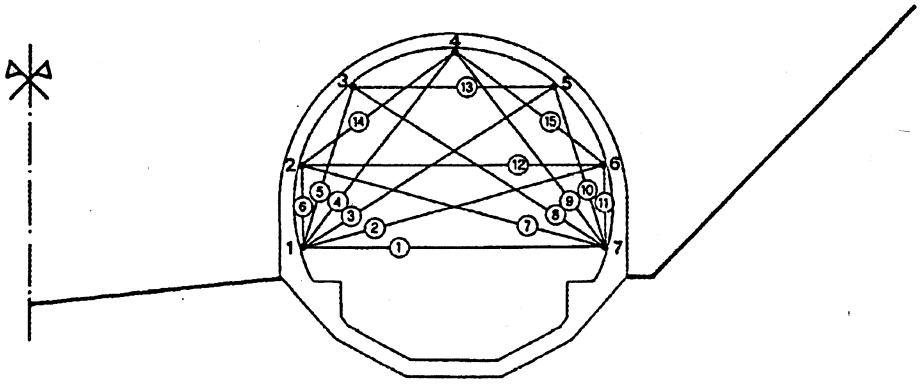


Fig. 4.3-2 Tunnel Habsburg. Anordnung der Distometer - Messpunkte und Messstrecken

Bei diesem Projekt wurde nur eine schubfeste Verbindung zwischen Betongewölbe und Hinterfüllung den Berechnungen zugrunde gelegt. Die Figuren 4.3-3 bis 4.3-5 zeigen eine bemerkenswerte Übereinstimmung zwischen Theorie und Berechnung für alle vier Etappen der Hinterfüllung.

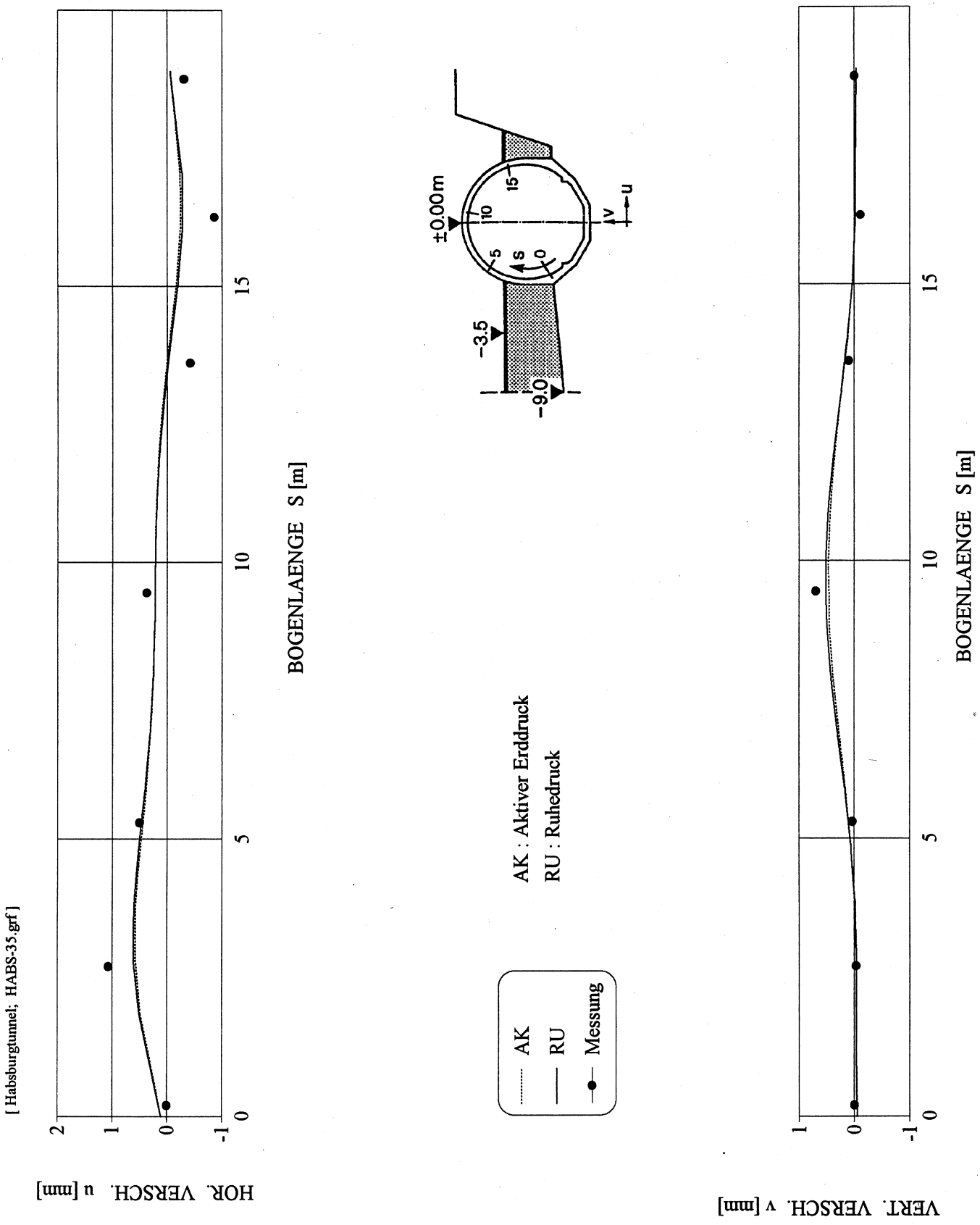

[Habsburgtunnel; HABS-35.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
2
1
0
-1
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
±0.00m
-3.5
-9.0
5
10
15
S
0
v
u
AK : Aktiver Erddruck
RU : Ruhedruck
AK
RU
Messung
VERT. VERSCH. v [mm]
1
0
-1
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 4.3-3

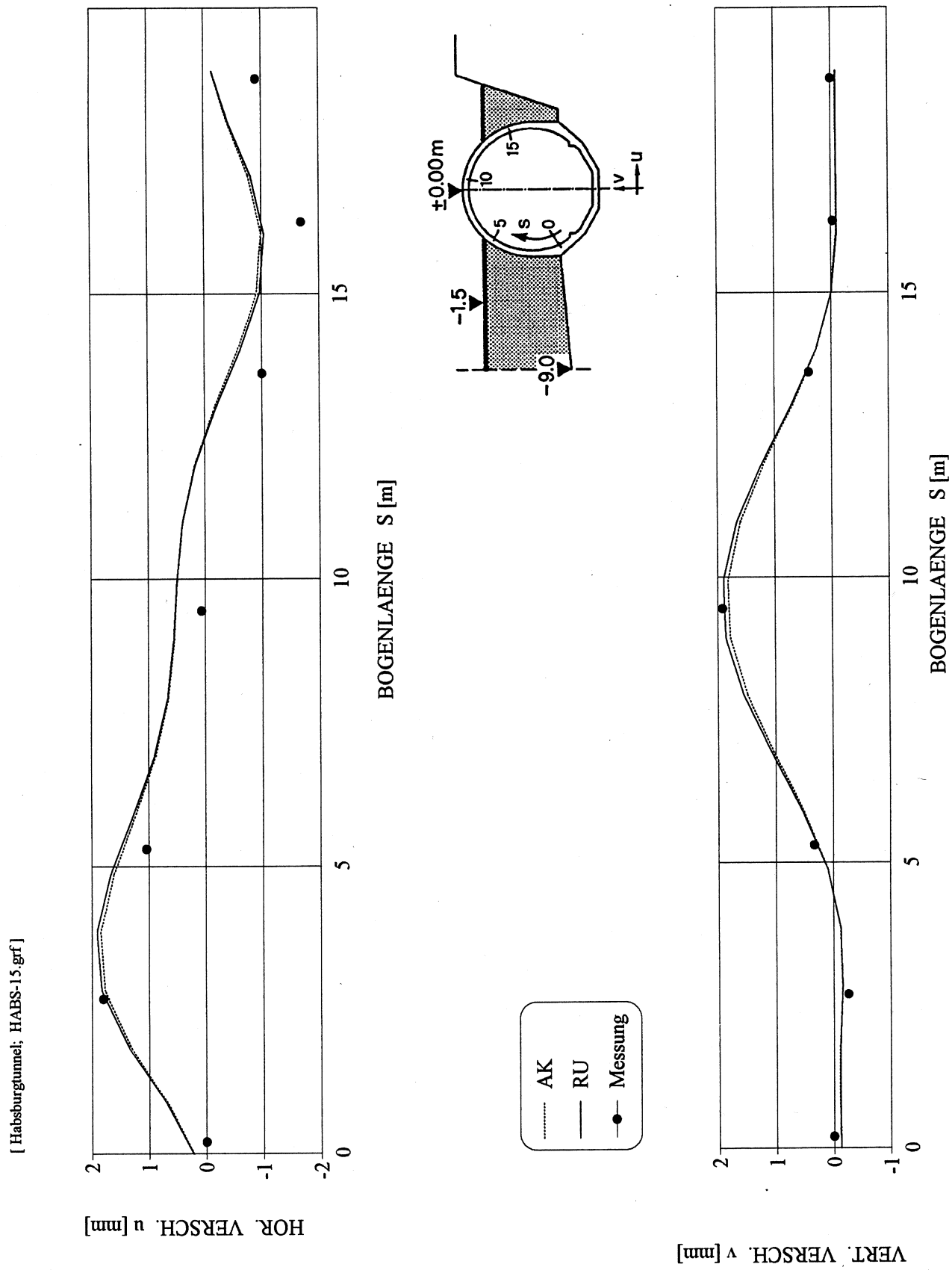

[Habsburgtunnel; HABS-15.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
2
1
0
-1
-2
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
±0.00m
-1.5
-9.0
10
15
5
0
s
v
u
AK
RU
Messung
VERT. VERSCH. v [mm]
2
1
0
-1
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 4.3-4

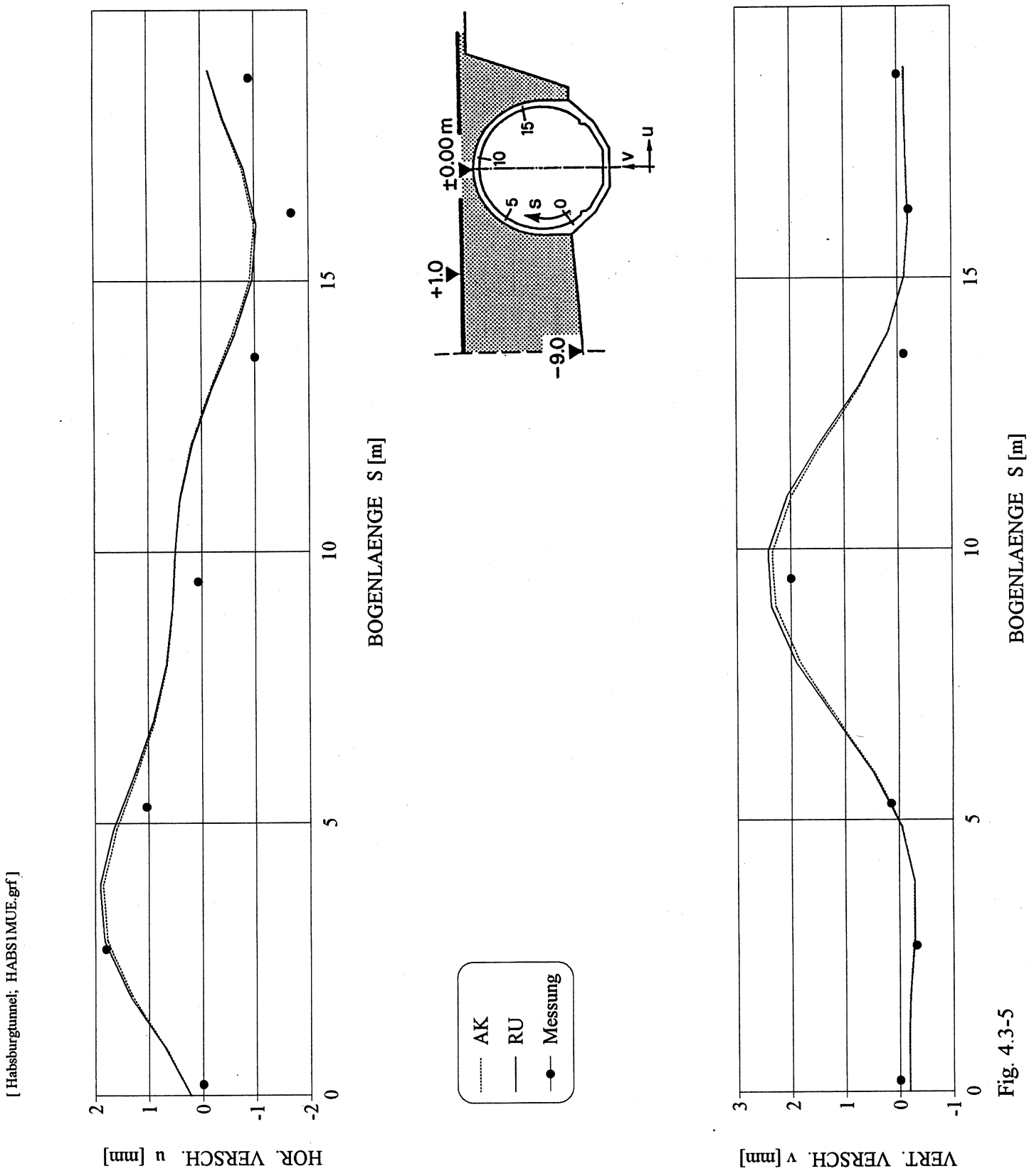

[Habsburgtunnel; HABS1MUE.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
2
1
0
-1
-2
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
+1.0
±0.00 m
-9.0
0
5
10
15
S
u
v
AK
RU
Messung
VERT. VERSCH. v [mm]
3
2
1
0
-1
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 4.3-5

4.4 TUNNEL RATHAUSEN

Dieser Tunnel der N14 befindet sich auf der Strecke Luzern - Rotkreuz und weist eine Länge von 680 m auf. Er ist als Zwillingsrohr ausgebildet mit Spannweiten von 9.60 m (keine Pannenstreifen).

In Fig. 4.4-1 ist die Querschnittsgeometrie und in Fig. 4.4-2 die Anordnung der Messlängen dargestellt. Bei diesen Tunnel fehlen die üblichen Kontrollängen im Distometer-Netz.

In den Figuren 4.4-3 bis Fig. 4.4-8 sind die Ergebnisse des Messquerschnittes M1 und M2 den Berechnungen gegenübergestellt. Wir stellen fest, dass bei diesem Objekt der reibungsfreie Kraftschluss zwischen Betongewölbe und Hinterfüllung wirklichkeitsnähere Resultate gibt. Dies könnnte durch die geringe Breite der seitlichen Hinterfüllung, d.h. durch den hier besonders engen Raum zwischen Gewölbe und Böschung bedingt sein.

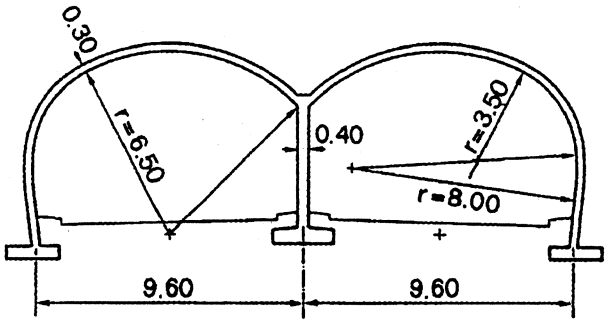


Fig. 4.4-1 Tunnel Rathausen. Querschnitt

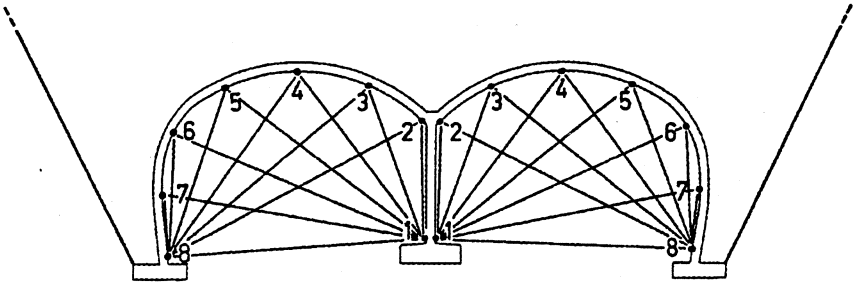


Fig. 4.4-2 Tunnel Rathausen. Anordnung der Messpunkte und Messstrecken für die Konvergenzmessungen

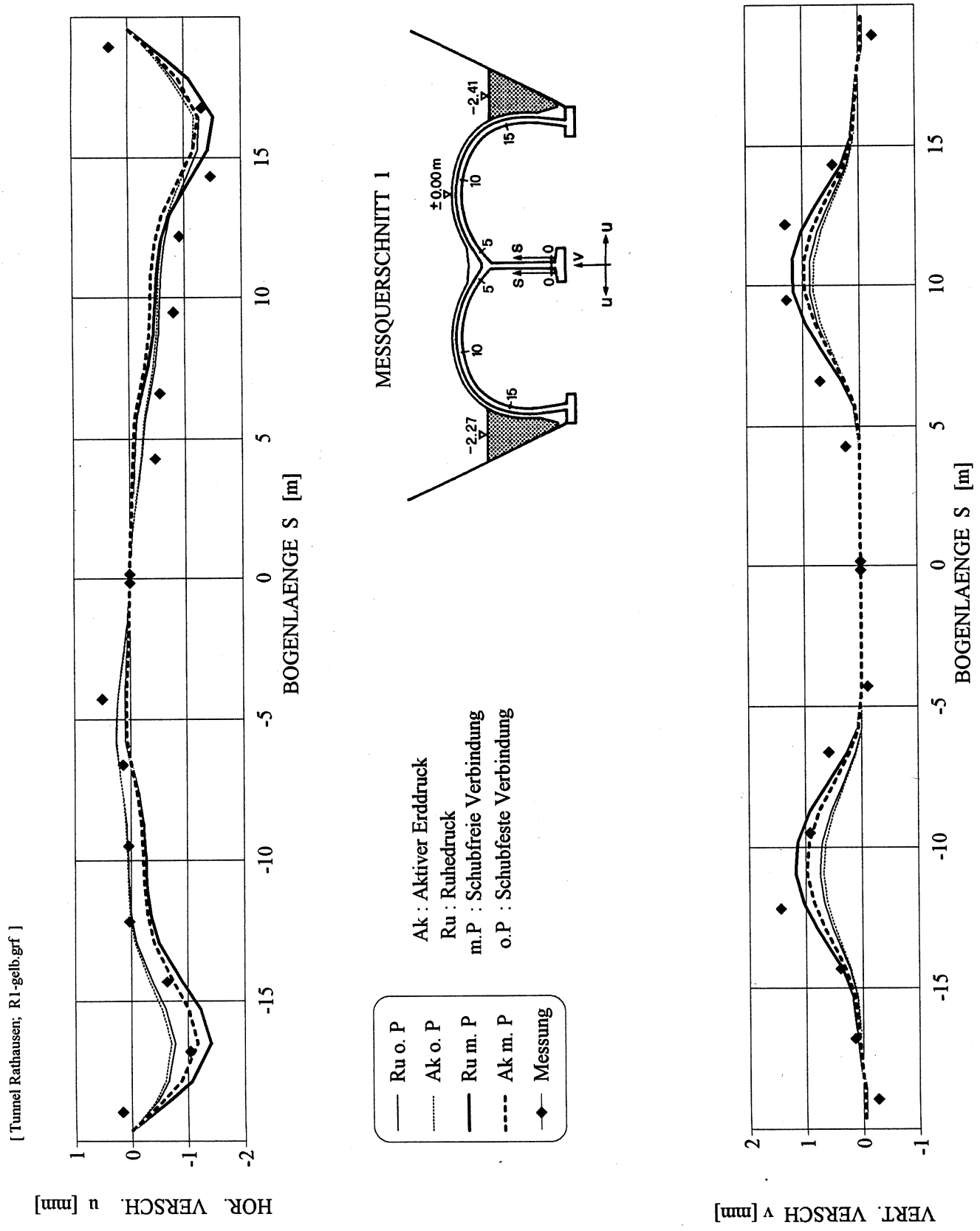
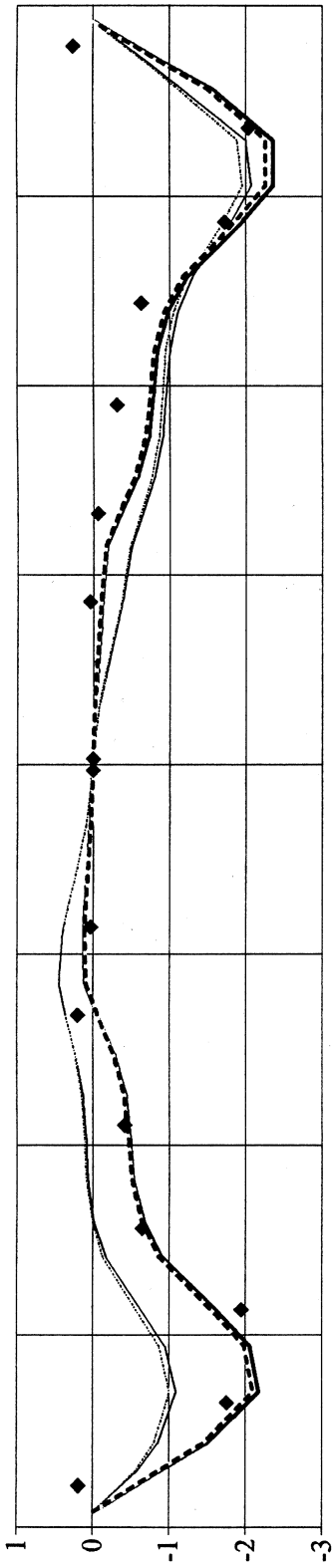
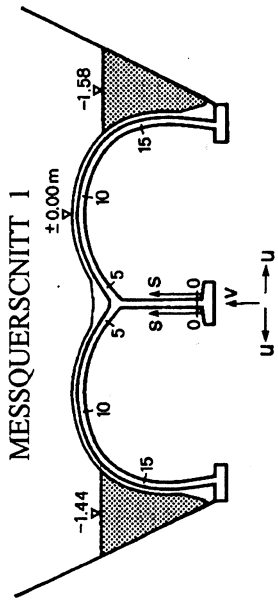
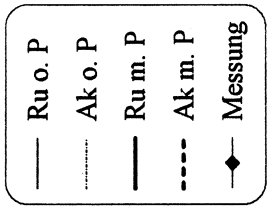

[Tunnel Rathausen; R1-gelb.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
MESSQUERSCHNITT 1
±0.00m
-2.41
-2.27
Ak : Aktiver Erddruck
Ru : Ruhedruck
m.P : Schubfreie Verbindung
o.P : Schubfeste Verbindung
Ru o. P
Ak o. P
Ru m. P
Ak m. P
Messung
VERT. VERSCH v [mm]
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 4.4-3







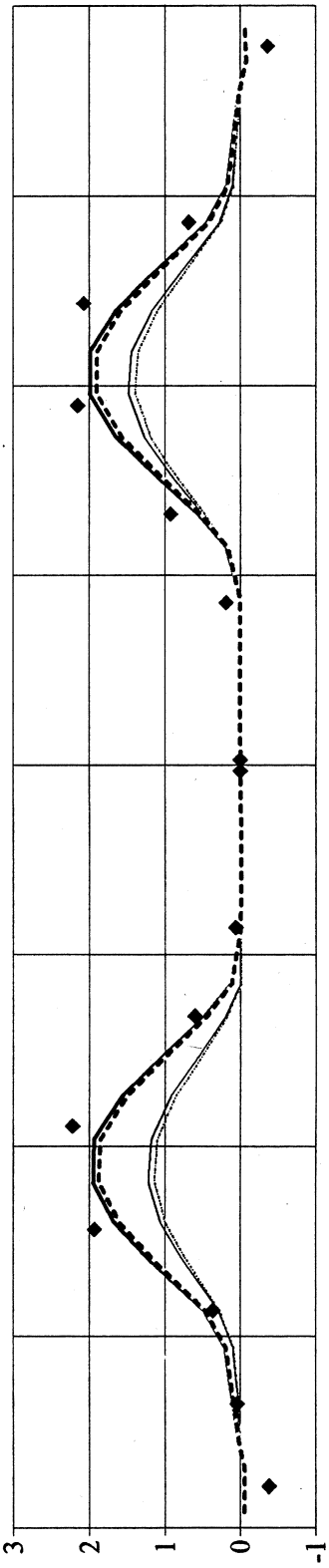


Fig. 4.4-4

[Tunnel Rathausen; R1-viol.grf]

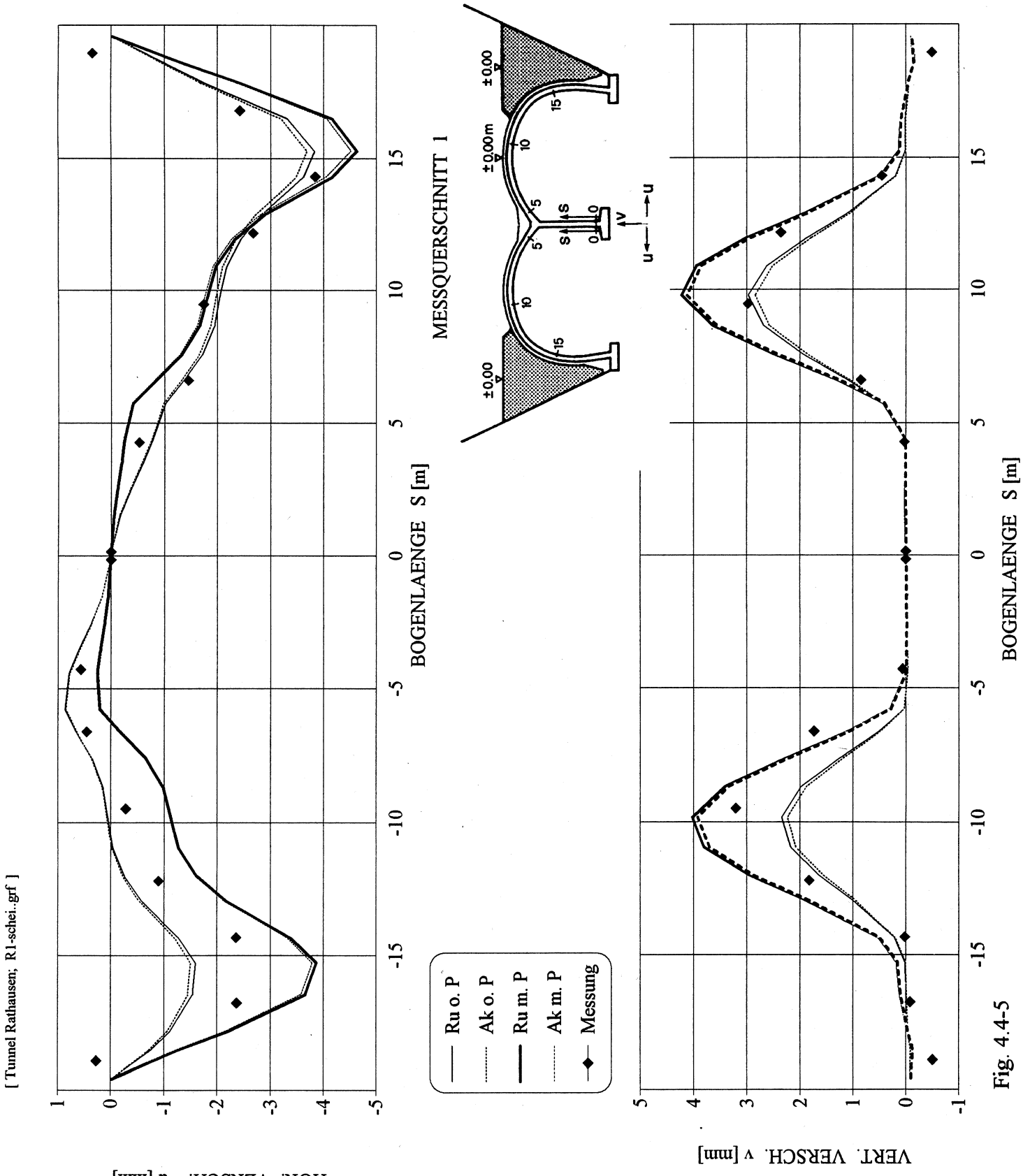

[Tunnel Rathausen; R1-schei..grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
MESSQUERSCHNITT 1
±0.00
±0.00m
Ru o. P
Ak o. P
Ru m. P
Ak m. P
Messung
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 4.4-5

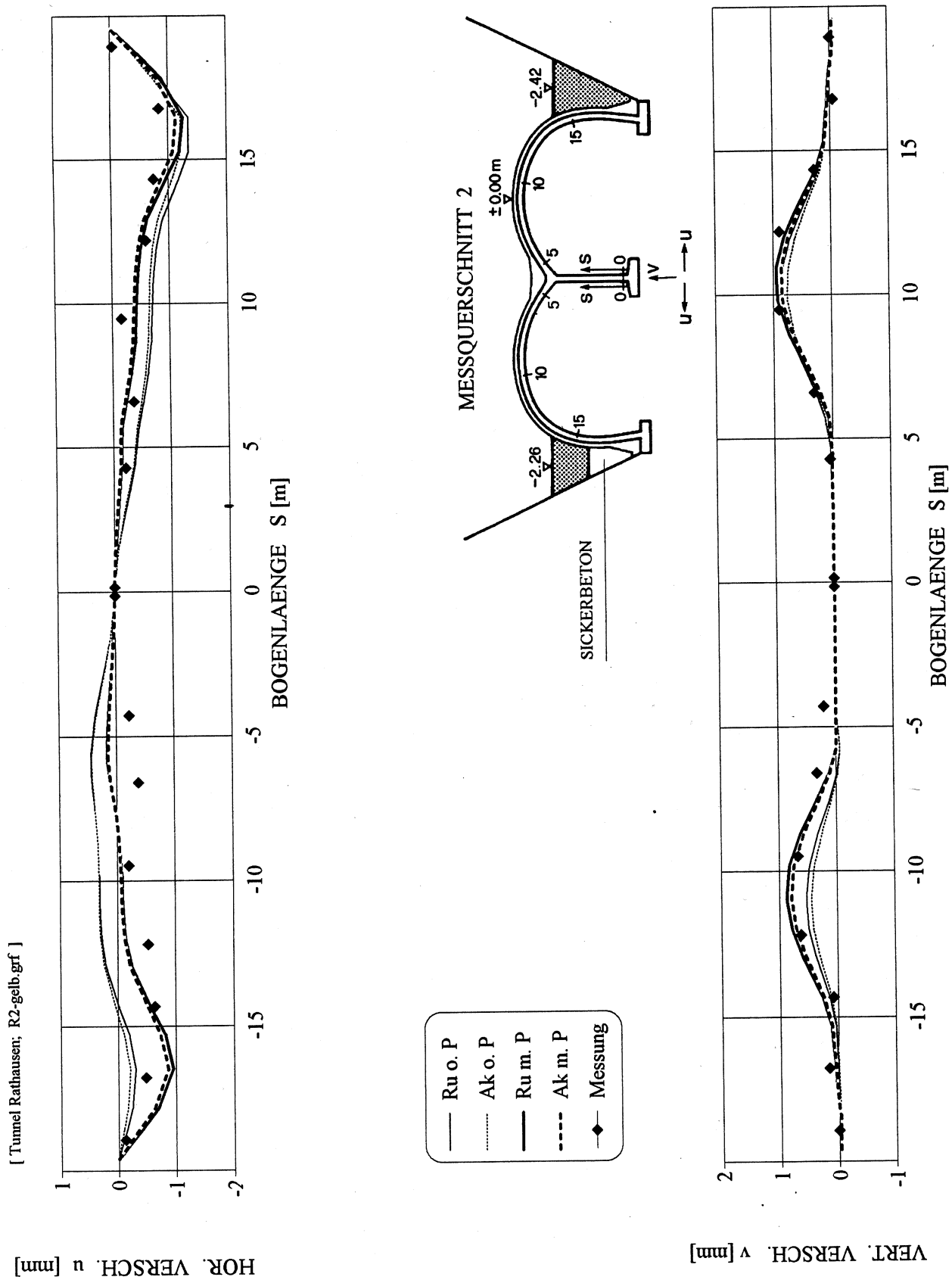

[Tunnel Rathausen; R2-gelb.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
MESSQUERSCHNITT 2
±0.00 m
-2.42
-2.26
SICKERBETON
VERT. VERSCH. v [mm]
Ru o. P
Ak o. P
Ru m. P
Ak m. P
Messung

Fig. 4.4-6

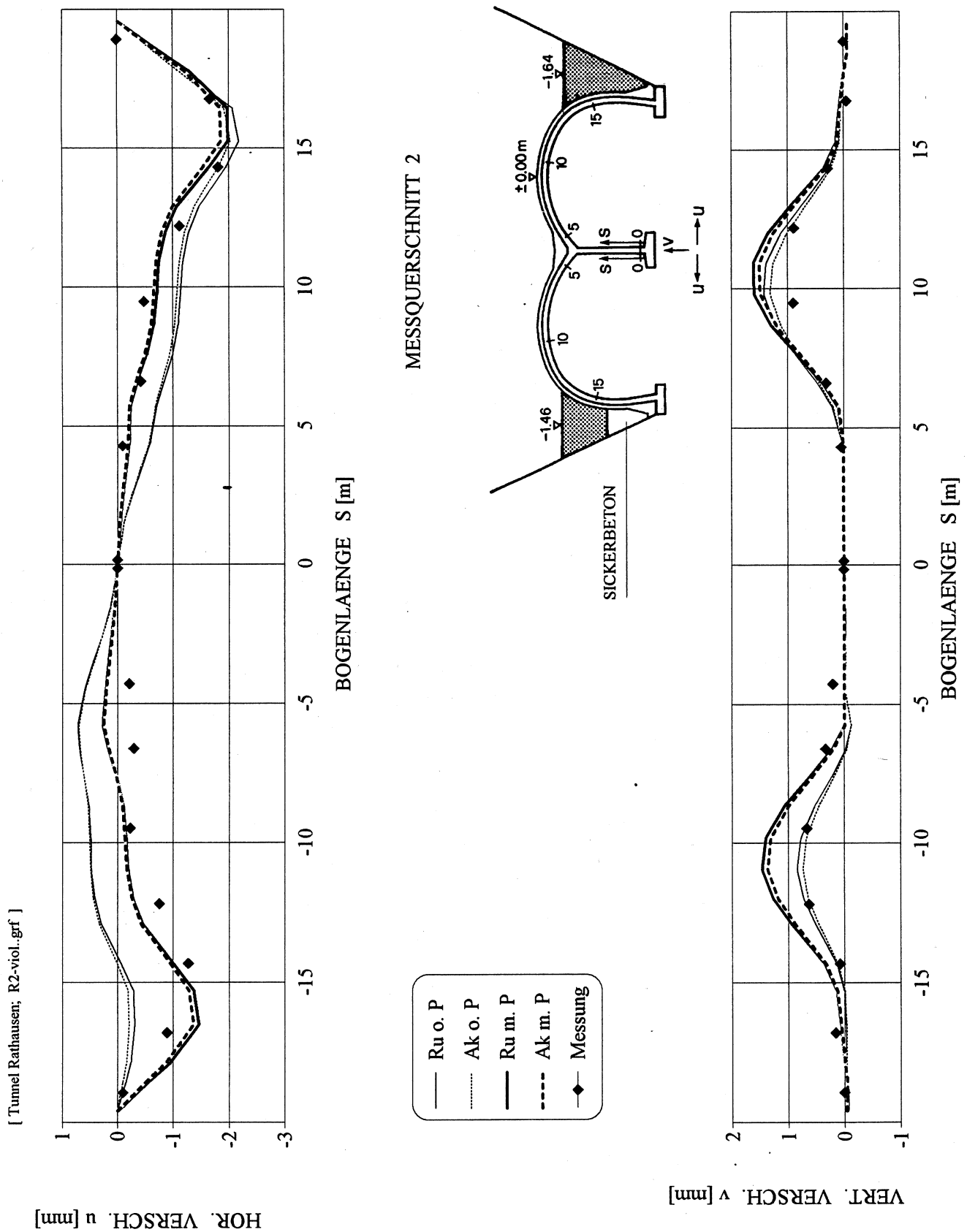

[Tunnel Rathausen; R2-viol..grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
MESSQUERSCHNITT 2
SICKERBETON
±0.00m
-1.64
-1.46
Ru o. P
Ak o. P
Ru m. P
Ak m. P
Messung
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 4.4-7

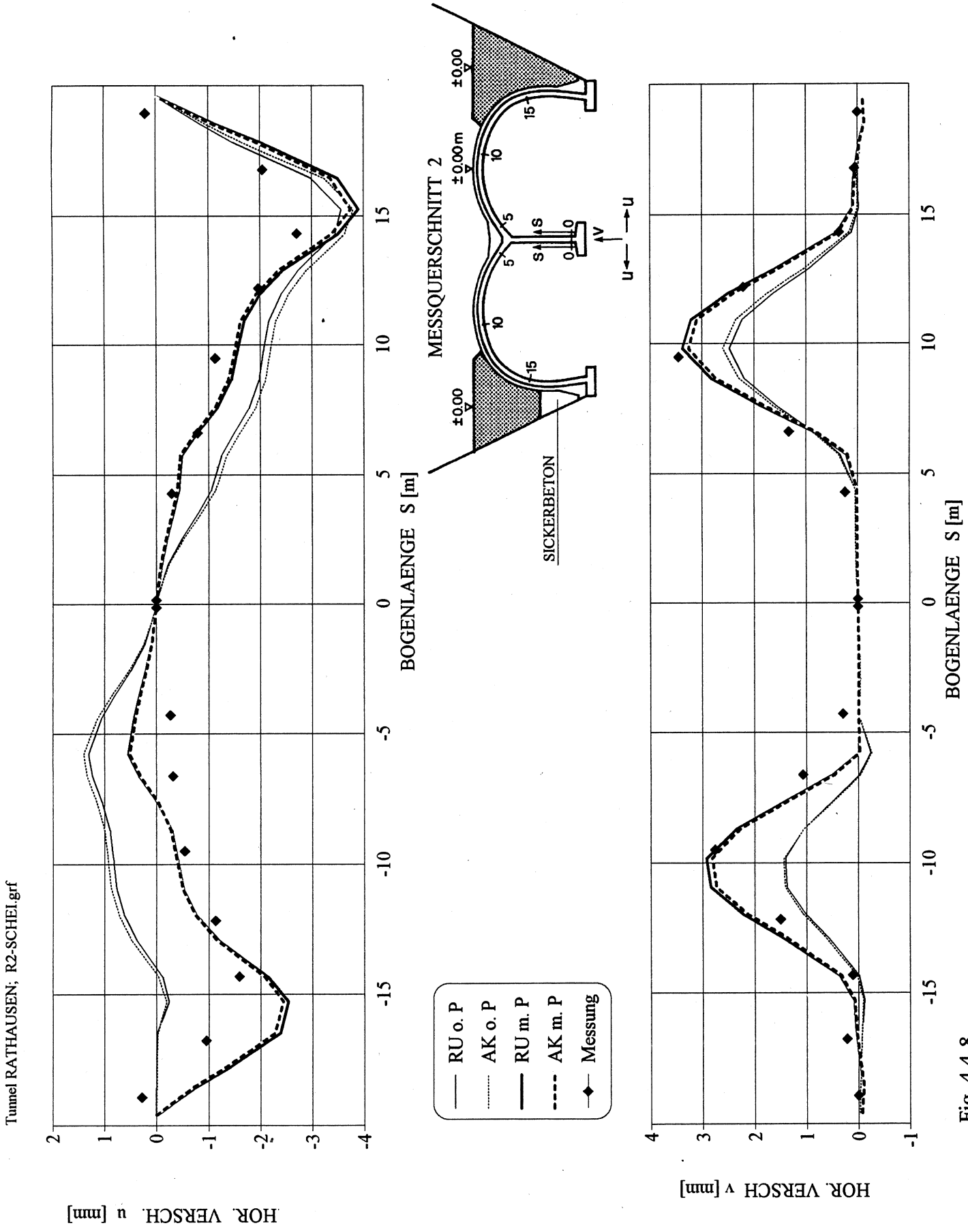

Tunnel RATHAUSEN; R2-SCHEI.grf
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
MESSQUERSCHNITT 2
±0.00
±0.00 m
SICKERBETON
RU o. P
AK o. P
RU m. P
AK m. P
Messung
HOR. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 4.4-8

4.5 TUNNEL MARIA - ZELL

Dieser Tunnel der N2 (Basel - Luzern) weist eine Länge von 210 m auf und ist als Zwillingstunnel ausgebildet. Die Spannweiten mit 12.95 m sind um 3.35 m grösser als jene des Tunnels Rathausen. Hier nimmt die seitliche Hinterfüllung einen viel grösseren Raum ein als beim Tunnel Rathausen. Die Profilgeometrie ist in Fig. 4.5-1 und das Distometer-Netz in Fig. 4.5-2 dargestellt.

Dieser Tunnel ist wegen der grossen Spannweiten und der schlanken Ausbildung des Gewölbes (d = 0.35 m), sowie der erheblichen Breite der seitlichen Hinterfüllung für Vergleichsstudien besonders interessant. Im Gegensatz zu den bisher erläuterten Objekten mit Verschiebungen im Bereich von 4 mm beobachtet man im Tunnel Maria-Zell solche von bis zu 25 mm. Die Interaktion zwischen Betongewölbe und seitlicher Hinterfüllung ist in diesem Fall besonders aufschlussreich. Glücklicherweise verfügt man über Messergebnisse in zwei Querschnitten (Q31 und Q42).

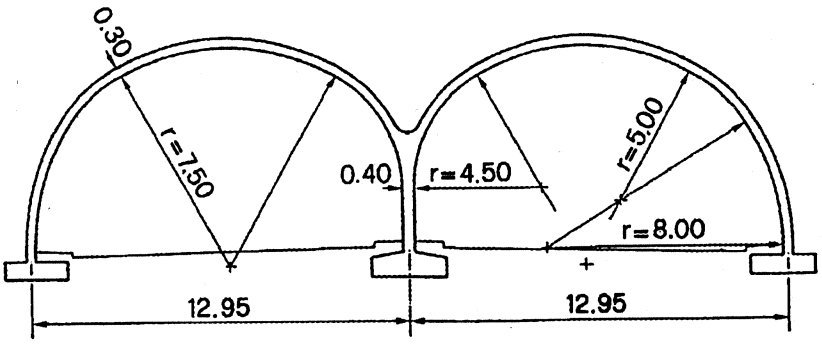


Fig. 4.5-1 Tunnel Maria - Zell. Querschnitt

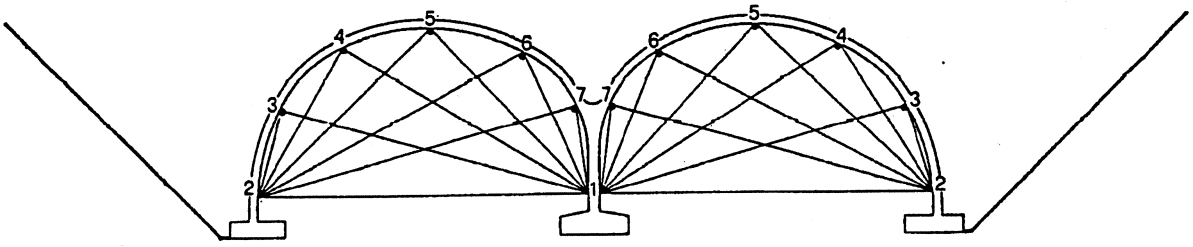


Fig. 4.5-2 Tunnel Maria - Zell. Anordnung der Distometer - Messpunkte und Messstrecken

Fig. 4.5-3 stellt einen asymmetrischen Zustand des im Entstehen begriffenen Tragwerkes dar. Der Unterschied in der Höhe der seitlichen Hinterfüllungen beträgt 0.90 m. Sowohl die Berechnungen als auch die Messwerte widerspiegeln klar den einseitigen Hinterfüllungsvorgang. Die gemessenen Horizontalverschiebungen sind links grösser als die berechneten Werte, wobei auch die Messquerschnitte unterschiedliche Beträge liefern. Die mit Pendelstützen berechneten Werte sind tendenziell grösser als jene ohne Pendelstützen.

Die in Fig. 4.5-4 aufgetragenen, beobachteten und berechneten horizontalen Verschiebungen zeigen einen asymmetrischen Verlauf, obwohl der momentane Zustand des Bauwerks vollkommen symmetrisch ist. Dies ist ein schönes Beispiel für das "Gedächtnis" des Berechnungsmodells. Auch hier stellt man links grössere Messwerte der Horizontalverschiebung fest als rechts.

Da der Endzustand der Auffüllung in den beiden Messquerschnitten Q31 und Q42 unterschiedlich ist, muss der Vergleich zwischen Berechnung und Beobachtung anhand einer separaten Darstellung durchgeführt werden. In Fig. 4.5-5 beobachtet man sowohl im Verlauf der Horizontal- als auch in jenem der Vertikalverschiebung eine bemerkenswert gute Übereinstimmung zwischen Theorie und Messung. Diese Feststellung gilt mit einer gewissen Einschränkung auch für Fig. 4.5-6. Wie empfindlich das System Tunnelgewölbe und seitliche Hinterfüllung auf einen asymmetrischen Hinterfüllungsvorgang reagiert, zeigen die Diagramme in Fig. 4.5-7 und 4.5-8. In diesen Fällen wurden die Berechnungen unter Ausschaltung der Reibung zwischen Gewölbe und Hinterfüllung, d.h. mit "Pendelstützen" (m.P.) durchgeführt. Als waagrechte Belastung wurde bei der etappenweisen Hinterfüllung von jeweils 1.00 m Stärke nur der Ruhedruck berücksichtigt. Bei den Hinterfüllungsetappen lief die Höhe der Aufschüttung auf der linken Seite jeweils um 1.00 m jener auf der rechten Seite voraus. Zuletzt betrug dieser Unterschied nur 0.90 m, der auch im Zustand in Fig. 4.5-7 erkennbar ist. Wir sehen die Asymmetrie, welche entsteht und auch wie sie nach dem symmetrischen Ausgleich (Fig. 4.5-8) bestehen bleibt. Die Messwerte erfahren so eine plausible Deutung.

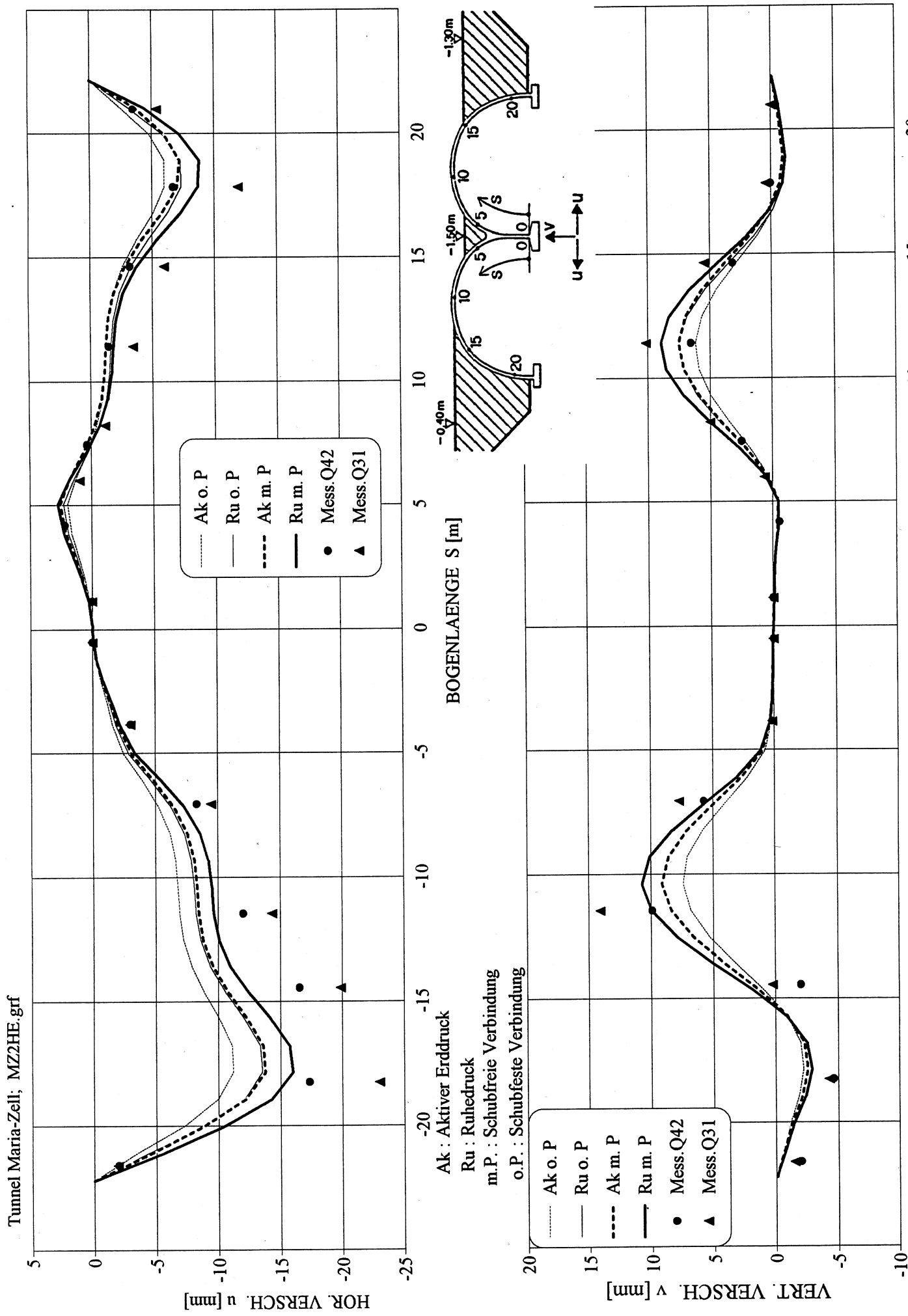

Tunnel Maria-Zell; MZ2HE.grf
HOR. VERSCH. u [mm]
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
Ak o. P
Ru o. P
Ak m. P
Ru m. P
Mess.Q42
Mess.Q31
Ak : Aktiver Erddruck
Ru : Ruhedruck
m.P. : Schubfreie Verbindung
o.P. : Schubfeste Verbindung
-0,40m
-1,50m
-1,30m

Fig. 4.5 - 3

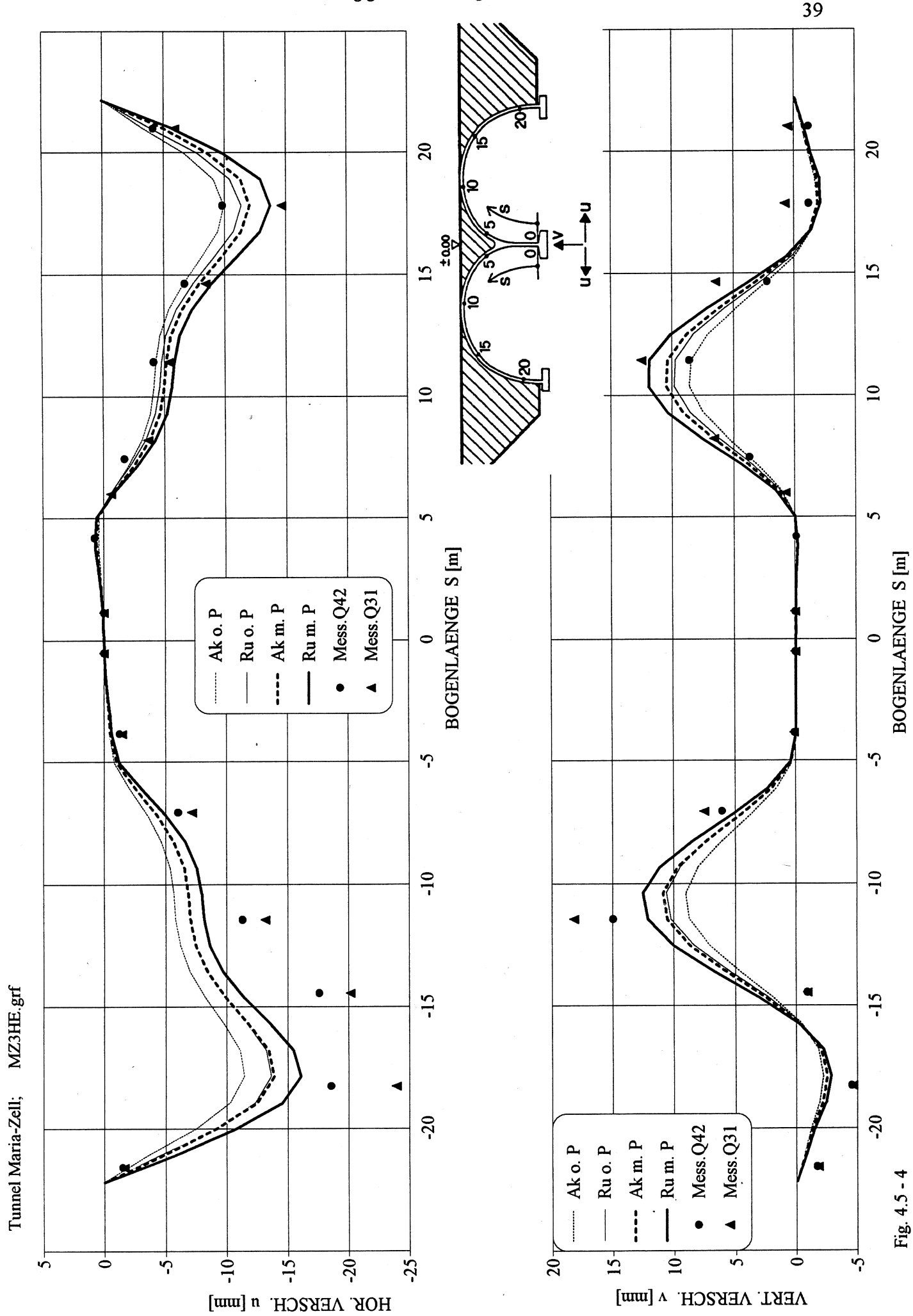

Tunnel Maria-Zell; MZ3HE.grf
HOR. VERSCH. u [mm]
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
BOGENLAENGE S [m]
Ak o. P
Ru o. P
Ak m. P
Ru m. P
Mess.Q42
Mess.Q31
±0.00
S
V
u

Fig. 4.5 - 4

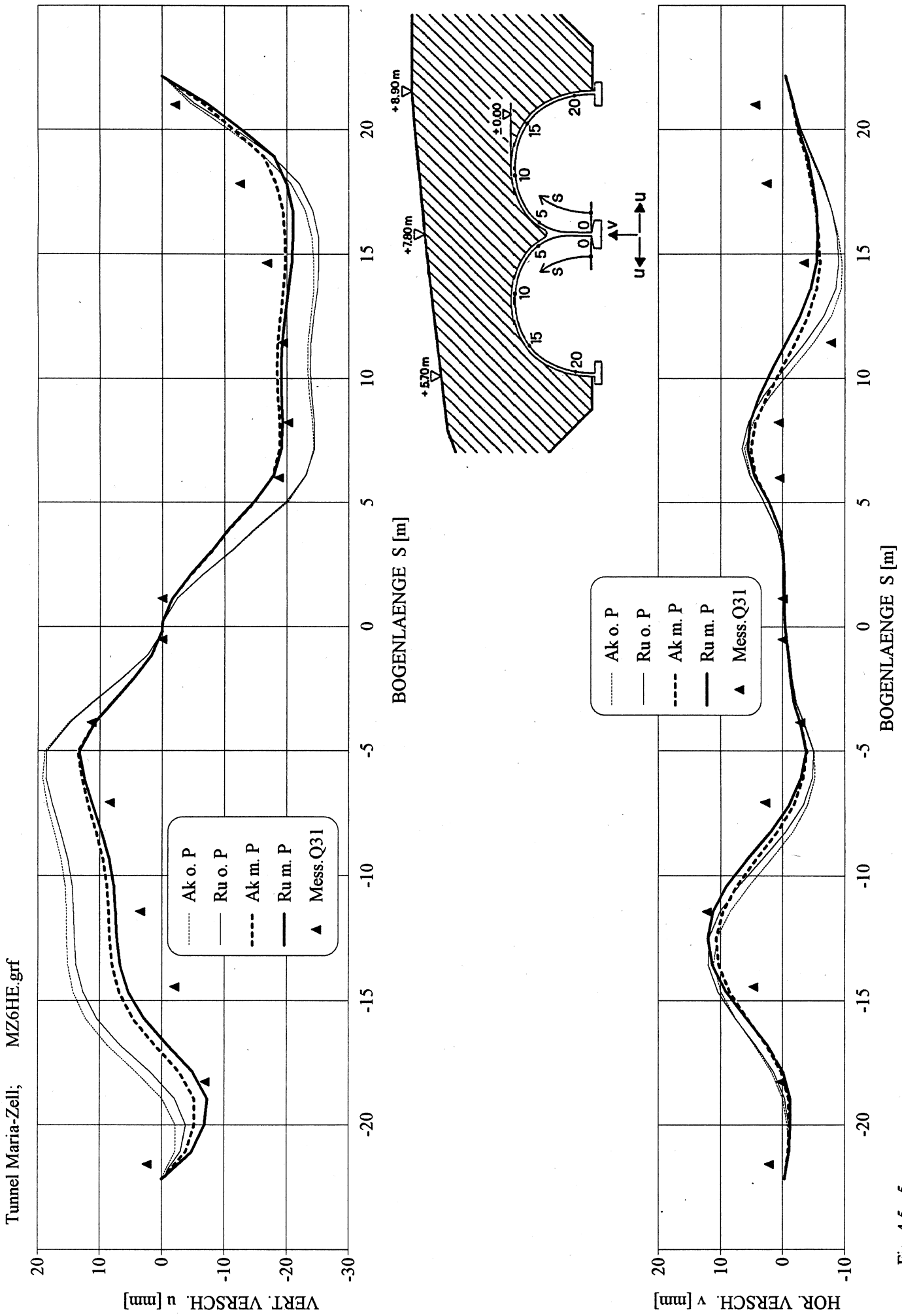

Tunnel Maria-Zell; MZ6HE.grf
VERT. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
Ak o. P
Ru o. P
Ak m. P
Ru m. P
Mess.Q31
+8.90m
±0.00
+7.80m
+5.70m
HOR. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
Ak o. P
Ru o. P
Ak m. P
Ru m. P
Mess.Q31

Fig. 4.5 - 5

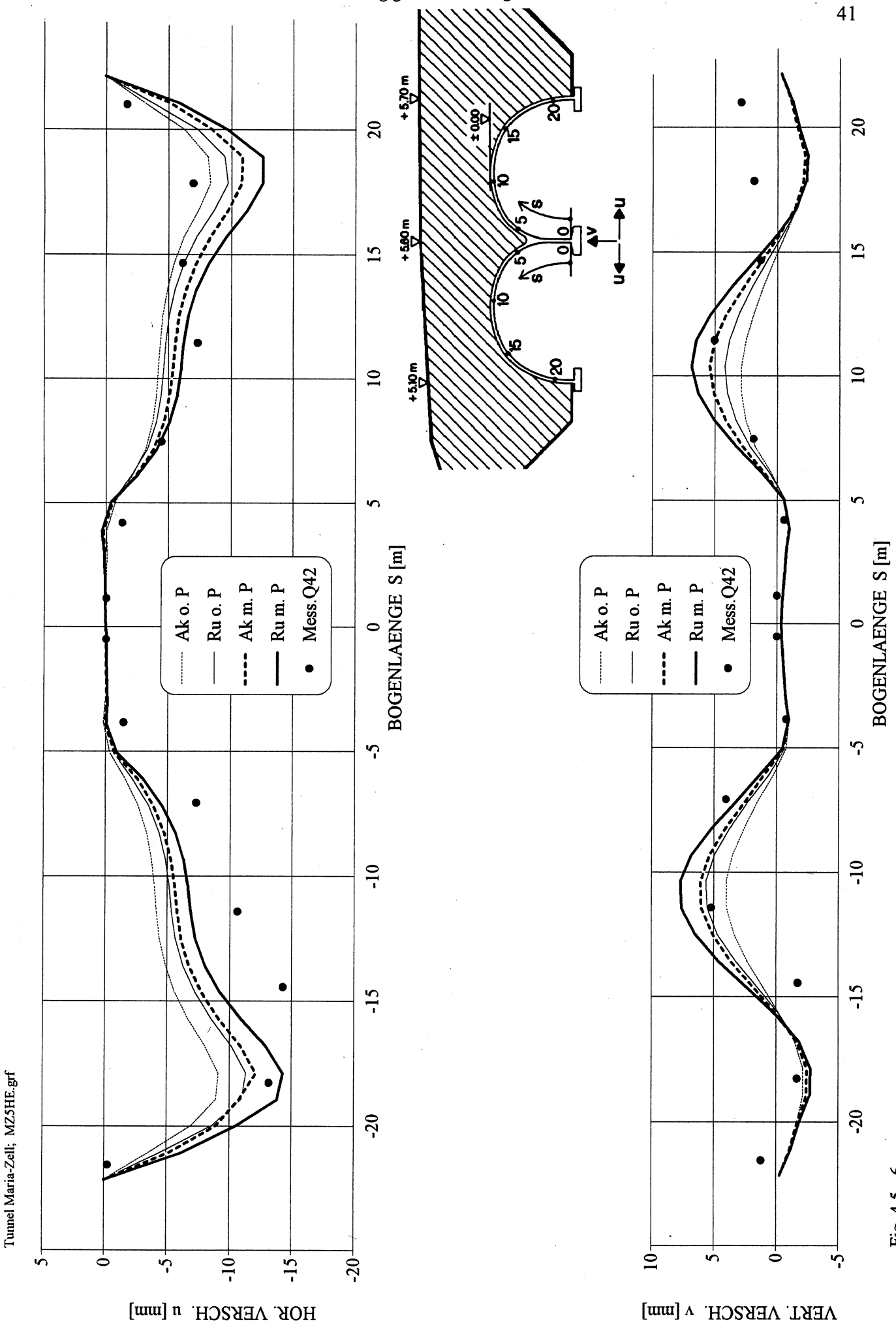

Tunnel Maria-Zell; MZ5HE.grf
HOR. VERSCH. u [mm]
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
Ak o. P
Ru o. P
Ak m. P
Ru m. P
Mess.Q42
+5.70 m
+5.60 m
+5.10 m
± 0.00
u
v

Fig. 4.5 - 6

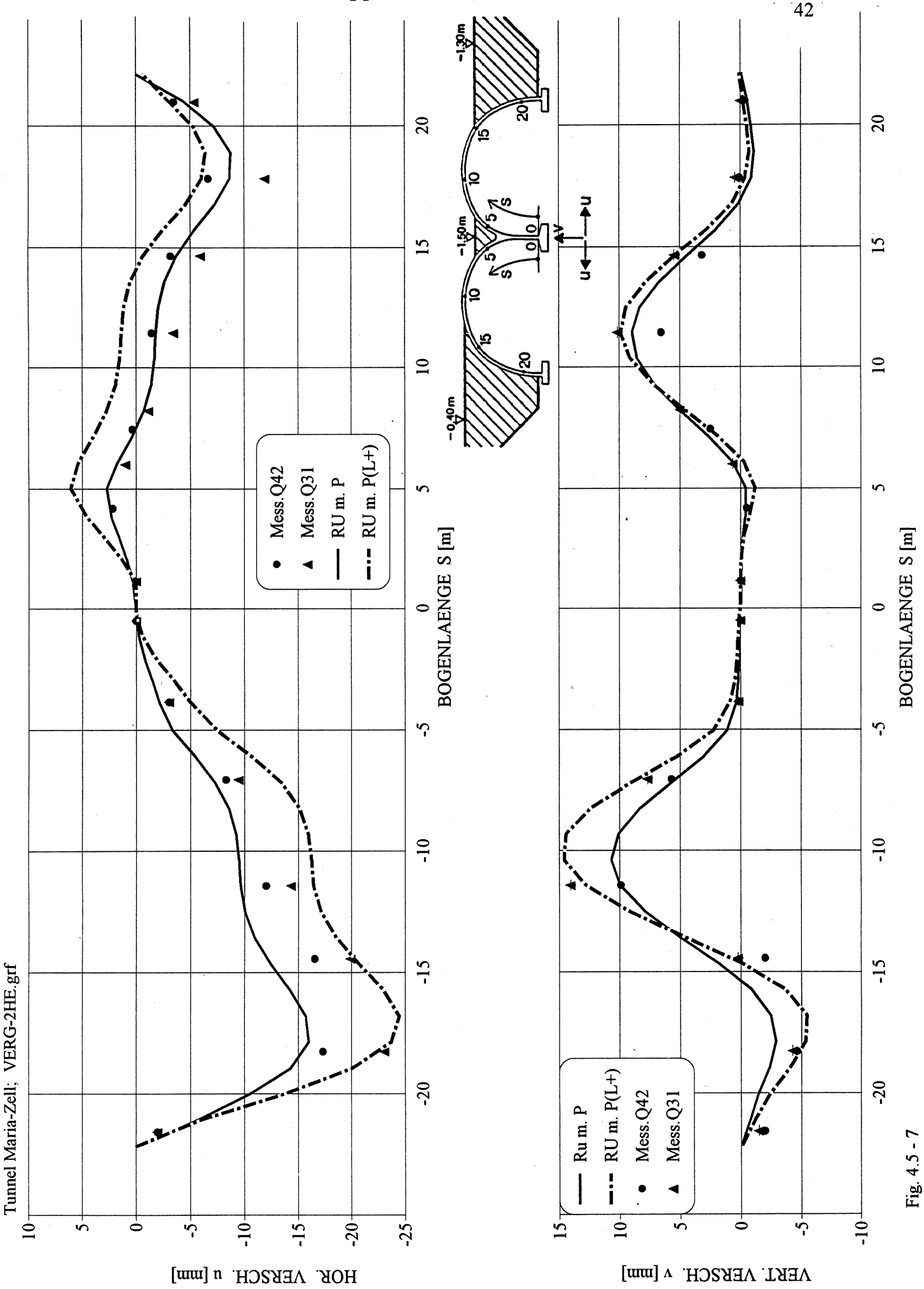

Tunnel Maria-Zell; VERG-2HE.grf
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
Mess.Q42
Mess.Q31
RU m. P
RU m. P(L+)
-1.30m
-1.50m
-0.40m
S
u
v
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
Ru m. P
RU m. P(L+)
Mess.Q42
Mess.Q31

Fig. 4.5 - 7

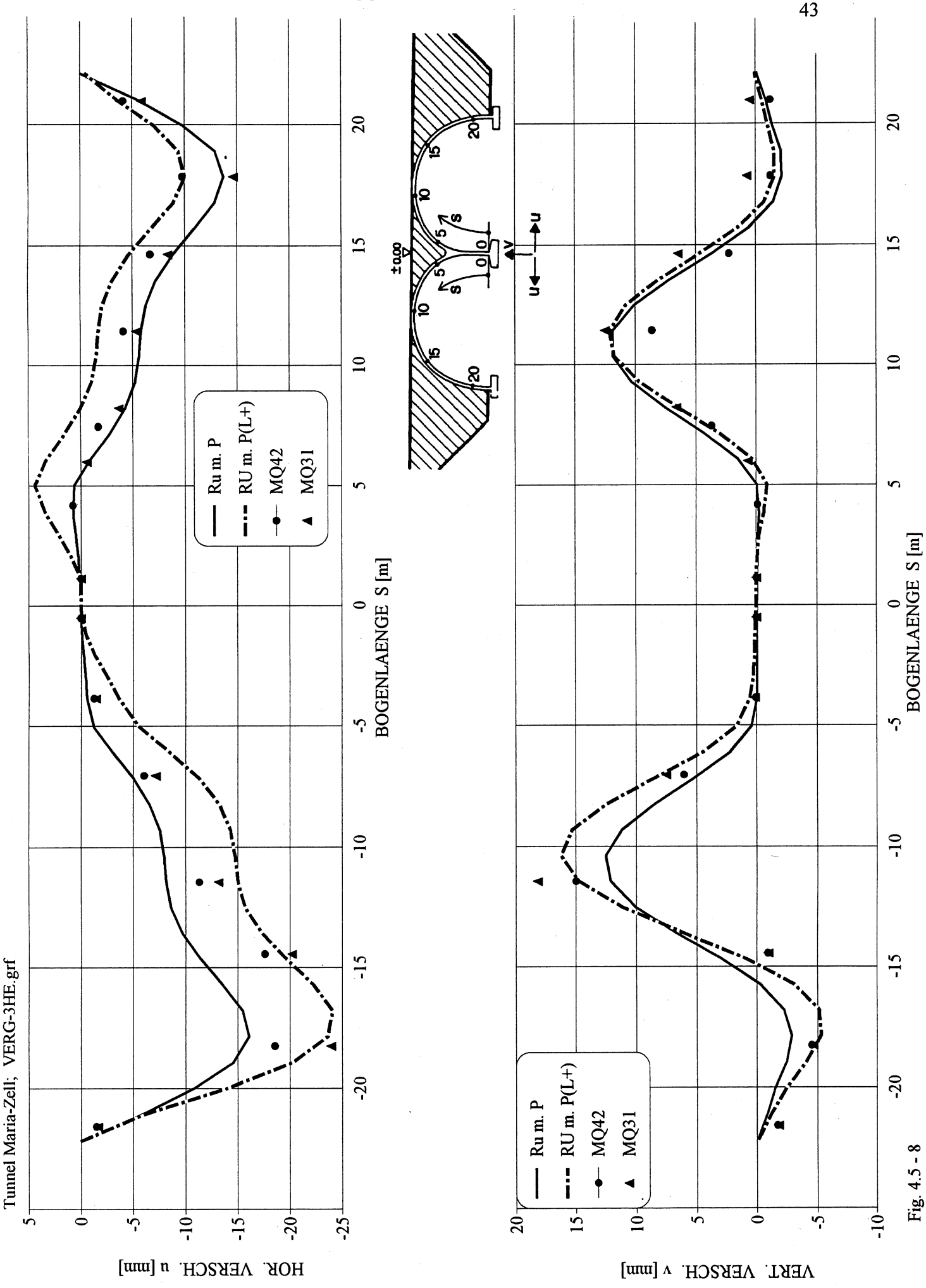

Tunnel Maria-Zell; VERG-3HE.grf
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
Ru m. P
RU m. P(L+)
MQ42
MQ31
±0.00
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
Ru m. P
RU m. P(L+)
MQ42
MQ31

Fig. 4.5 - 8

4.6 TUNNEL BRÜNNEN

Dieser Tunnel ist 550 m lang und bildet einen Bestandteil der Stadttangente Bern Nord und gehört der Nationalstrasse N1 an. Die je vierspurigen Tunnelröhren sind mit breiten Abstellstreifen versehen so, dass sie später als sechsspurige Tunnel betrieben werden können. Dies erklärt die aussergewöhnlich grossen Spannweiten von je 15.75 m (Fig. 4.6-1). Das schlanke Betongewölbe mit einer Stärke von nur 0.35 m erfuhr durch den Horizontalbalken über dem Mittelpfeiler eine Versteifung.

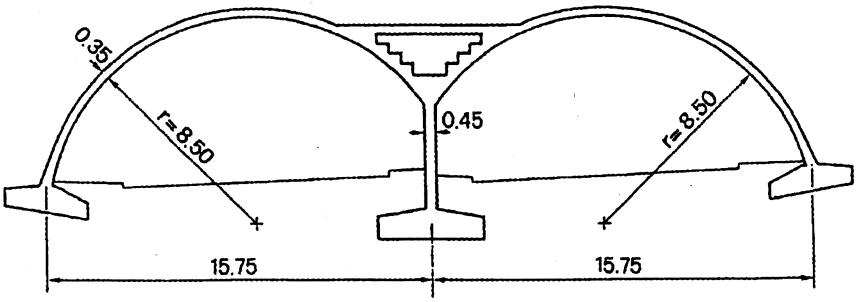


Fig. 4.6-1 Tunnel Brünnen. Querschnitt

Die Anordnung der Distometer-Messstrecken mit je zwei Kontrollängen ist in Fig. 4.6-2 dargestellt.

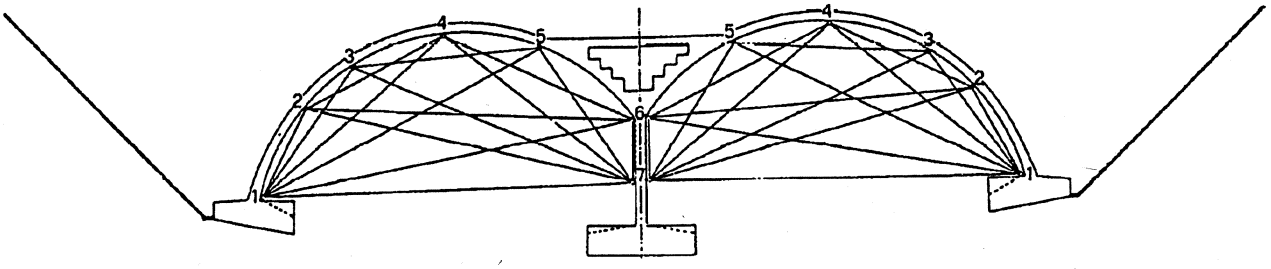
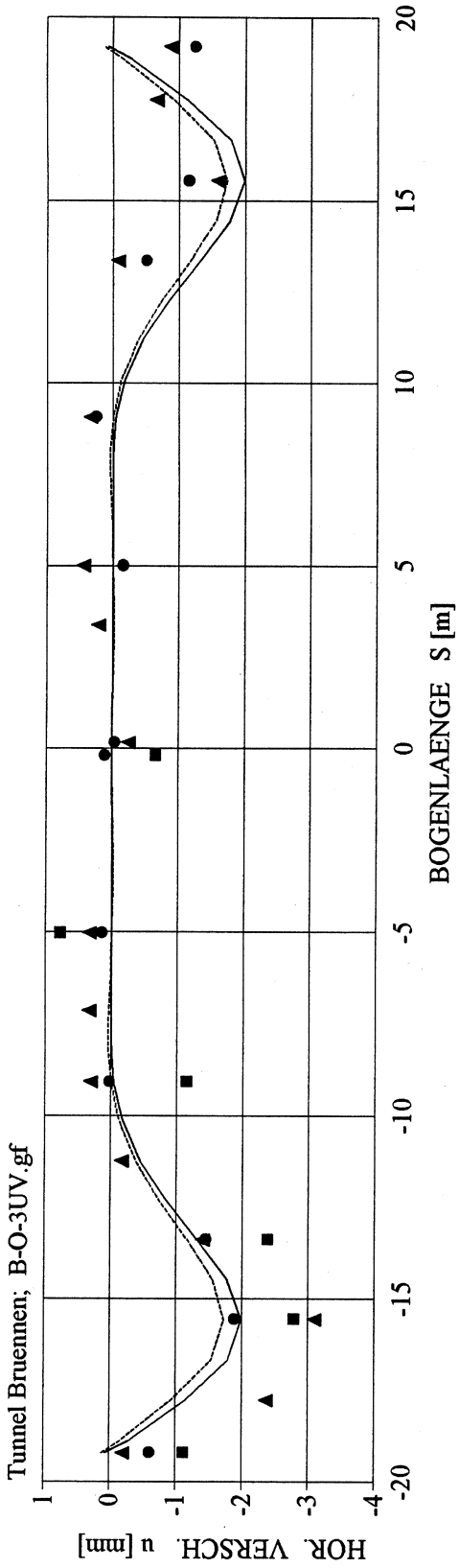
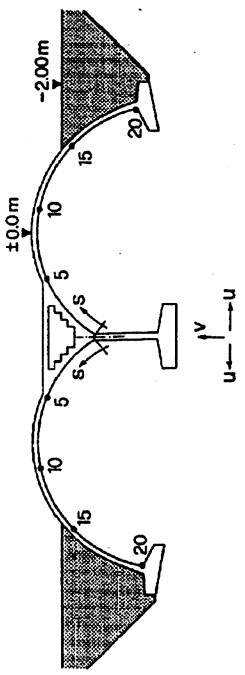


Fig. 4.6-2 Tunnel Brünnen. Anordnung der Distometer-Messpunkte und Messstrecken in der linken bzw. rechten Röhre

Bei diesem Projekt war die Kontrolle und Durchsetzung symmetrischer Hinterfüllungsetappen besonders erfolgreich. Dies macht sich an den gemessenen Verschiebungskomponenten in je drei Messquerschnitten ganz klar bemerkbar. Alle Rückrechnungen beschränkten sich auf das Modell ohne Pendelstützen. Dieses Projekt liefert eine bemerkenswerte Bestätigung für die praktische Leistungsfähigkeit des vorgeschlagenen Berechnungsverfahrens.





Ak : Aktiver Erddruck
Ru : Ruhedruck
o.P : Schubfeste Verbindung

AK o. P
RU o. P
Mess. Q1
Mess. Q2
Mess. Q3

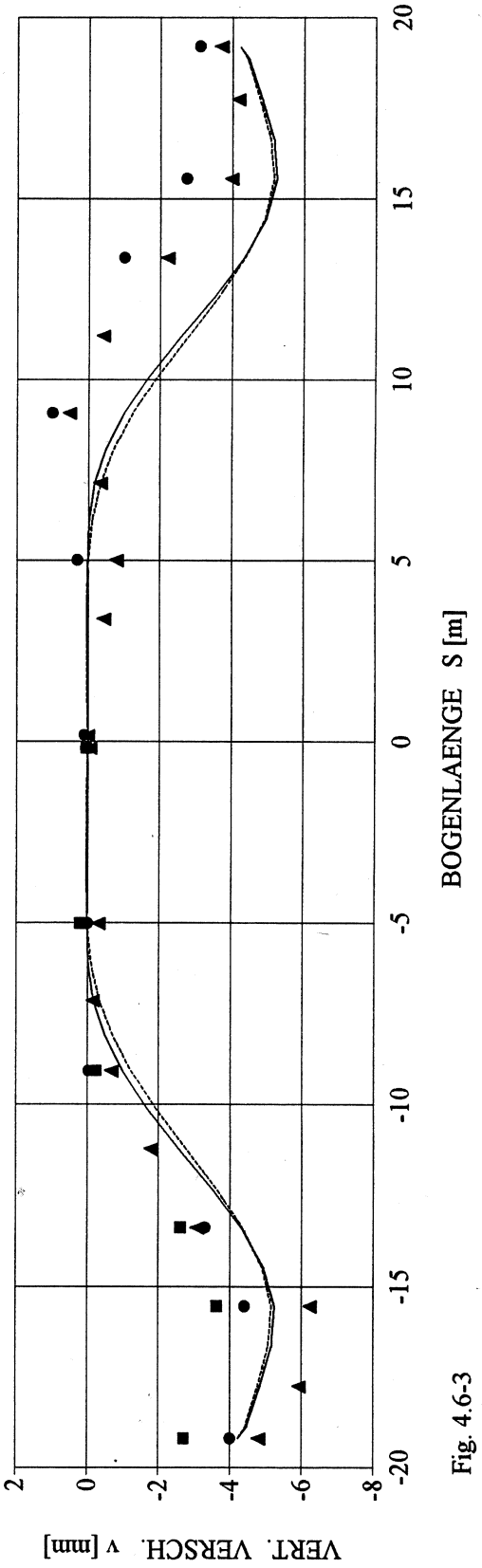


Fig. 4.6-3

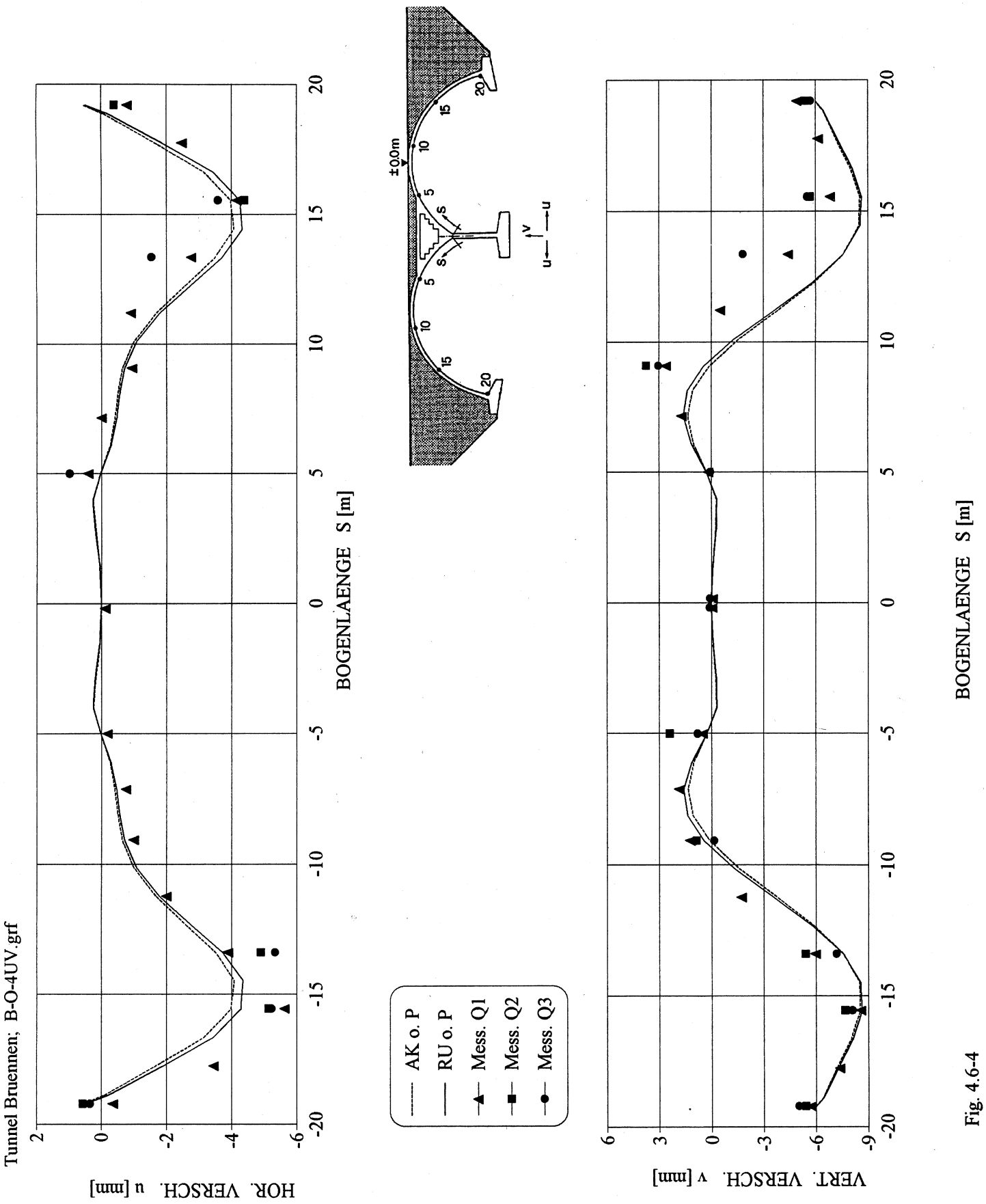

Tunnel Bruennen; B-O-4UV.grf
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
±0,0m
AK o. P
RU o. P
Mess. Q1
Mess. Q2
Mess. Q3
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 4.6-4

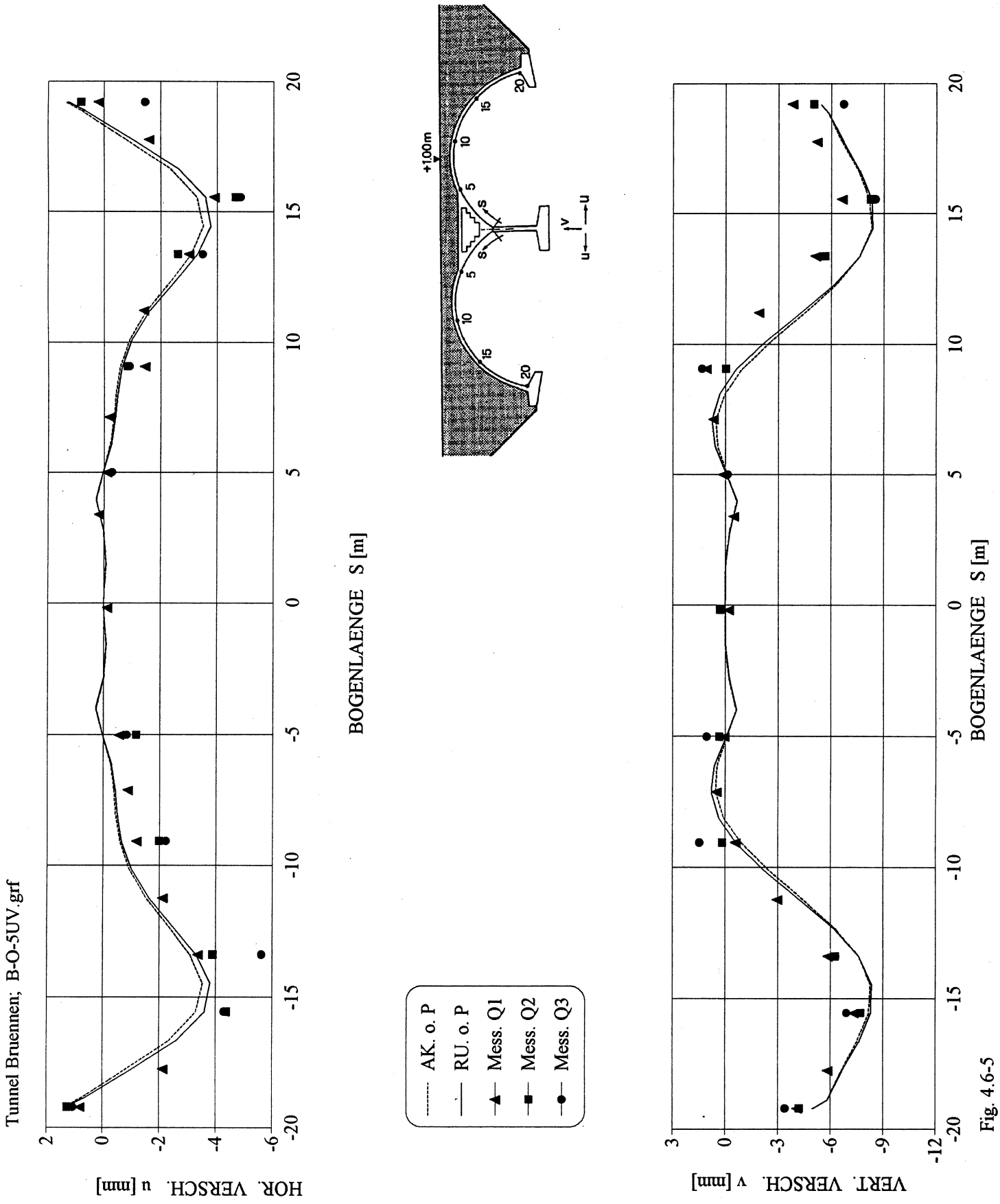

Tunnel Bruennen; B-O-5UV.grf
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
+1,00m
AK. o. P
RU. o. P
Mess. Q1
Mess. Q2
Mess. Q3
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 4.6-5

5. DIAGRAMME DER SCHNITTKRÄFTE UND VERFORMUNGEN

5.1 EINLEITUNG

Es wurden für vier ausgewählte Tunnelprofile mit eindeutig festgelegter Geometrie die Beanspruchungen und Verformungen des Betongewölbes ermittelt und graphisch dargestellt. Für diesen Zweck wurden zwei Bauzustände ausgewählt. Es sind dies die halbe und die volle seitliche Hinterfüllung des Tunnelgewölbes. Da die Auffüllung über dem Scheitel von Fall zu Fall nach unterschiedlichen Kriterien erfolgt, wurden für die Zwecke einer Vordimensionierung sowohl eine gleichmässig als auch eine dreiecksförmig verteilte Auflast berücksichtigt. Da sich das Gesamtsystem linear-elastisch verhält, können aufgrund dieser Belastungsfälle trapezförmige Aufschüttungen durch Superposition berücksichtigt werden.

Der Benützer der Diagramme ist in der Lage die massgebenden Beanspruchungszustände für unterschiedliche Steifigkeiten der seitlichen Hinterfüllung zu ermitteln.

5.2 PROFILTYPEN

Es wurden Diagramme der Schnittkräfte und Verformungen für die vier in Fig. 5.2-1 bis 5.2-4 dargestellten Profiltypen ausgearbeitet.

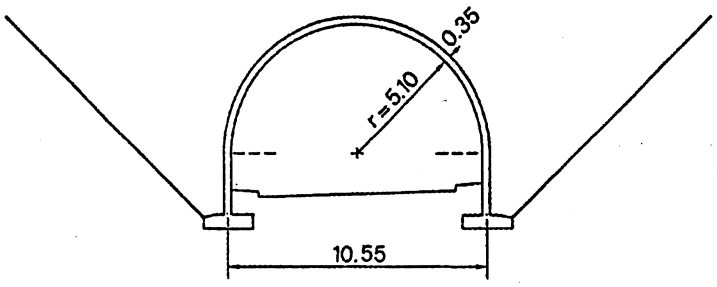


Fig. 5.2-1 Profil Typ A

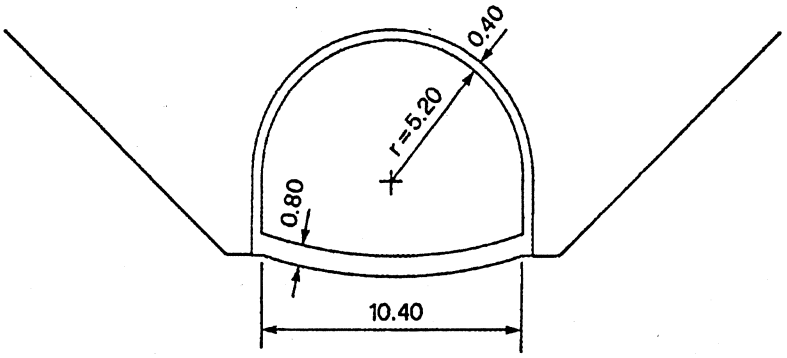


Fig. 5.2-2 Profil Typ B

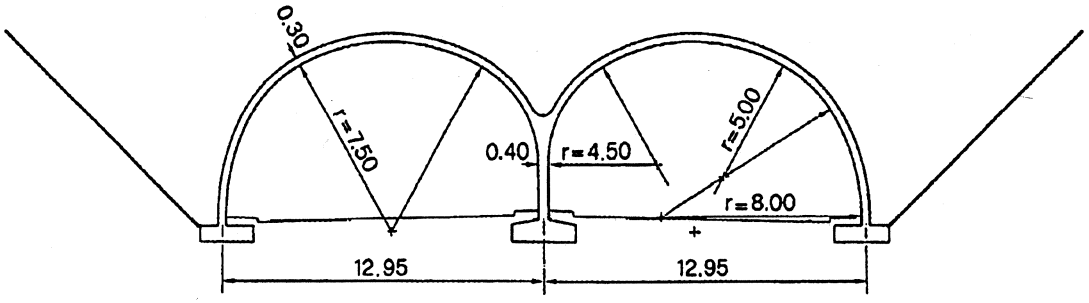


Fig. 5.2-3 Profil Typ C

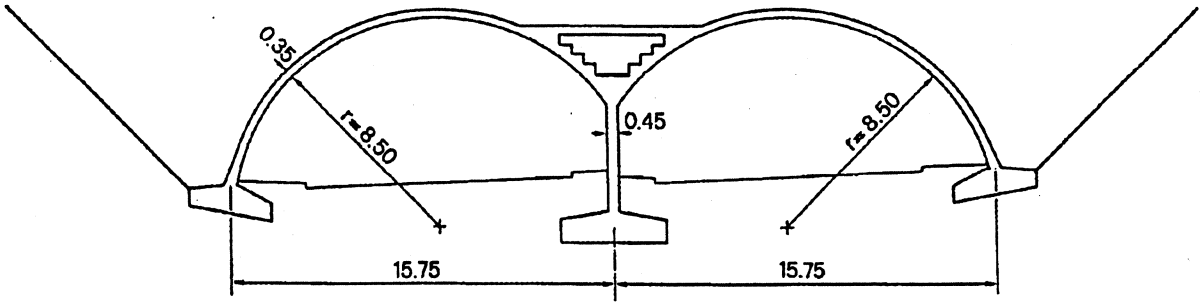


Fig. 5.2-4 Profil Typ D

Die Verbindung zwischen Betongewölbe und Hinterfüllung wurde durchwegs für alle Profiltypen als vollkommen schubfest angenommen.

Feste Parameter:

Betongewölbe:	E = 30'000'000 kN/m^2
Gewachsener Boden:	E = 1'000'000 kN/m^2
	Querdehnungszahl $\nu = 0.25$
Hinterfüllung:	Anzahl Hinterfüllungsetappen bis Scheitel = 8
	(Mächtigkeit der einzelnen Schichten 1 m)
	Querdehnungszahl $\nu = 0.495$
	Spez. Gewicht $\gamma = 20$ kN/m^3
	Seitendruckbeiwert der Hinterfüllung: Ruhedruck
	(Winkel der inneren Reibung $\Phi = 25$ Grad)
	Böschungswinkel 1 : 1

Variablen:

Steifigkeit der Hinterfüllung: E = 20'000; 40'000; 60'000 und 100'000 kN/m^2

Die Diagramme für die Schnittkräfte und Verformungen wurden für die folgenden Bauzustände berechnet:

a) Hinterfüllung bis halbe Scheitelhöhe
b) Hinterfüllung bis Scheitelhöhe
c) Belastung von 20 kN/m' über dem Scheitel
d) Asymmetrische Belastung von 0 - 20 kN/m' über dem Scheitel

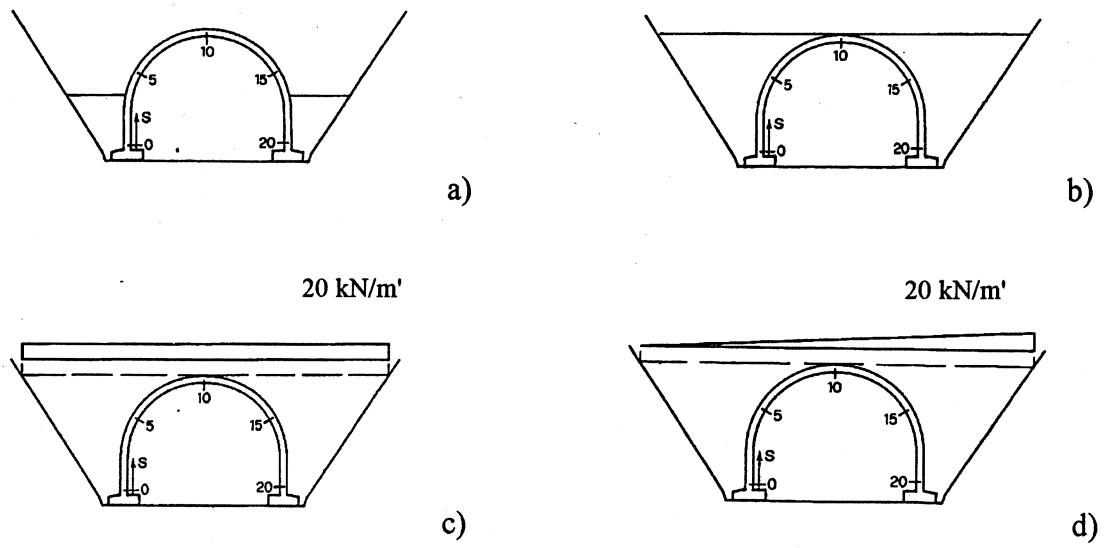


Fig. 5.2-5 Bauzustände, Beispiel Profil A

Da für Auffüllungsetappen über dem Scheitel das Superpositionsprinzip anwendbar ist, kann man mit Hilfe der Bauzustände nach Fig. 5.2-4 und 5.2-5 den Einfluss praktisch relevanter Geländekonfigurationen rechnerisch erfassen.

5.3 EINRÖHRIGE TUNNEL

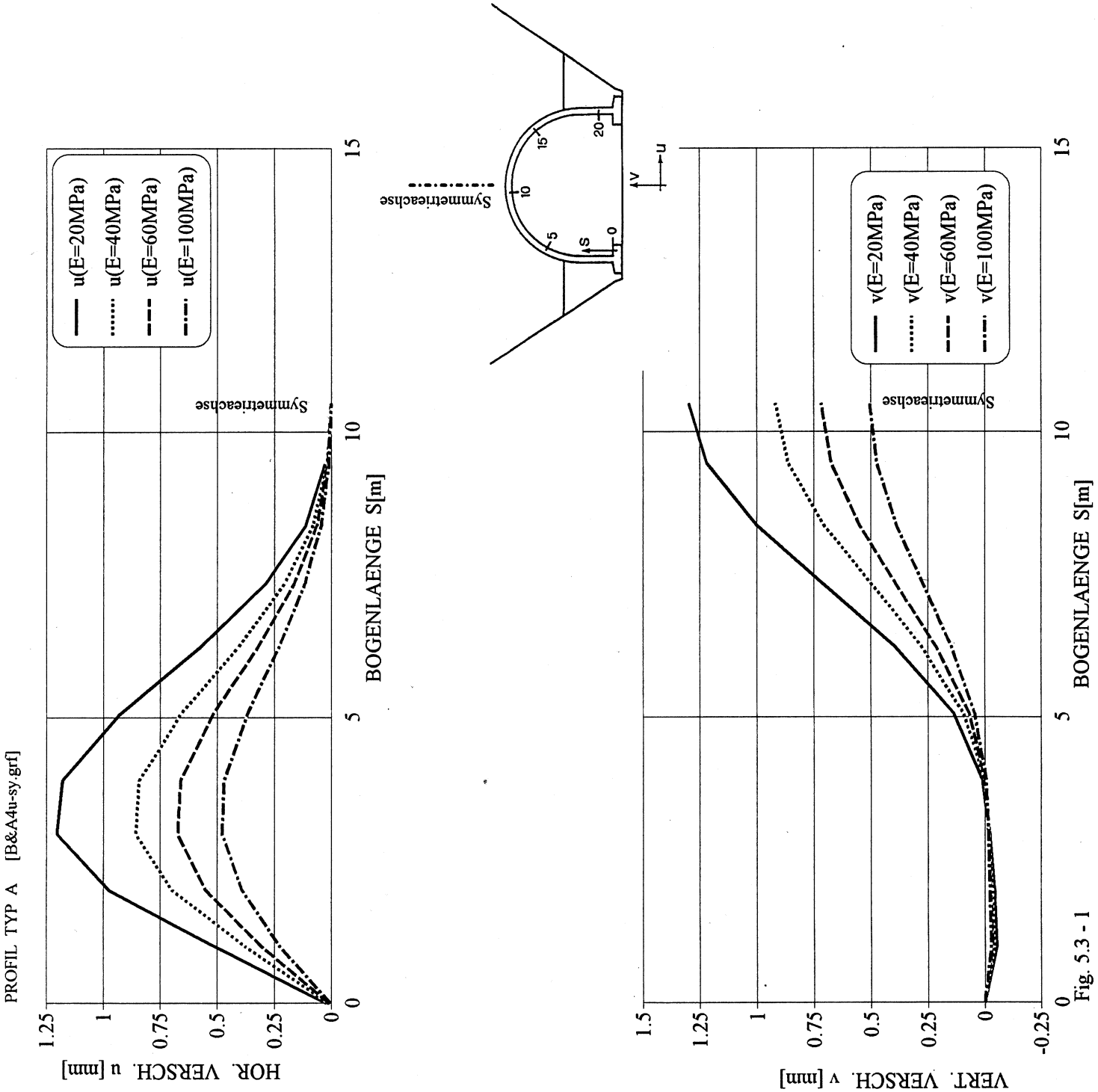

PROFIL TYP A [B&A4u-sy.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
1.25
1
0.75
0.5
0.25
0
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
Symmetrieachse
0
5
10
15
BOGENLAENGE S[m]
Symmetrieachse
S
0
5
10
15
20
V
u
VERT. VERSCH. v [mm]
1.5
1.25
1
0.75
0.5
0.25
0
-0.25
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
Symmetrieachse
0
5
10
15
BOGENLAENGE S[m]

Fig. 5.3 - 1

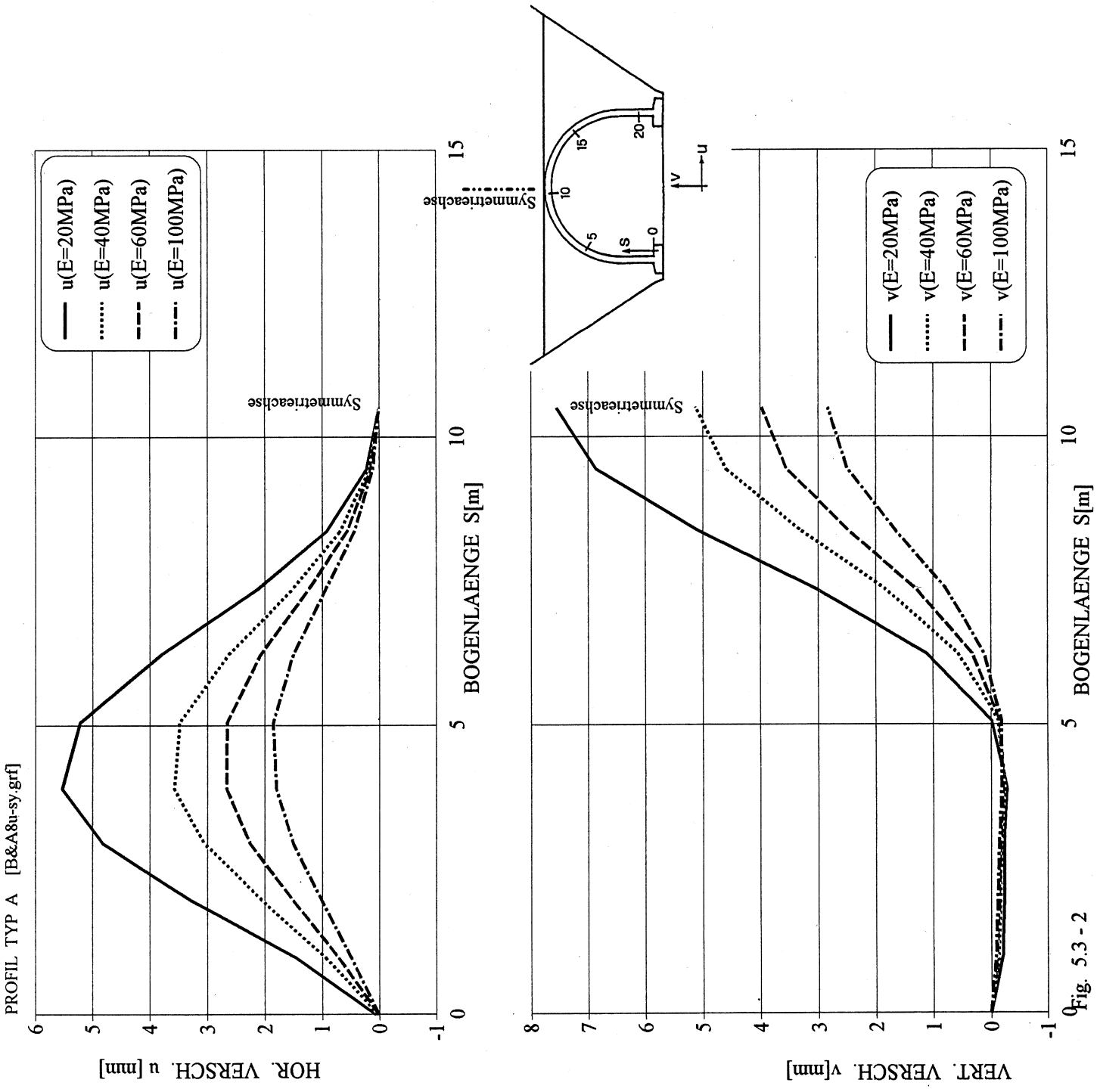
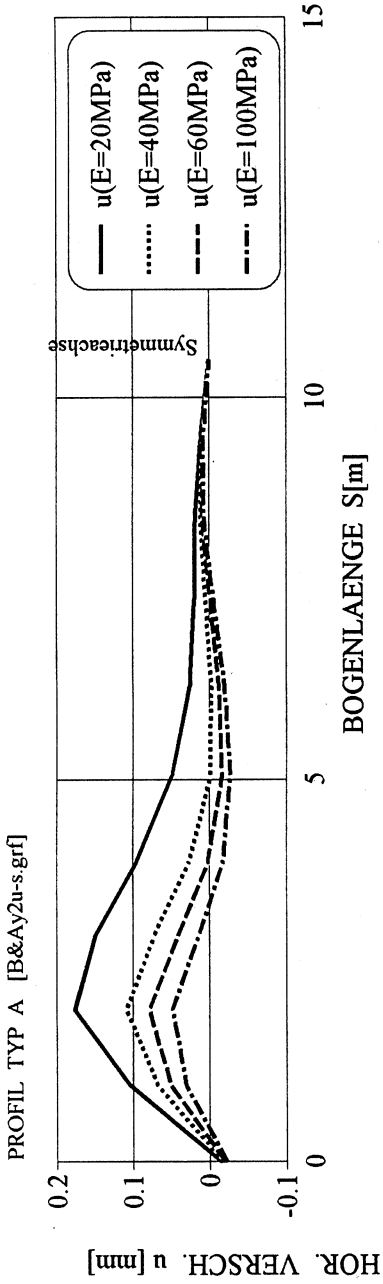
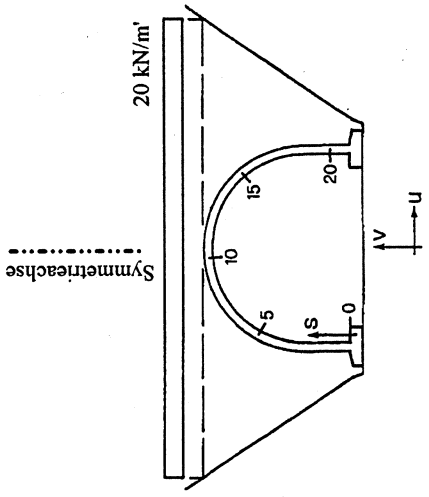

PROFIL TYP A [B&A8u-sy.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
Symmetrieachse
BOGENLAENGE S[m]
VERT. VERSCH. v[mm]
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
Symmetrieachse
BOGENLAENGE S[m]
Symmetrieachse
S
V
u

Fig. 5.3 - 2


PROFIL TYP A [B&Ay2u-s.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
0.2
0.1
0
-0.1
0
5
10
15
BOGENLAENGE S[m]
Symmetrieachse
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)


20 kN/m'
Symmetrieachse
0
5
10
15
20
S
v
u

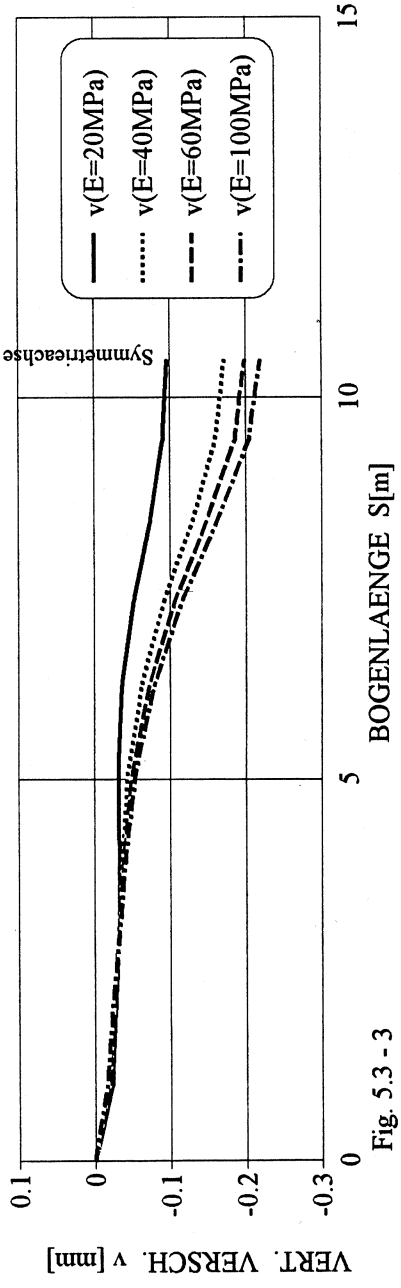
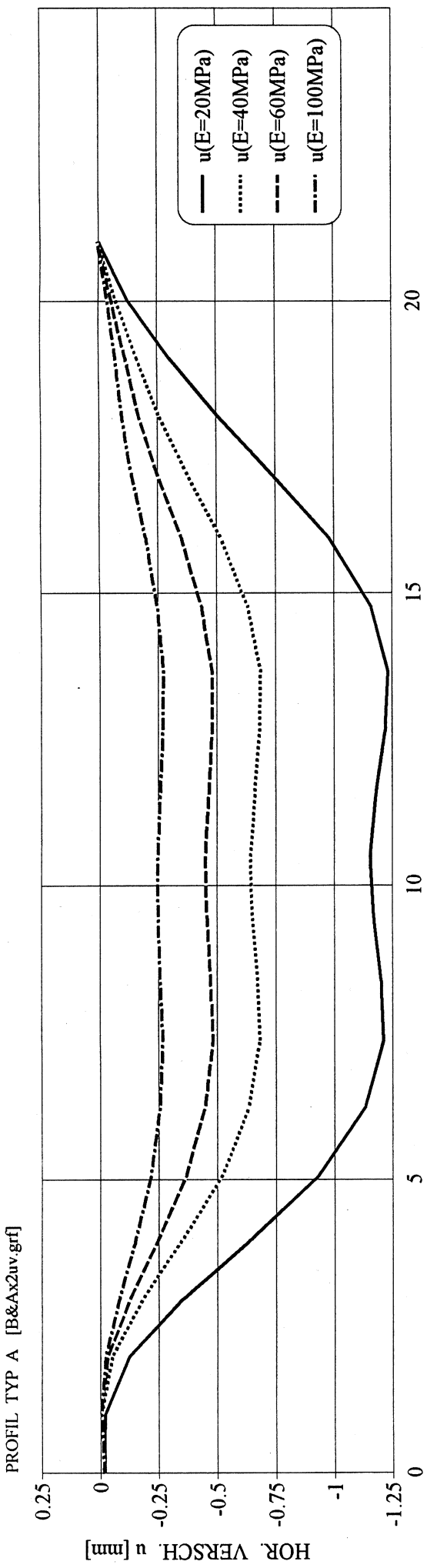
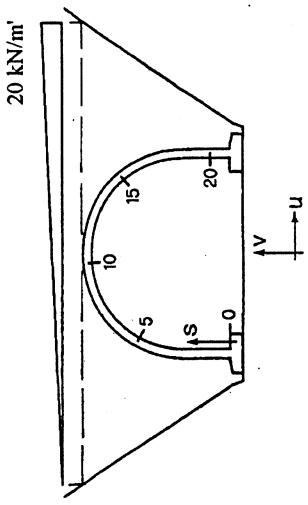

VERT. VERSCH. v [mm]
0.1
0
-0.1
-0.2
-0.3
0
5
10
15
BOGENLAENGE S[m]
Symmetrieachse
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)

Fig. 5.3 - 3


PROFIL TYP A [B&Ax2uv.grf]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
HOR. VERSCH. u [mm]
0.25
0
-0.25
-0.5
-0.75
-1
-1.25
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S[m]


20 kN/m'
0
5
10
15
20
S
V
u

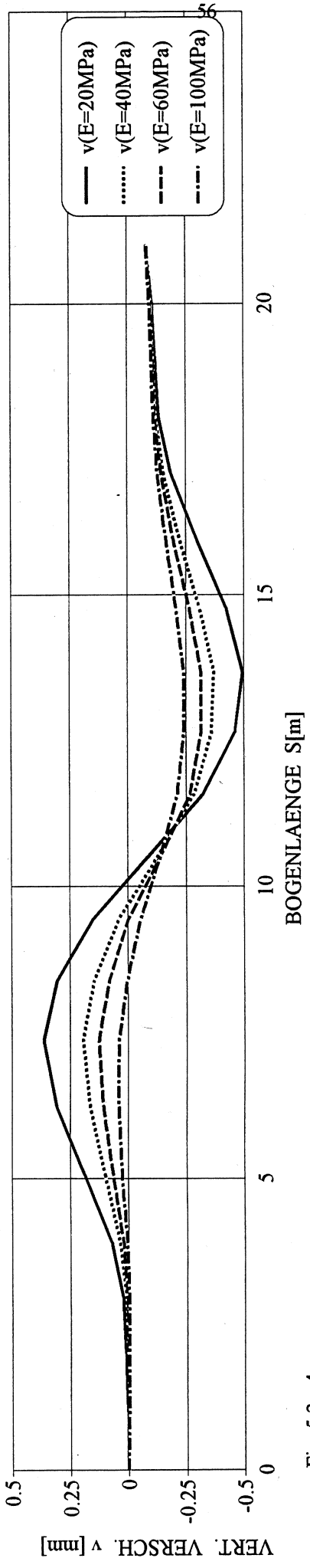
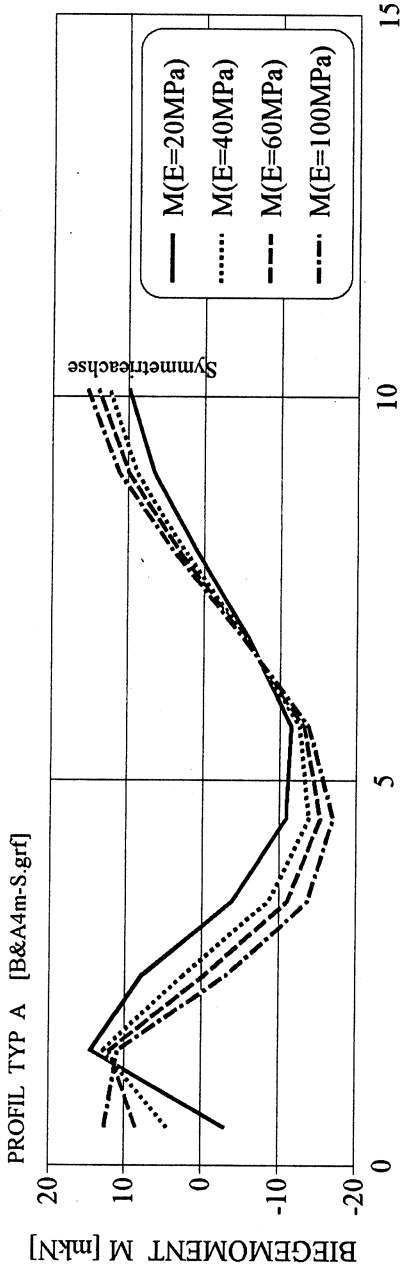
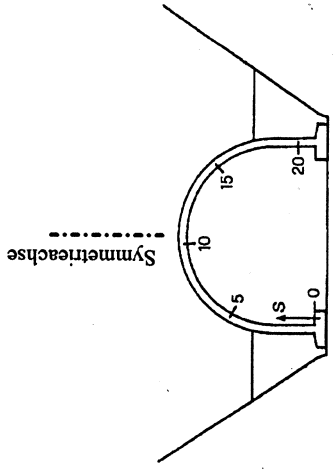

v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
VERT. VERSCH. v [mm]
0.5
0.25
0
-0.25
-0.5
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S[m]

Fig. 5.3 - 4


PROFIL TYP A [B&A4m-S.grf]
BIEGEMOMENT M [mkN]
20
10
0
-10
-20
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse


Symmetrieachse
S
0
5
10
15
20

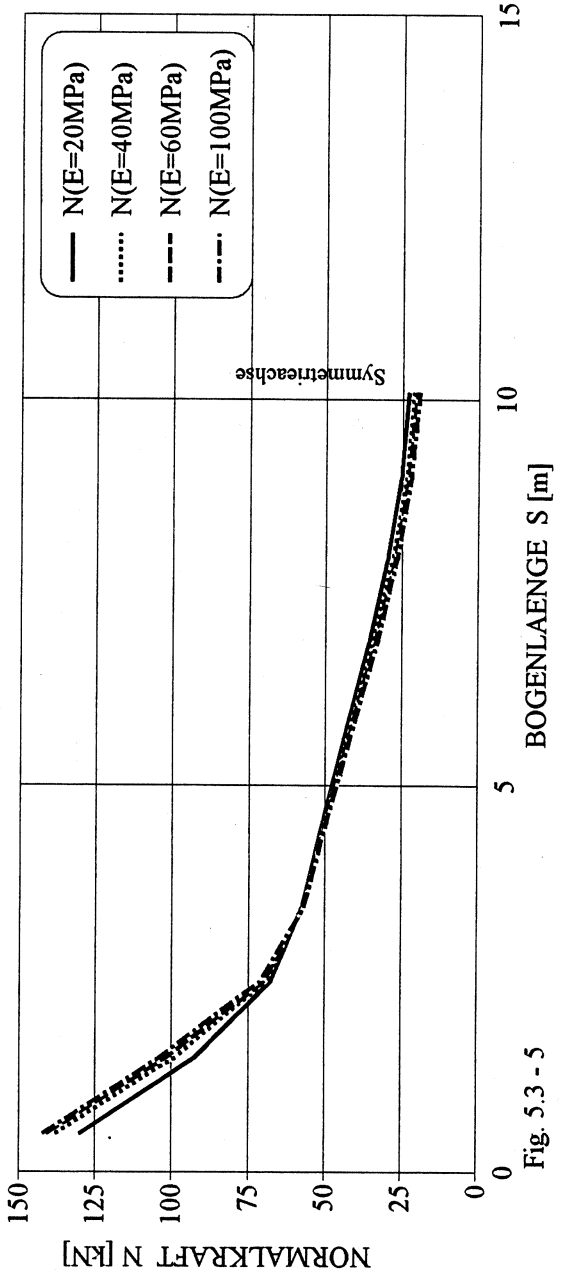
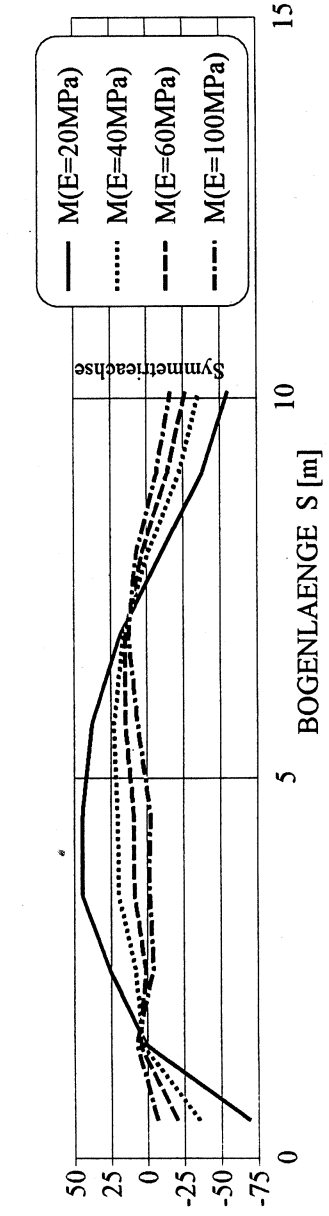
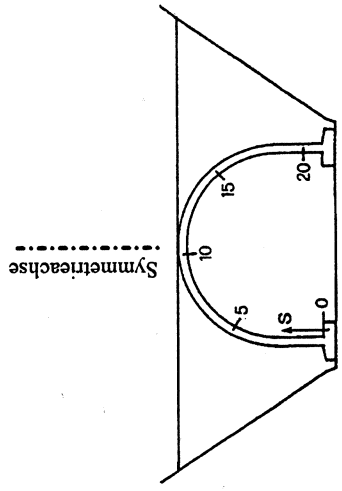
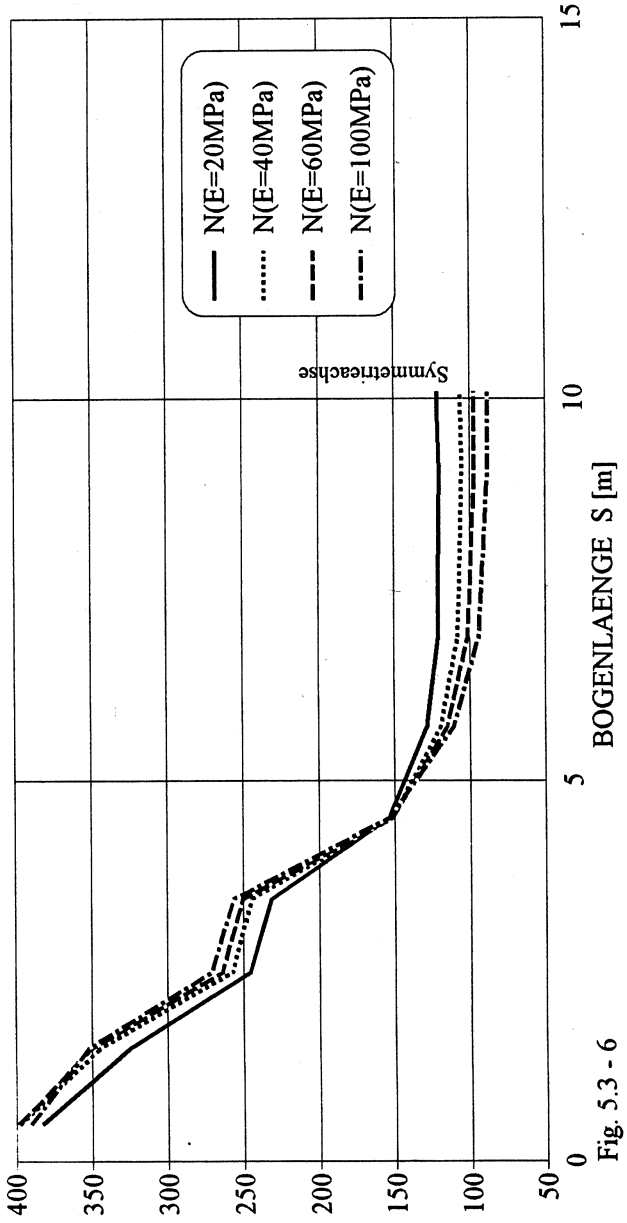

NORMALKRAFT N [kN]
150
125
100
75
50
25
0
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse

Fig. 5.3 - 5

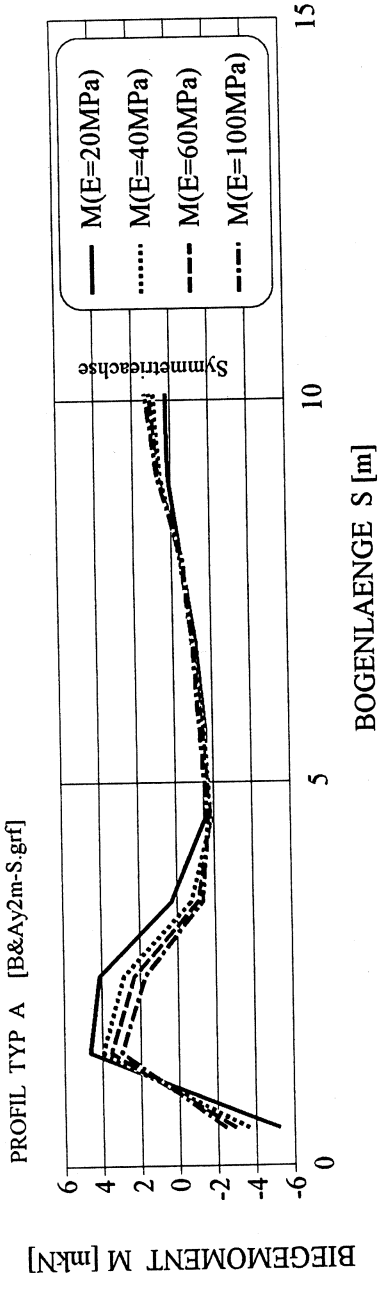


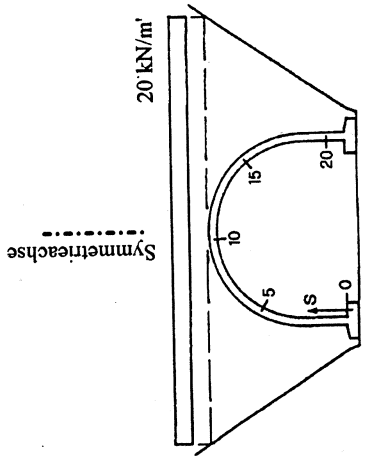




PROFIL TYP A [B&A8m-S.grf]

Fig. 5.3 - 6


PROFIL TYP A [B&Ay2m-S.grf]
BIEGEMOMENT M [mkN]
6
4
2
0
-2
-4
-6
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)


20 kN/m'
Symmetrieachse
0
5
10
15
20
S

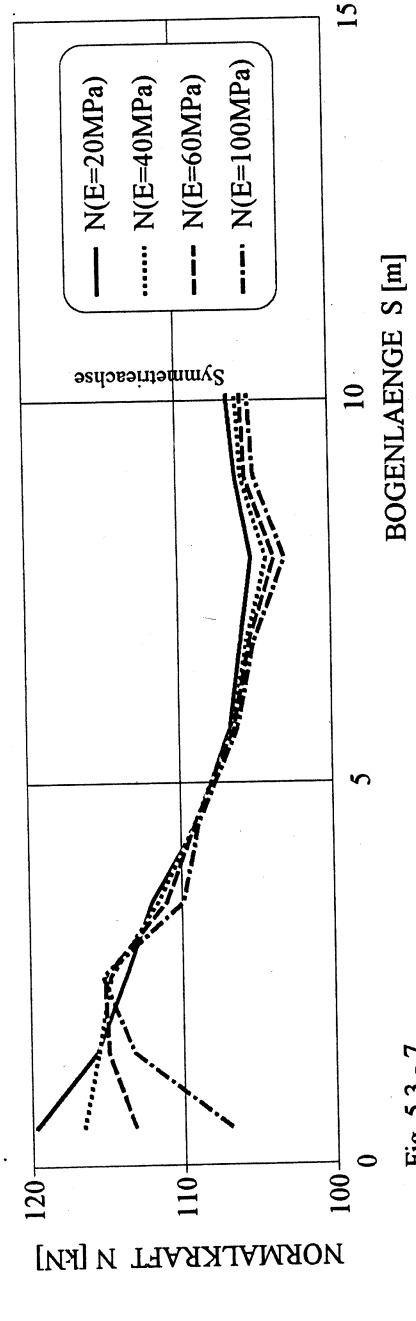

NORMALKRAFT N [kN]
120
110
100
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)

Fig. 5.3 - 7

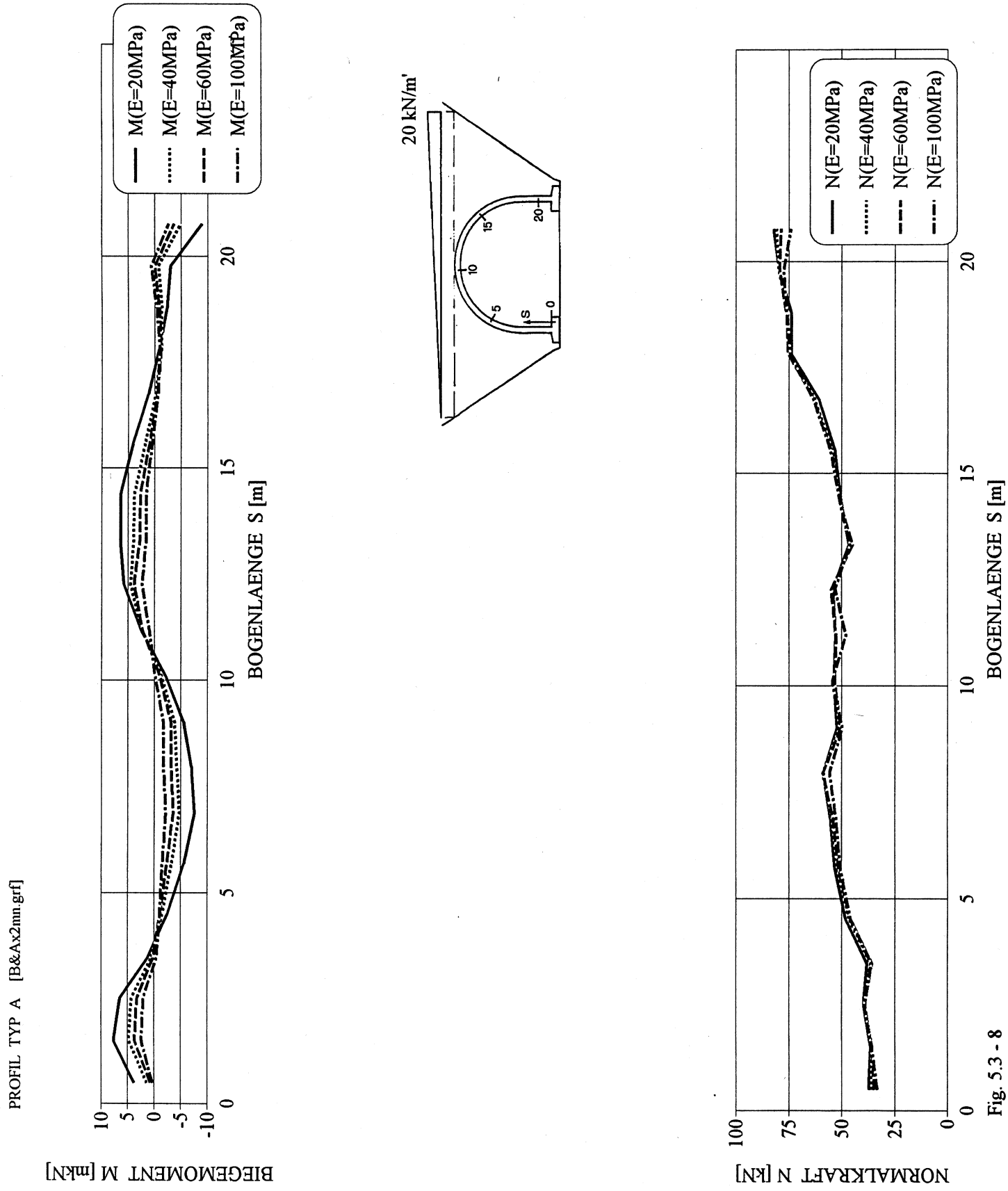
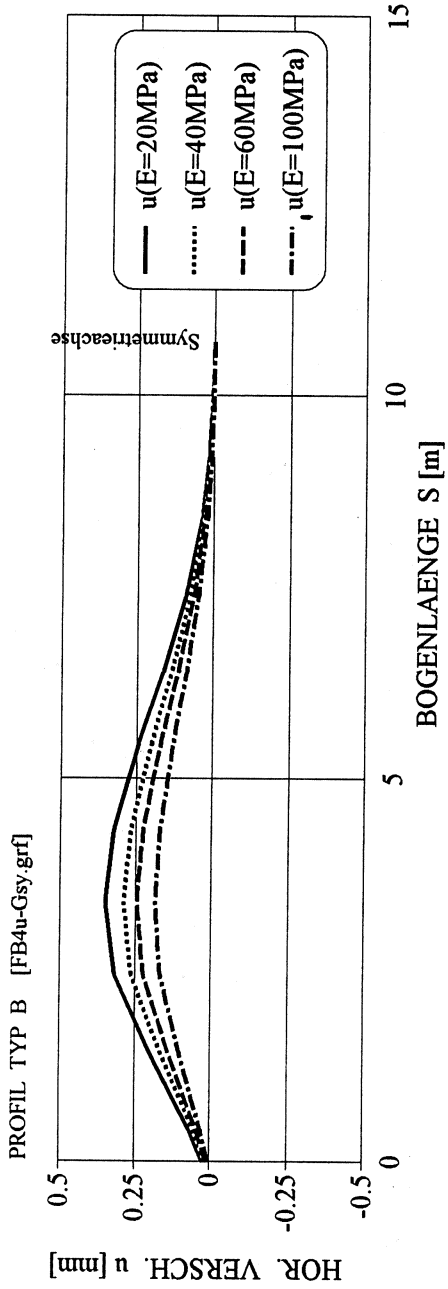
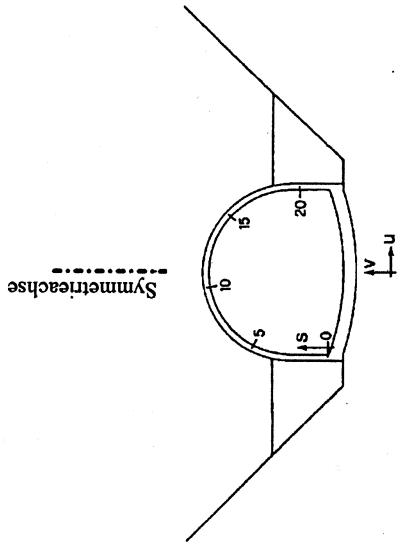

PROFIL TYP A [B&Ax2mn.grf]
BIEGEMOMENT M [mkN]
10
5
0
-5
-10
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S [m]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
20 kN/m'
S
0
5
10
15
20
NORMALKRAFT N [kN]
100
75
50
25
0
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S [m]
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)

Fig. 5.3 - 8


PROFIL TYP B [FB4u-Gsy.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
0.5
0.25
0
-0.25
-0.5
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)


Symmetrieachse
0
5
10
15
20
S
v
u

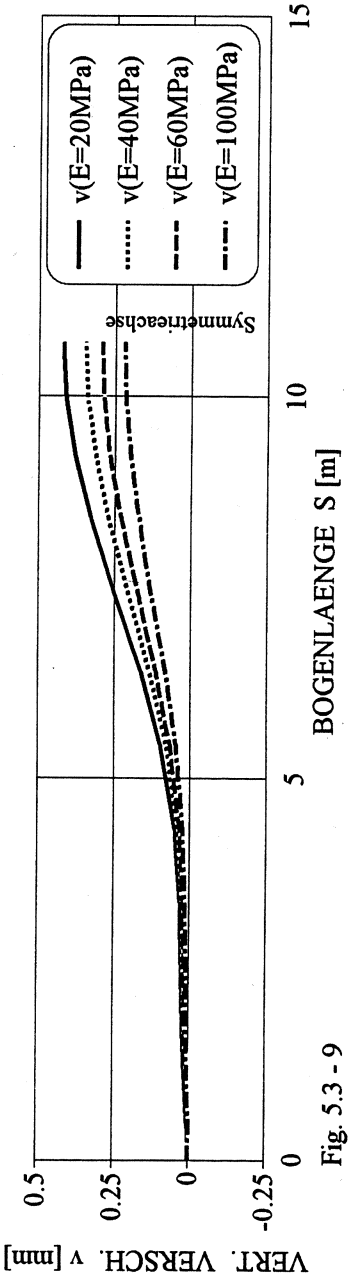

VERT. VERSCH. v [mm]
0.5
0.25
0
-0.25
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)

Fig. 5.3 - 9

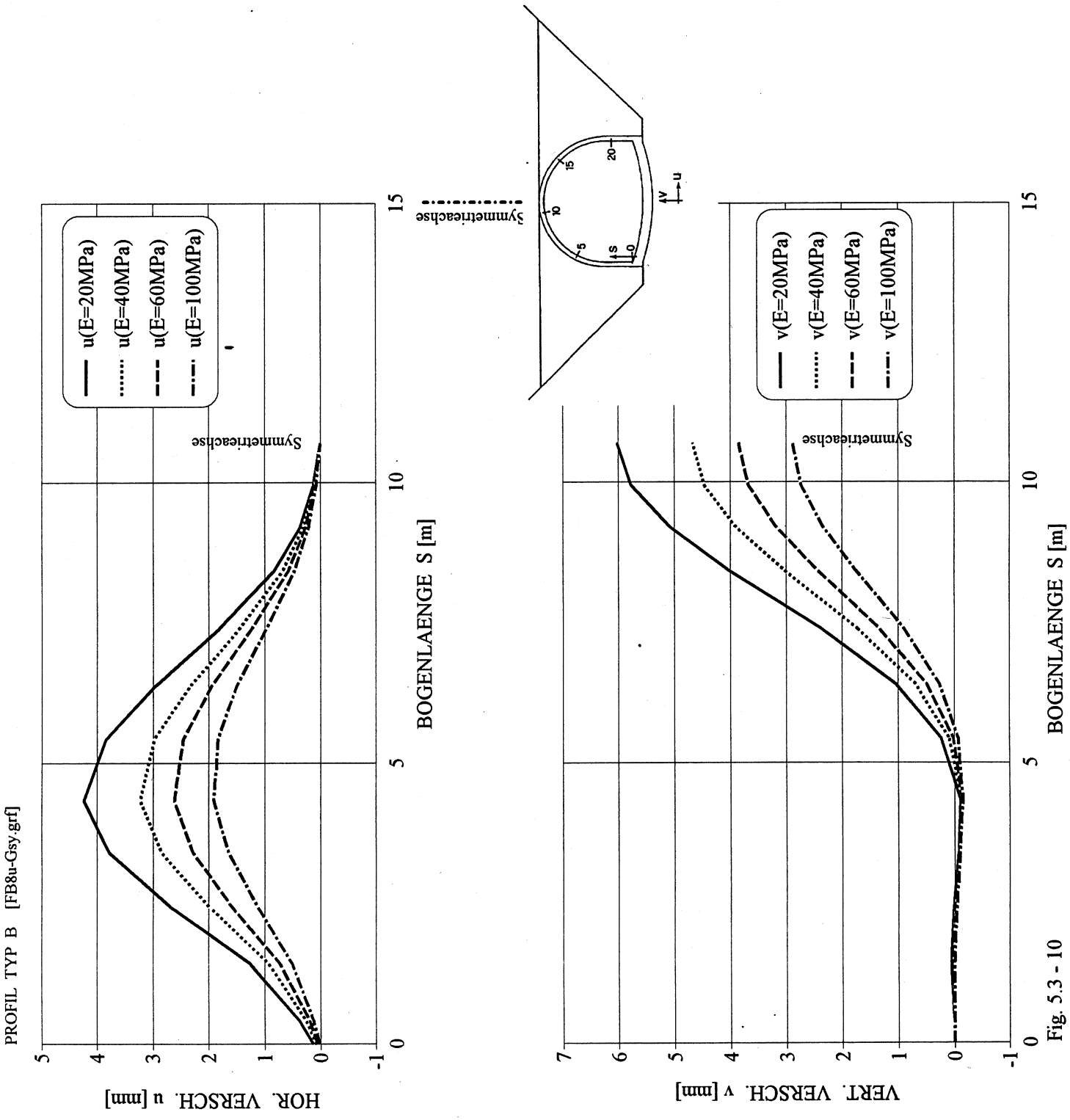

PROFIL TYP B [FB8u-Gsy.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
Symmetrieachse
VERT. VERSCH. v [mm]
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)

Fig. 5.3 - 10

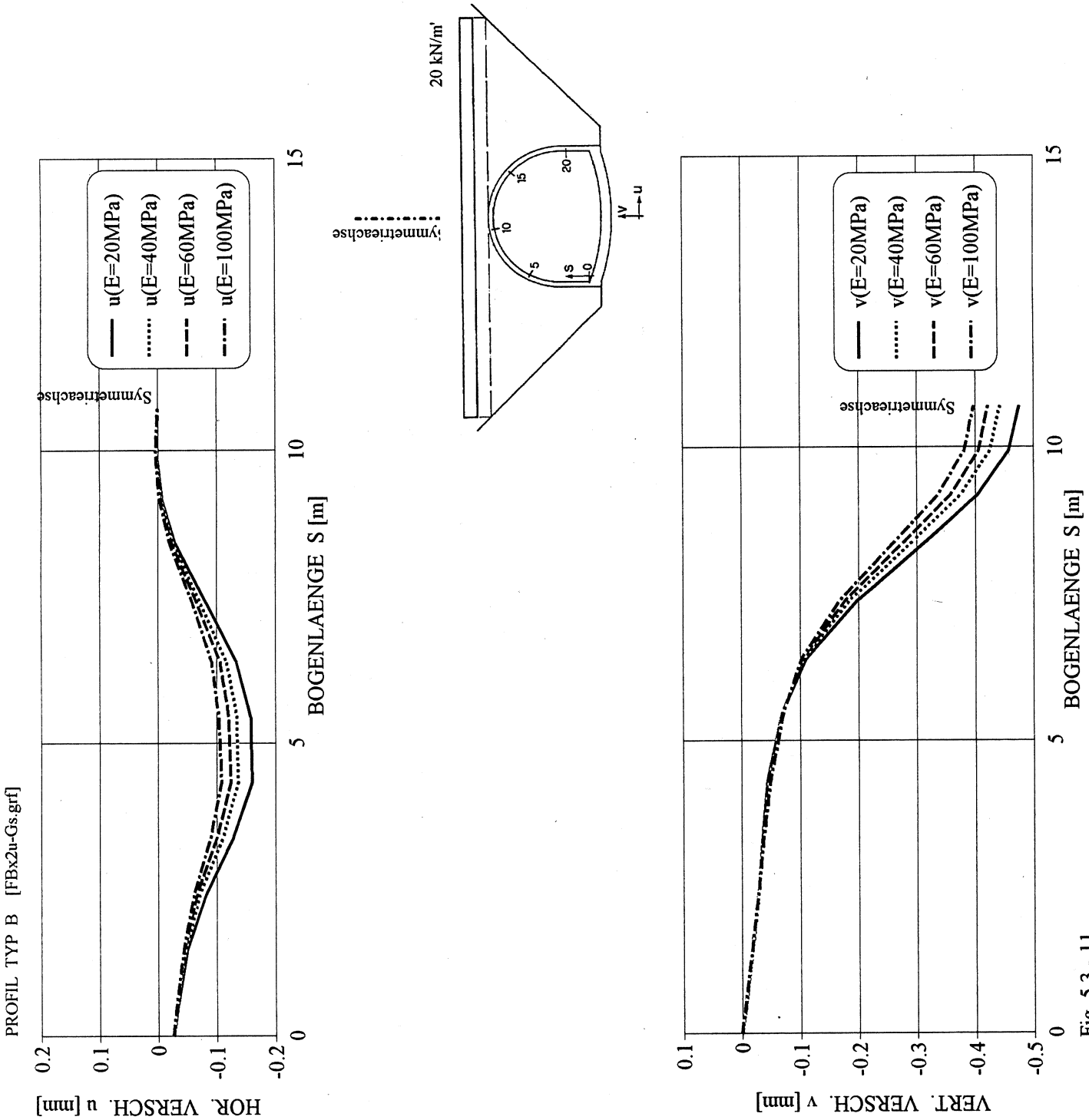
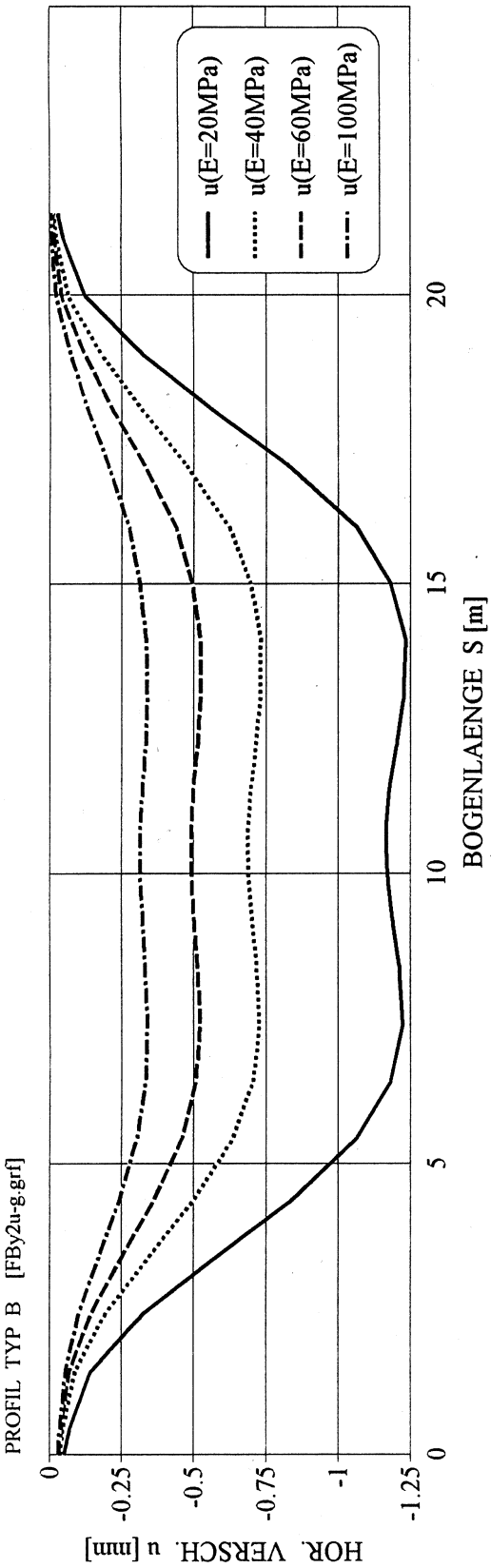
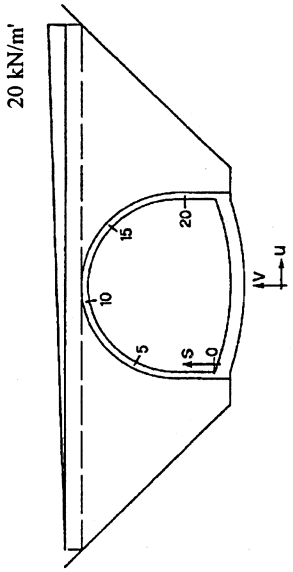

PROFIL TYP B [FBx2u-Gs.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
Symmetrieachse
Symmetrieachse
20 kN/m'
0
5
10
15
20
S
V
u
VERT. VERSCH. v [mm]
0.1
0
-0.1
-0.2
-0.3
-0.4
-0.5
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
Symmetrieachse

Fig. 5.3 - 11


PROFIL TYP B [FBy2u-g.grf]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
0
-0.25
-0.5
-0.75
-1
-1.25
0
5
10
15
20


20 kN/m'
0
5
10
15
20
S
V
u

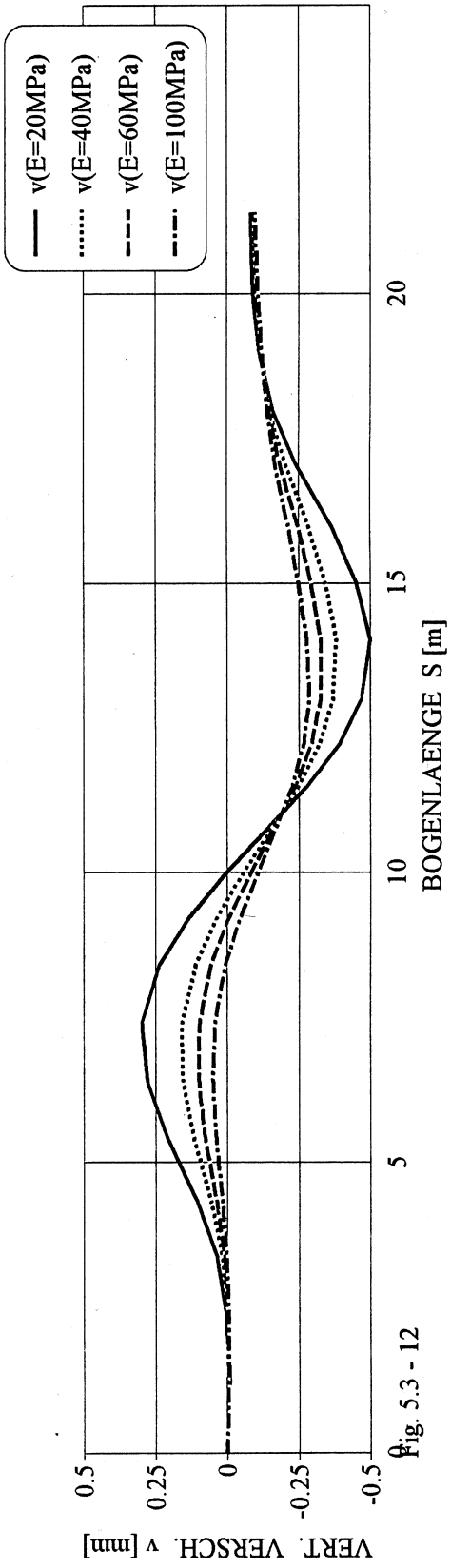

v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
0.5
0.25
0
-0.25
-0.5
0
5
10
15
20

Fig. 5.3 - 12

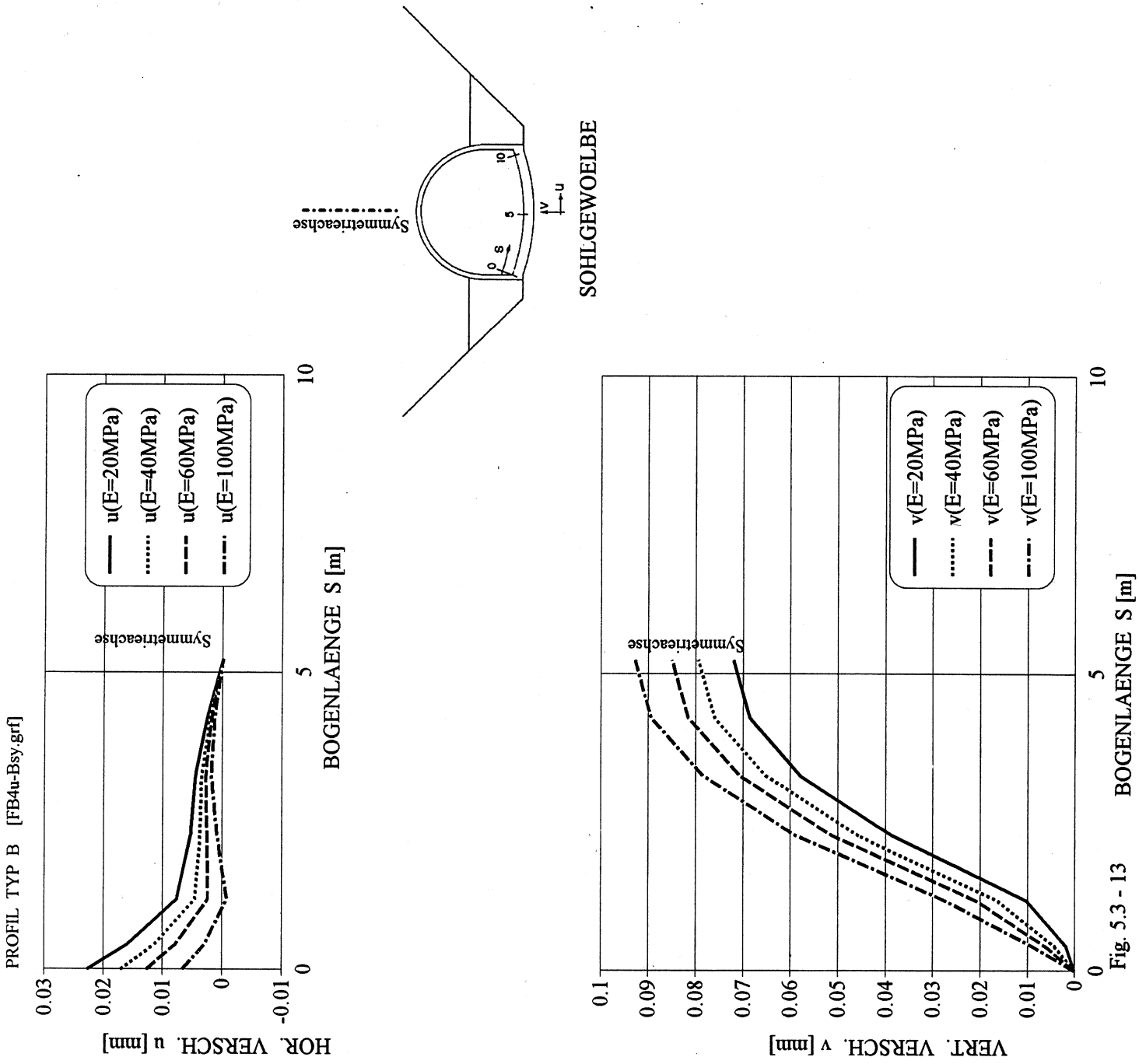
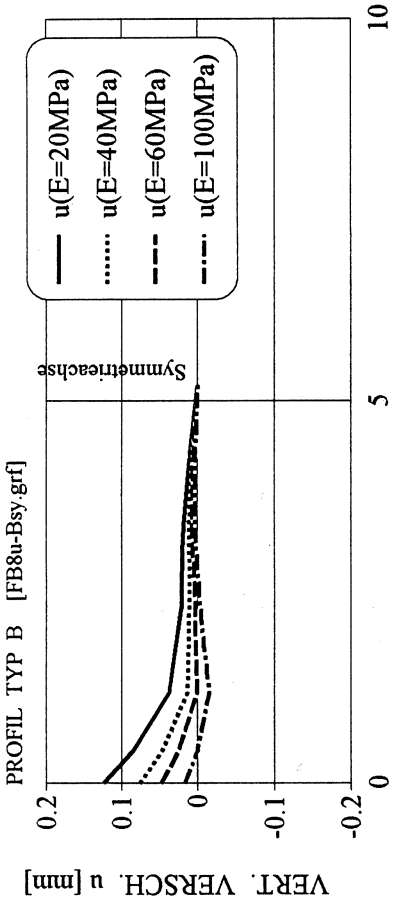
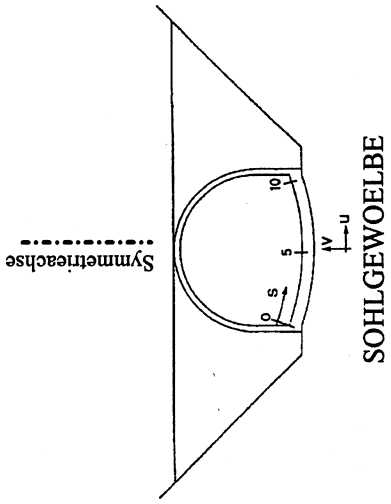

PROFIL TYP B [FB4u-Bsy.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
0.03
0.02
0.01
0
-0.01
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
Symmetrieachse
Symmetrieachse
SOHLGEWOELBE
VERT. VERSCH. v [mm]
0.1
0.09
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
0
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
Symmetrieachse

Fig. 5.3 - 13


PROFIL TYP B [FB8u-Bsy.grf]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
Symmetrieachse
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
0
5
10
VERT. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]


Symmetrieachse
0
S
5
10
v
u
SOHLGEWOELBE

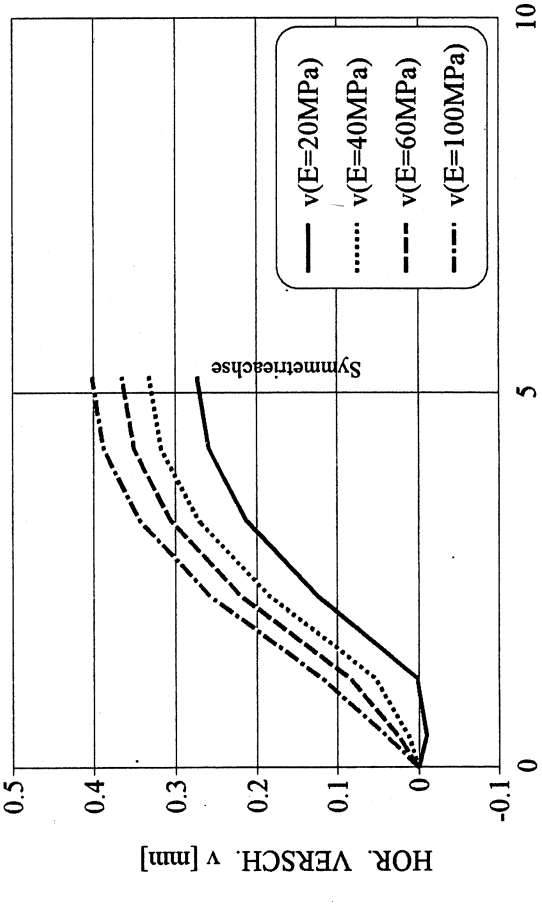

v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
Symmetrieachse
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
-0.1
0
5
10
HOR. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.3 - 14

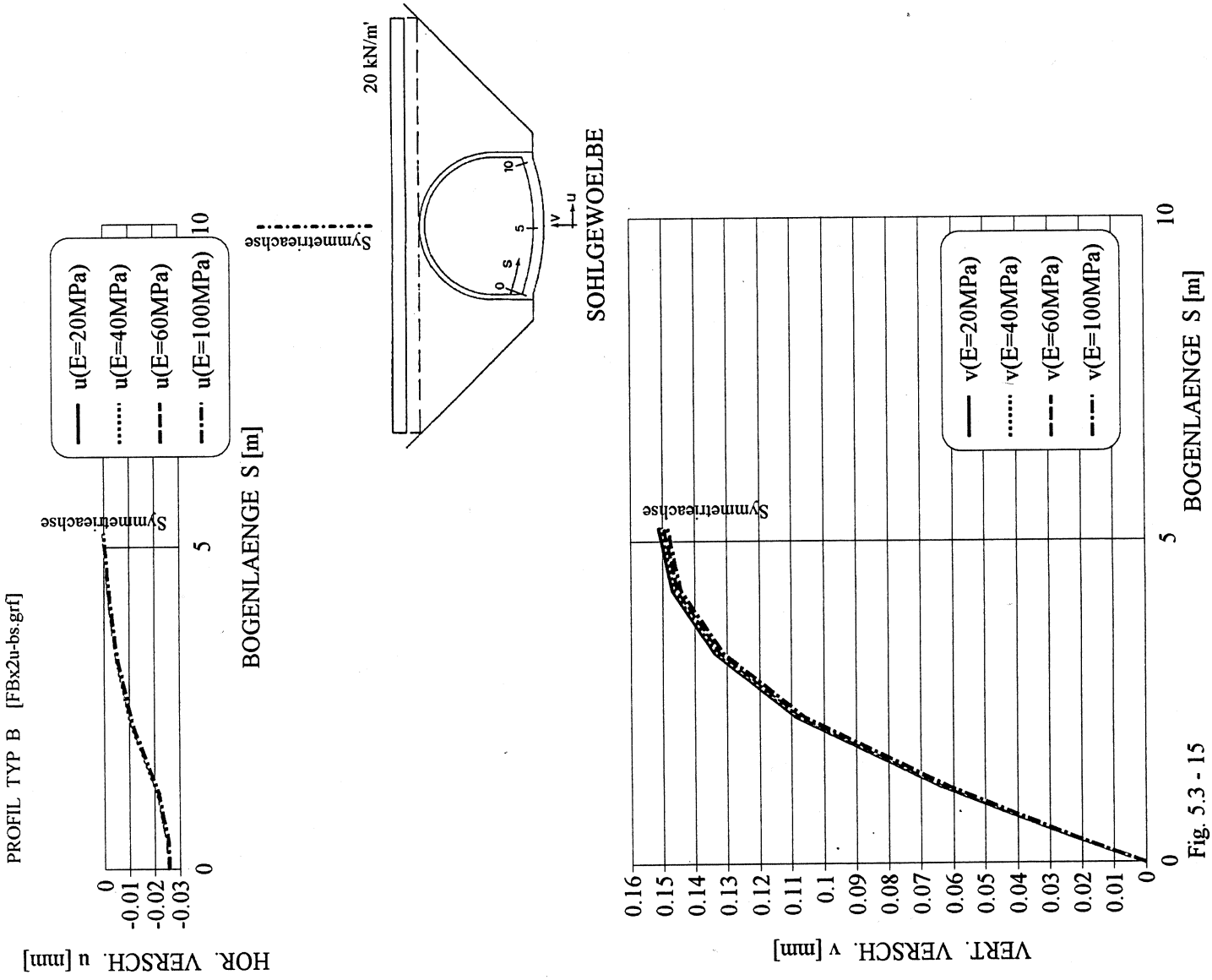
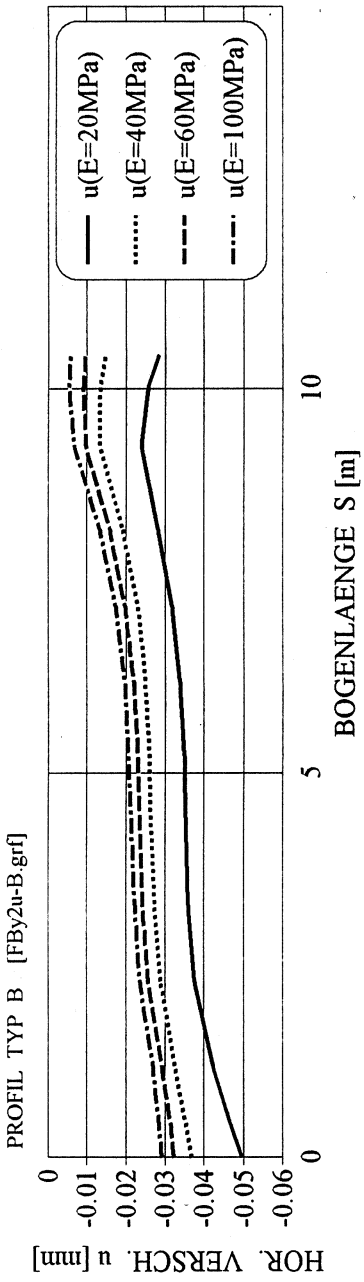
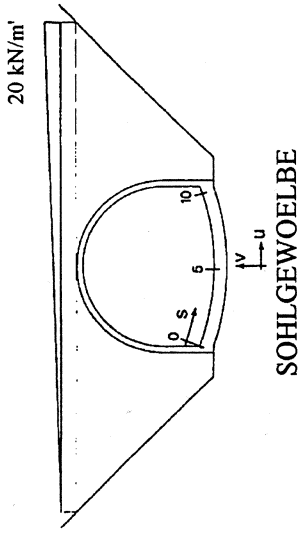

PROFIL TYP B [FBx2u-bs.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
0
-0.01
-0.02
-0.03
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
20 kN/m'
Symmetrieachse
SOHLGEWOELBE
VERT. VERSCH. v [mm]
0.16
0.15
0.14
0.13
0.12
0.11
0.1
0.09
0.08
0.07
0.06
0.05
0.04
0.03
0.02
0.01
0
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)

Fig. 5.3 - 15


PROFIL TYP B [FBy2u-B.grf]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
HOR. VERSCH. u [mm]
0
-0.01
-0.02
-0.03
-0.04
-0.05
-0.06
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]


20 kN/m'
0
S
5
10
v
u
SOHLGEWOELBE

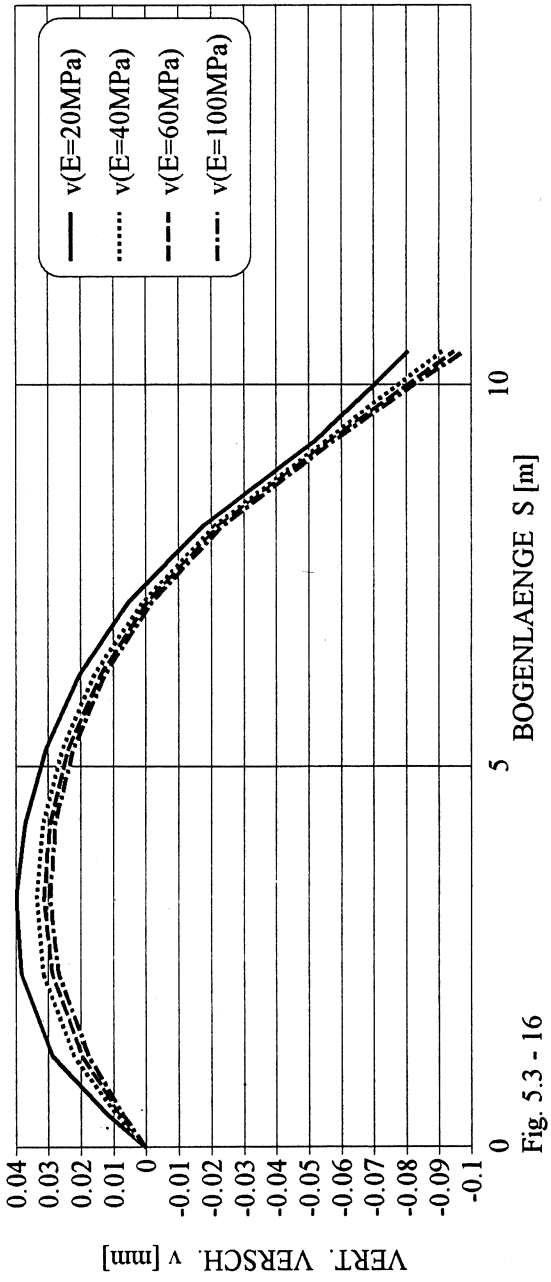

v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
VERT. VERSCH. v [mm]
0.04
0.03
0.02
0.01
0
-0.01
-0.02
-0.03
-0.04
-0.05
-0.06
-0.07
-0.08
-0.09
-0.1
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.3 - 16

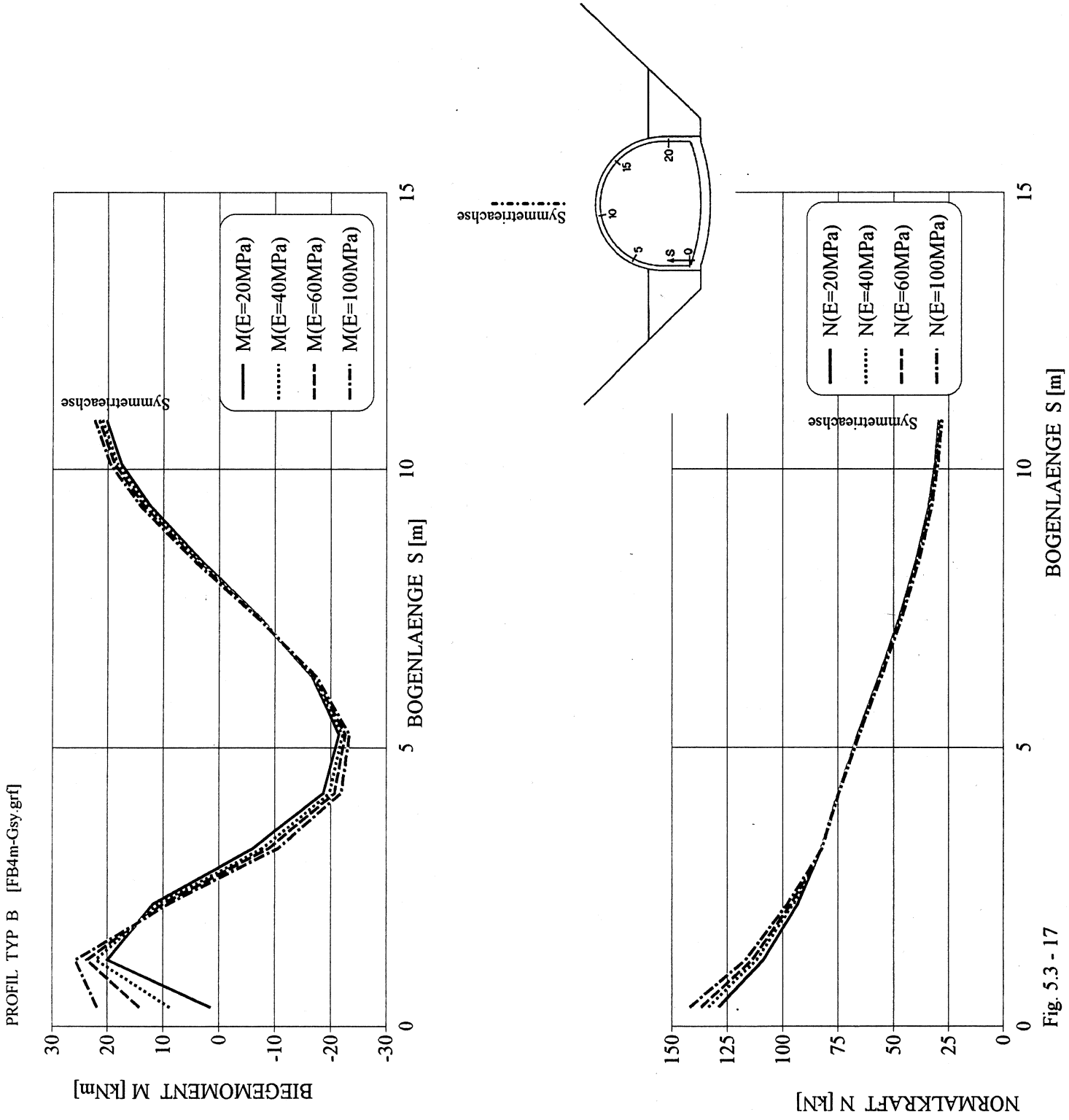

PROFIL TYP B [FB4m-Gsy.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
30
20
10
0
-10
-20
-30
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse
Symmetrieachse
0
5
10
15
20
S
NORMALKRAFT N [kN]
150
125
100
75
50
25
0
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse

Fig. 5.3 - 17

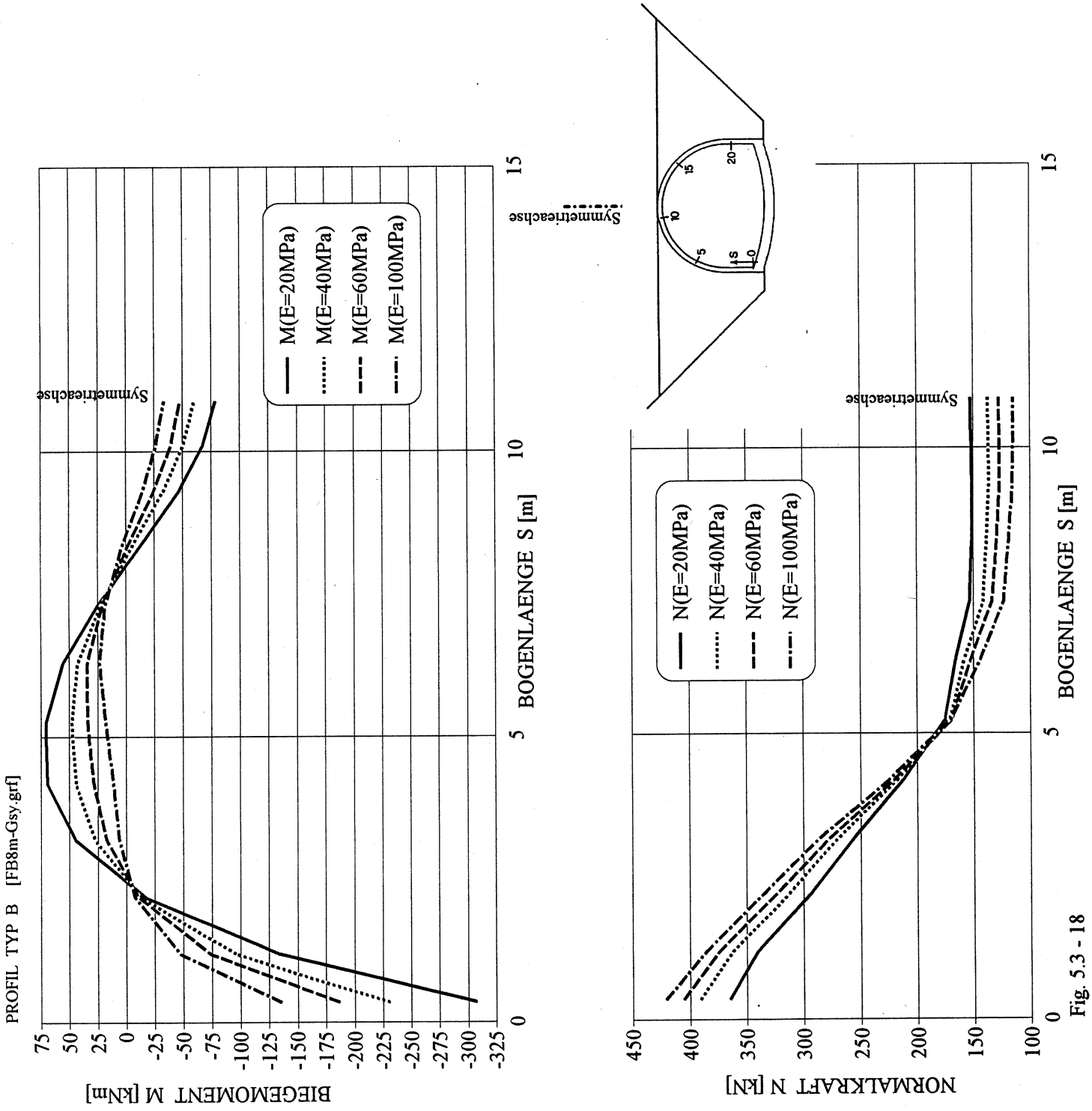
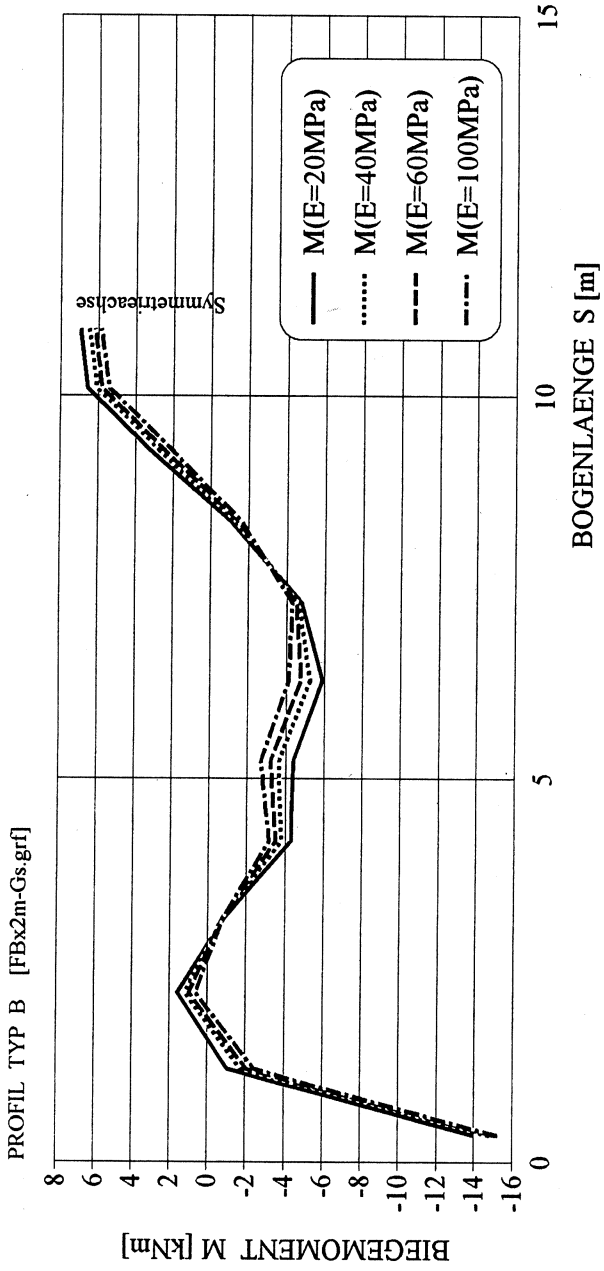
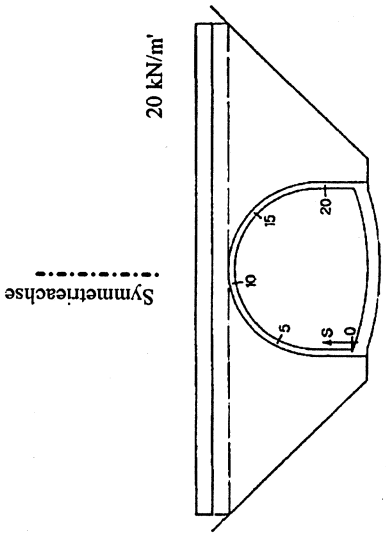

PROFIL TYP B [FB8m-Gsy.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
75
50
25
0
-25
-50
-75
-100
-125
-150
-175
-200
-225
-250
-275
-300
-325
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse
Symmetrieachse
NORMALKRAFT N [kN]
450
400
350
300
250
200
150
100
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse
0
5
10
15
20
S

Fig. 5.3 - 18


PROFIL TYP B [FBx2m-Gs.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
8
6
4
2
0
-2
-4
-6
-8
-10
-12
-14
-16
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)


20 kN/m'
Symmetrieachse
0
5
10
15
20
S

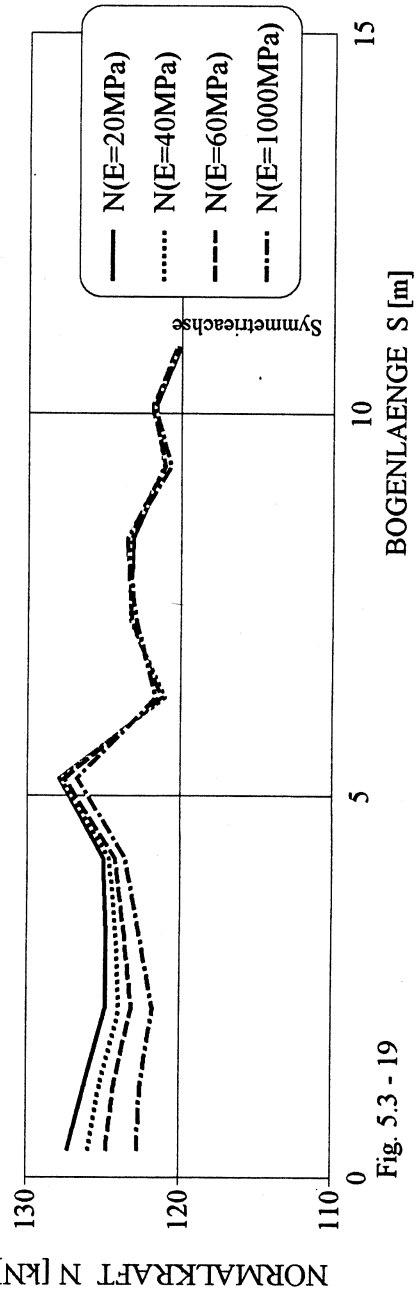
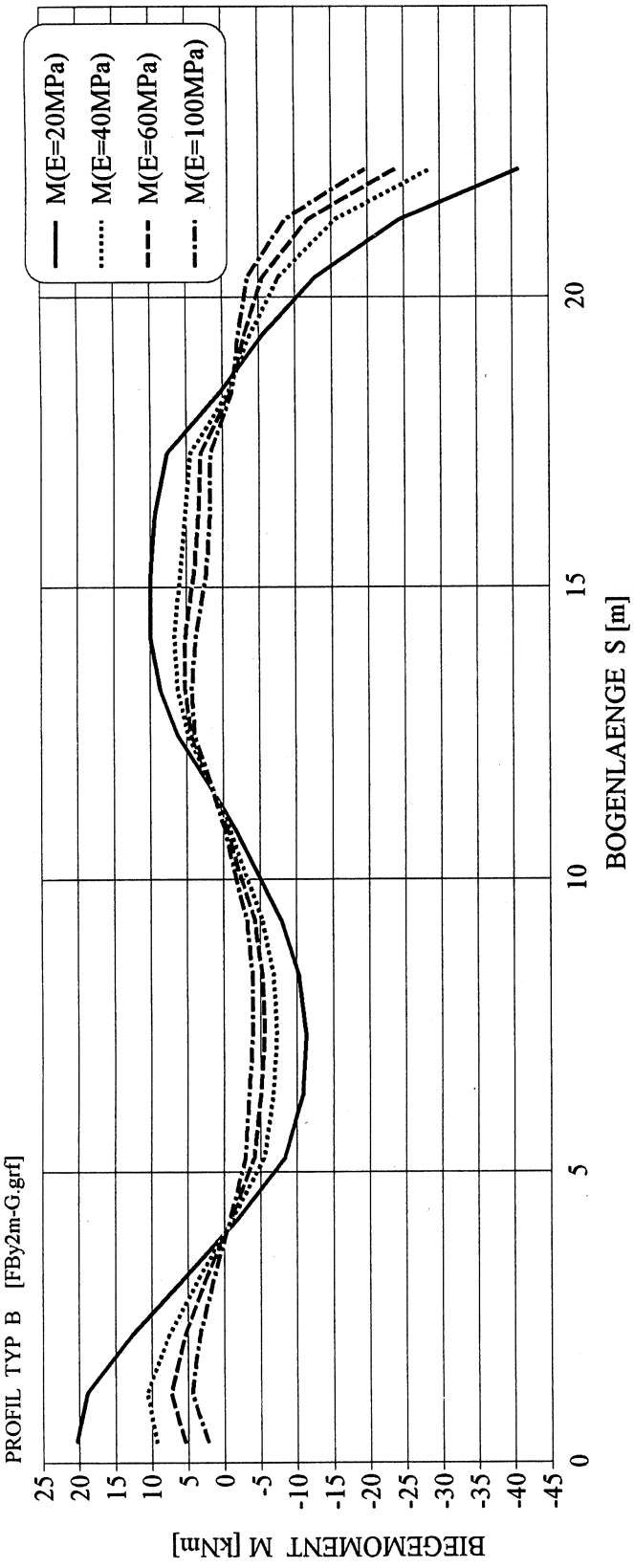
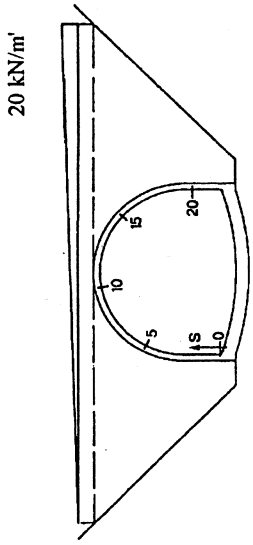

NORMALKRAFT N [kN]
130
120
110
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=1000MPa)

Fig. 5.3 - 19


PROFIL TYP B [FBy2m-G.grf]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
BIEGEMOMENT M [kNm]
BOGENLAENGE S [m]
25
20
15
10
5
0
-5
-10
-15
-20
-25
-30
-35
-40
-45
0
5
10
15
20


20 kN/m'
S
0
5
10
15
20

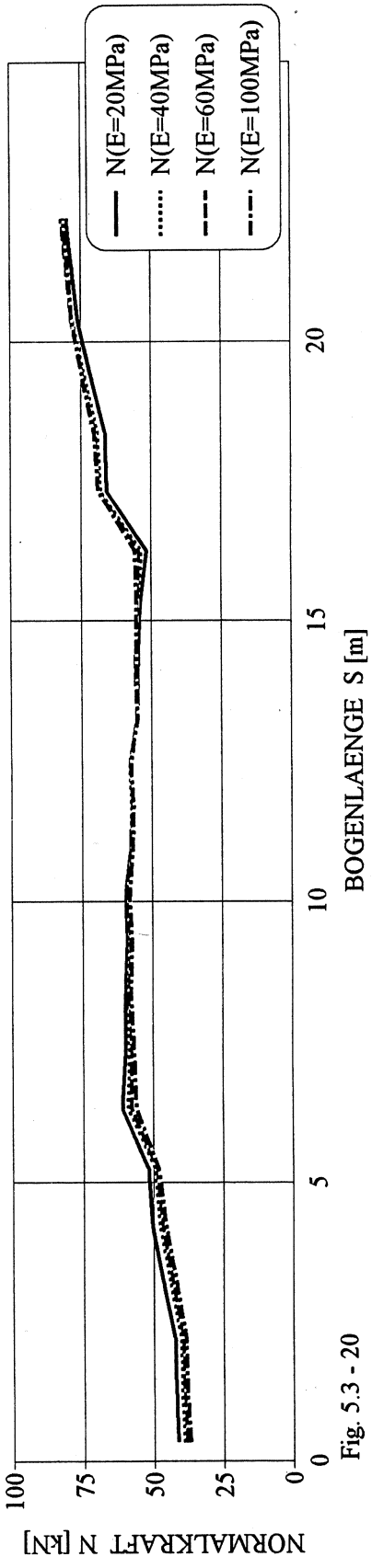
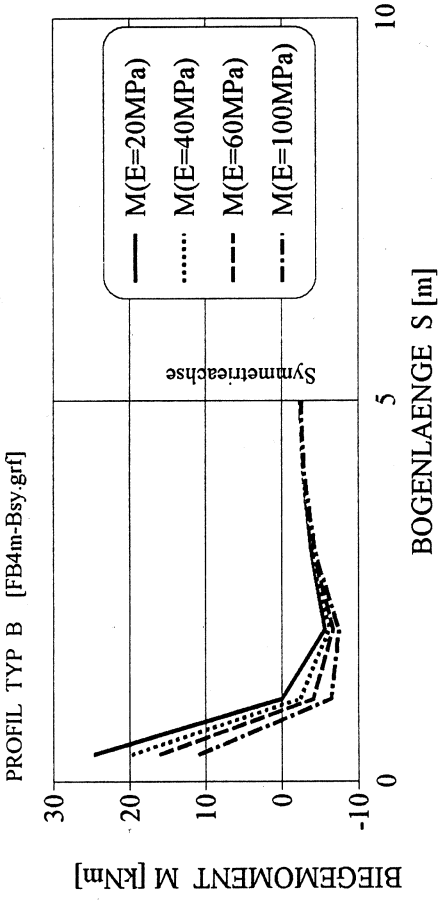
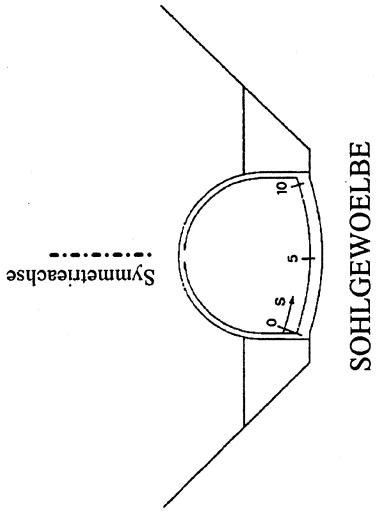

N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
NORMALKRAFT N [kN]
BOGENLAENGE S [m]
100
75
50
25
0
0
5
10
15
20

Fig. 5.3 - 20


PROFIL TYP B [FB4m-Bsy.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
30
20
10
0
-10
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse


Symmetrieachse
0
S
5
10
SOHLGEWOELBE

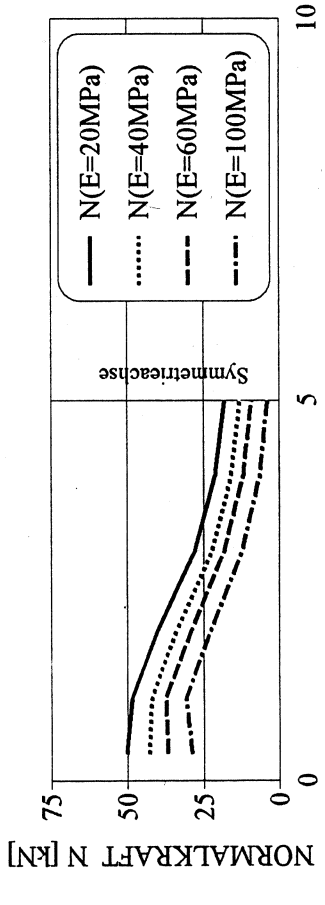

NORMALKRAFT N [kN]
75
50
25
0
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse

Fig. 5.3 - 21

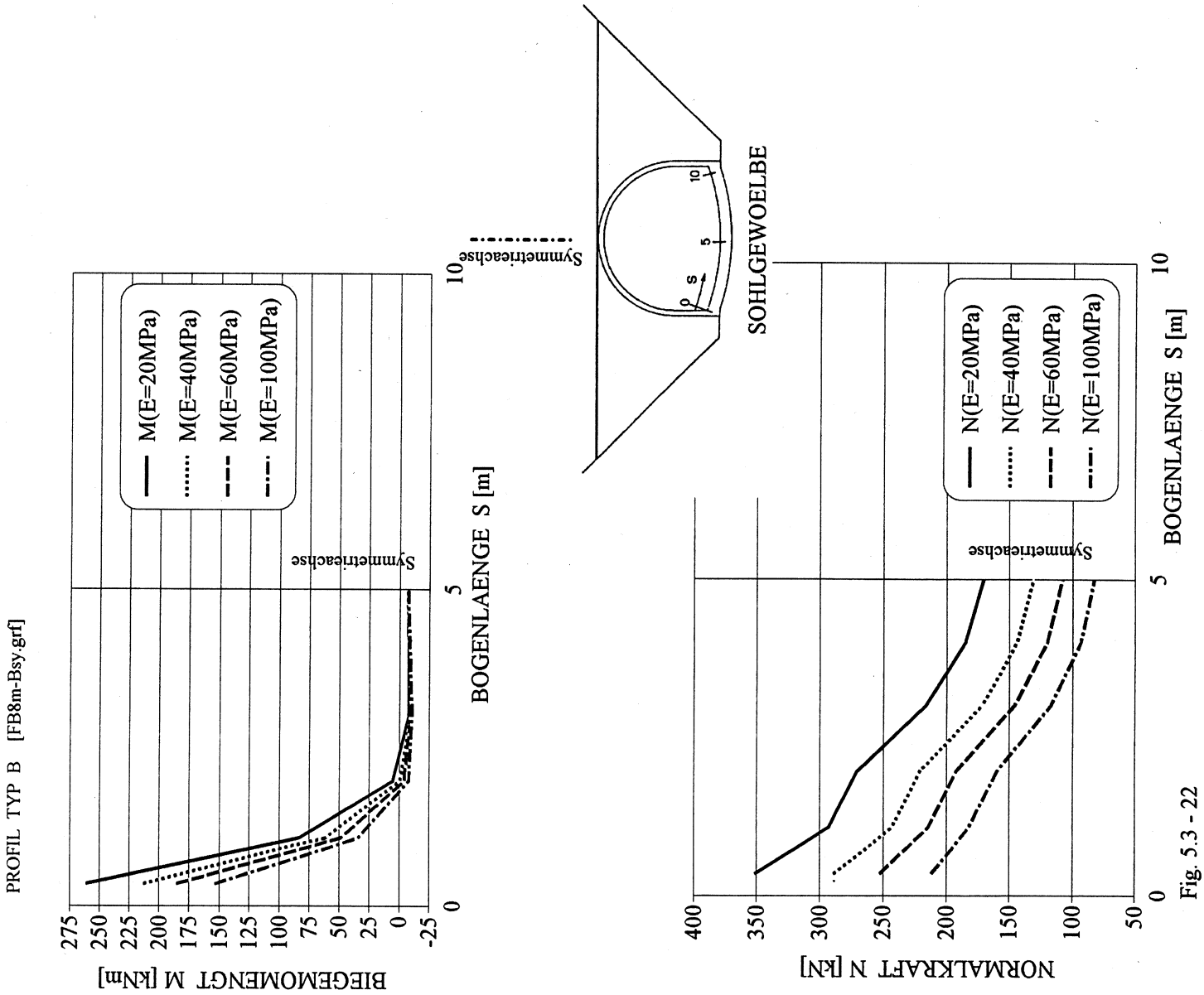

PROFIL TYP B [FB8m-Bsy.grf]
BIEGEMOMENGT M [kNm]
275
250
225
200
175
150
125
100
75
50
25
0
-25
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse
Symmetrieachse
SOHLGEWOELBE
NORMALKRAFT N [kN]
400
350
300
250
200
150
100
50
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse

Fig. 5.3 - 22

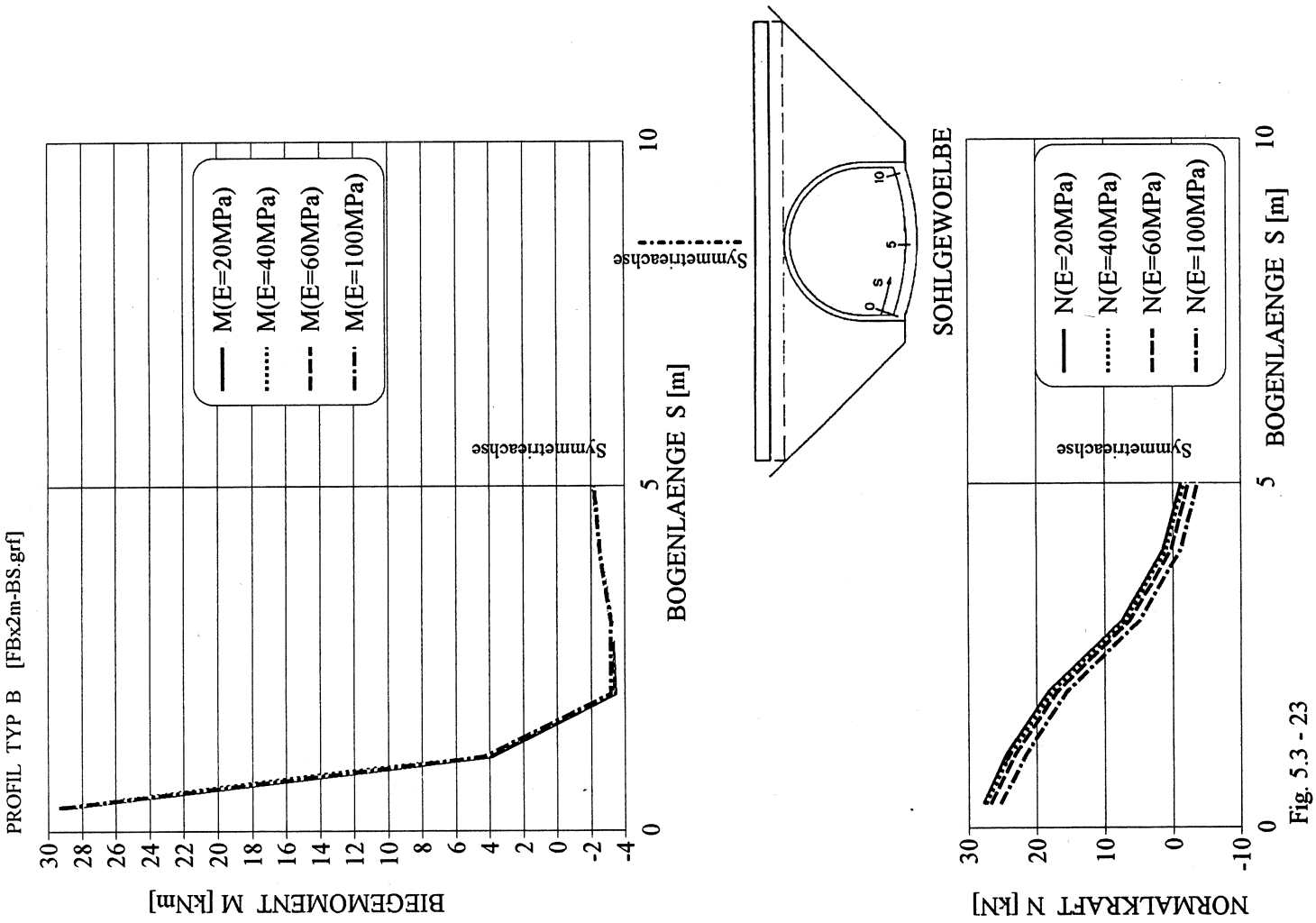
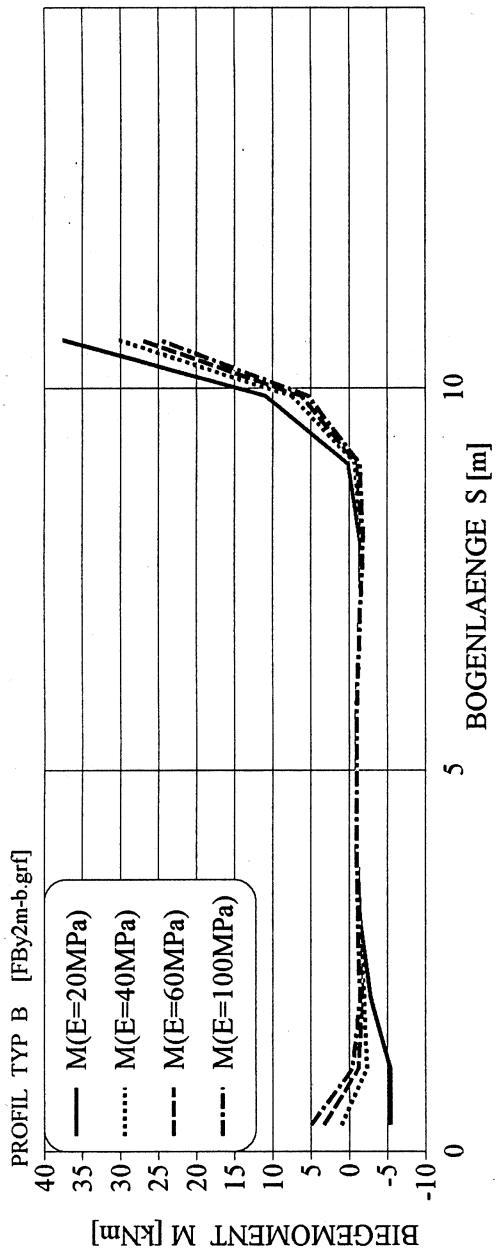
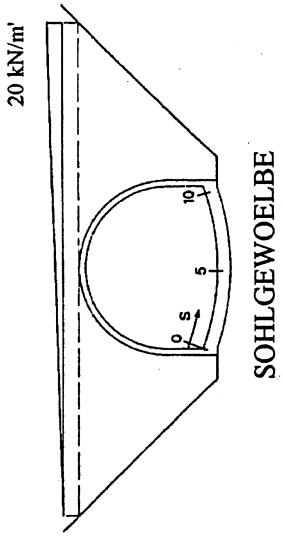

PROFIL TYP B [FBx2m-BS.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
30
28
26
24
22
20
18
16
14
12
10
8
6
4
2
0
-2
-4
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse
Symmetrieachse
SOHLGEWOELBE
NORMALKRAFT N [kN]
30
20
10
0
-10
0
5
10
BOGENLAENGE S [m]
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse

Fig. 5.3 - 23


PROFIL TYP B [FBy2m-b.grf]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
BIEGEMOMENT M [kNm]
BOGENLAENGE S [m]
40
35
30
25
20
15
10
5
0
-5
-10
0
5
10


20 kN/m'
SOHLGEWOELBE
0
S
5
10

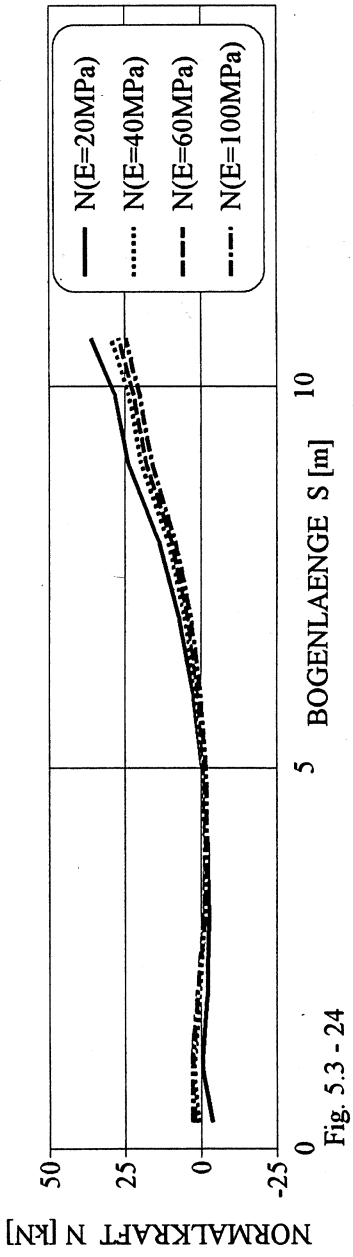

N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
NORMALKRAFT N [kN]
BOGENLAENGE S [m]
50
25
0
-25
0
5
10

Fig. 5.3 - 24

5.4 ZWILLINGSRÖHREN

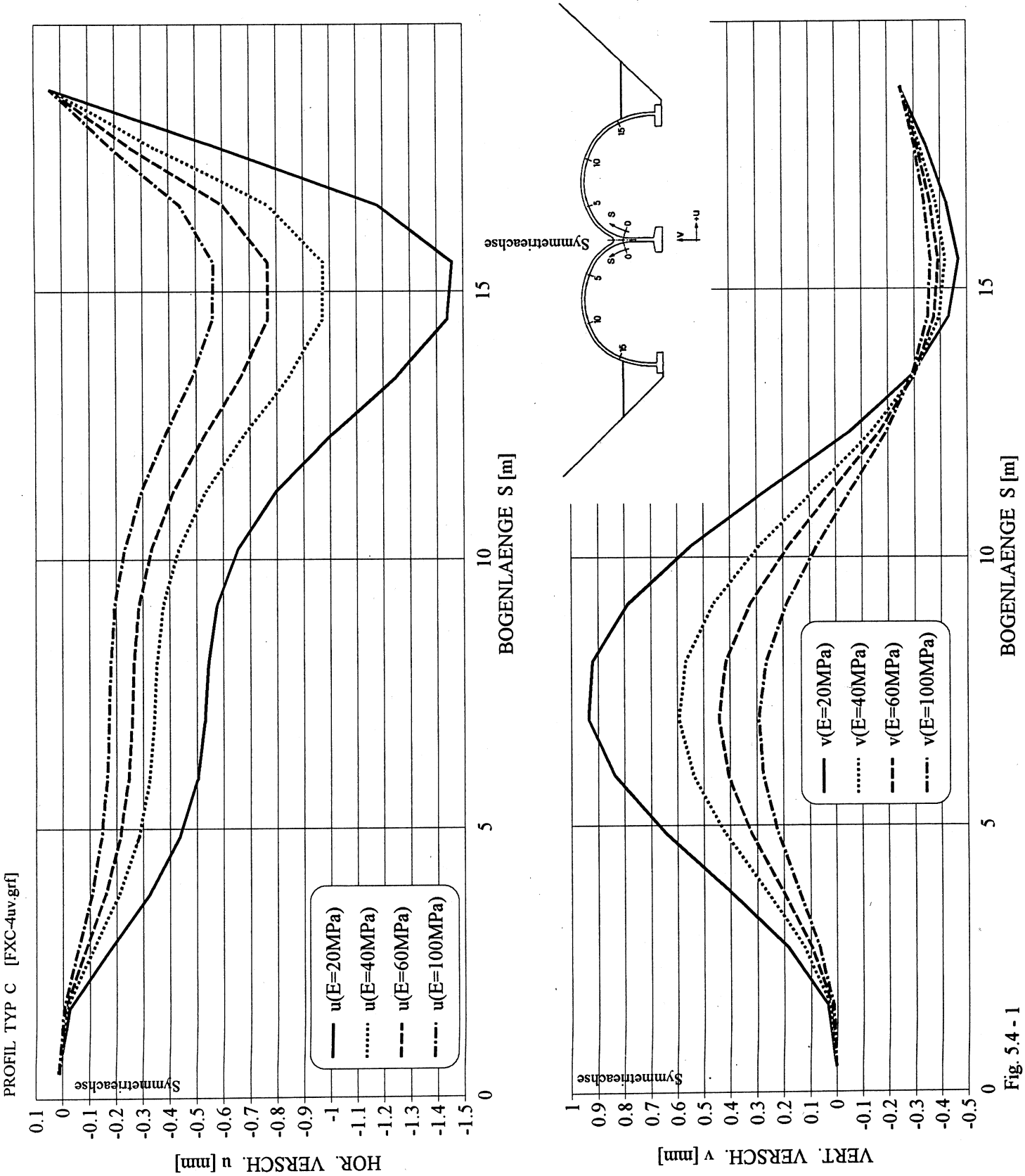

PROFIL TYP C [FXC-4uv.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
VERT. VERSCH. v [mm]
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)

Fig. 5.4 - 1

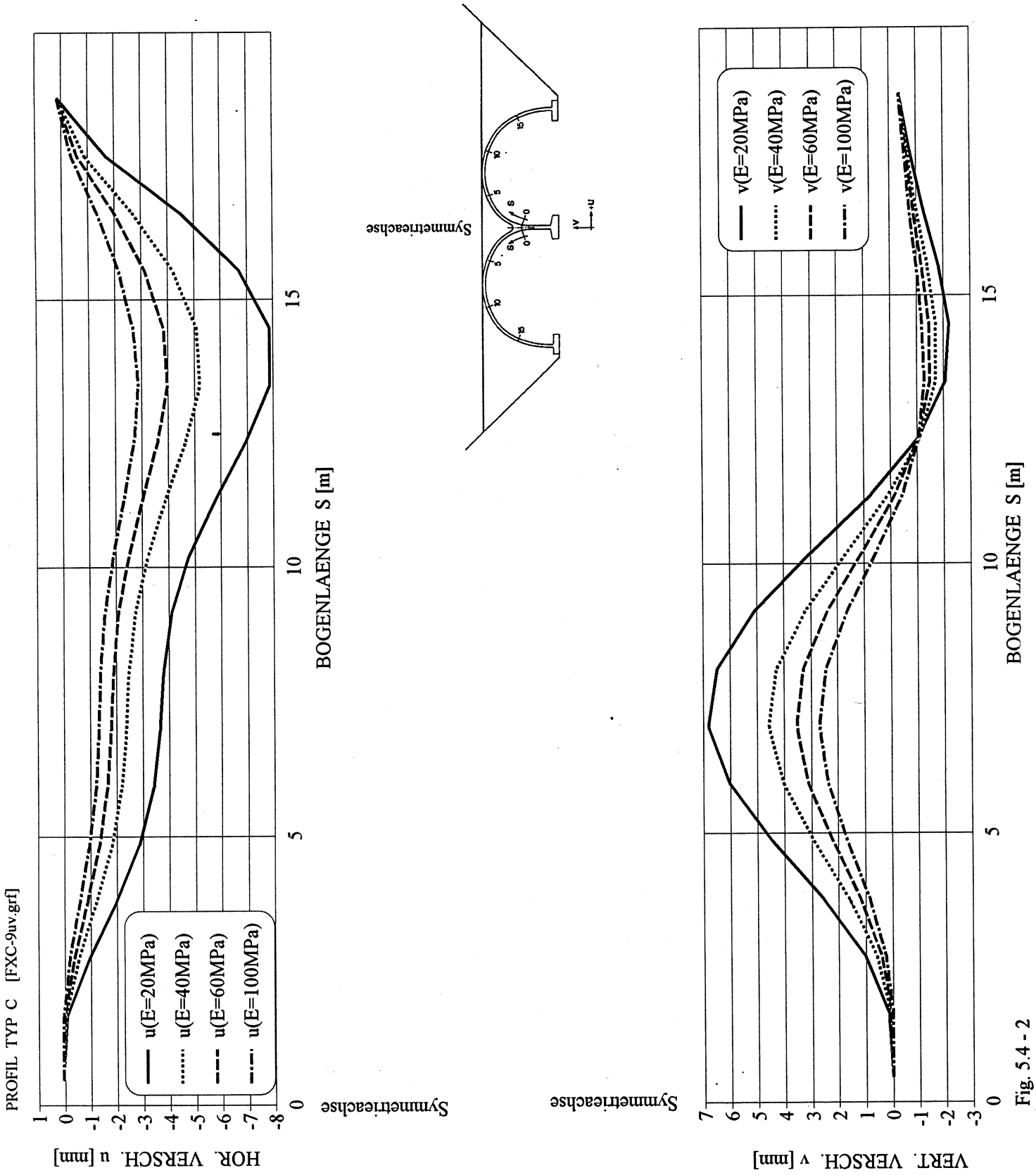

PROFIL TYP C [FXC-9uv.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
1
0
-1
-2
-3
-4
-5
-6
-7
-8
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
Symmetrieachse
Symmetrieachse
VERT. VERSCH. v [mm]
7
6
5
4
3
2
1
0
-1
-2
-3
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
Symmetrieachse

Fig. 5.4 - 2

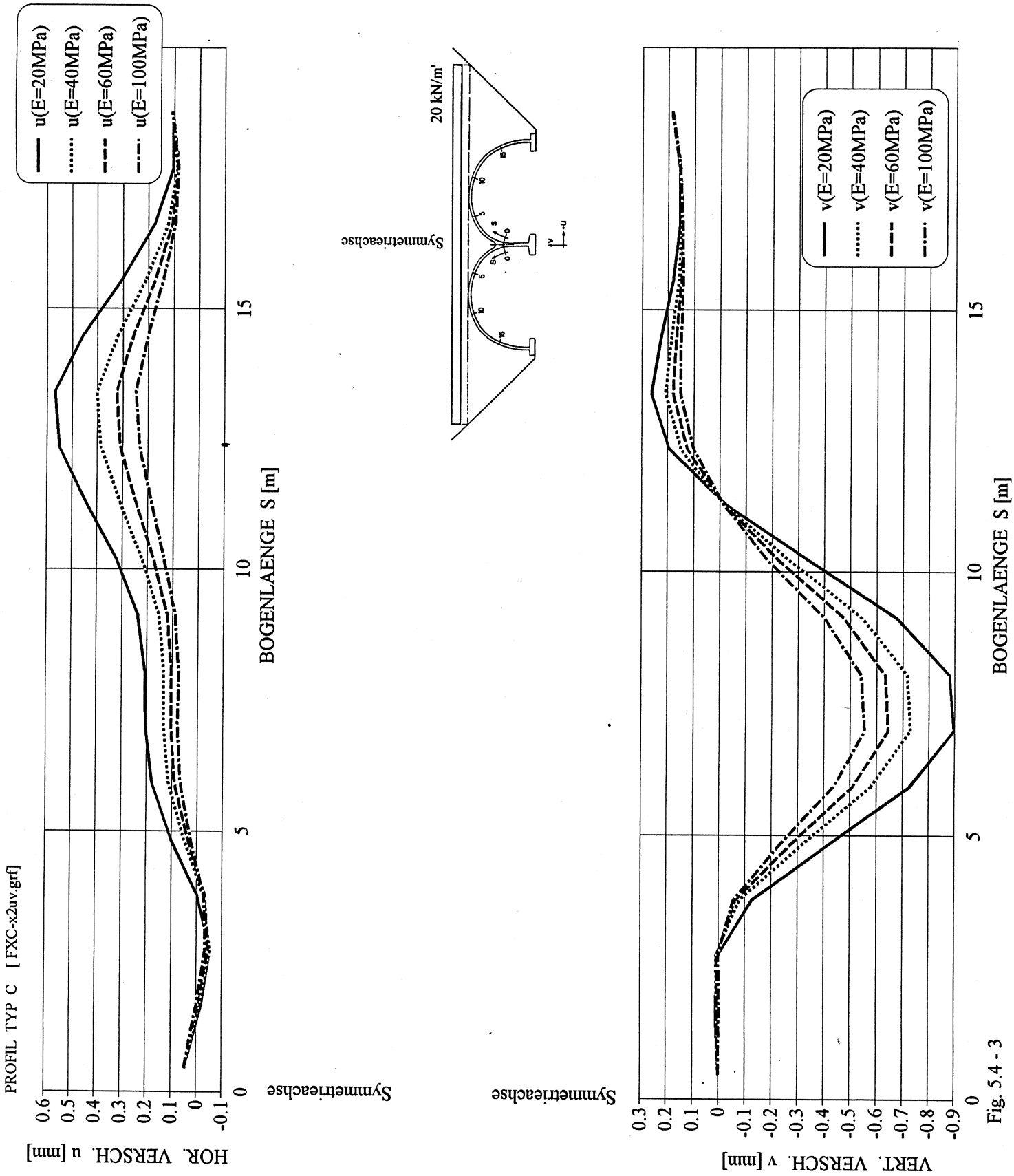
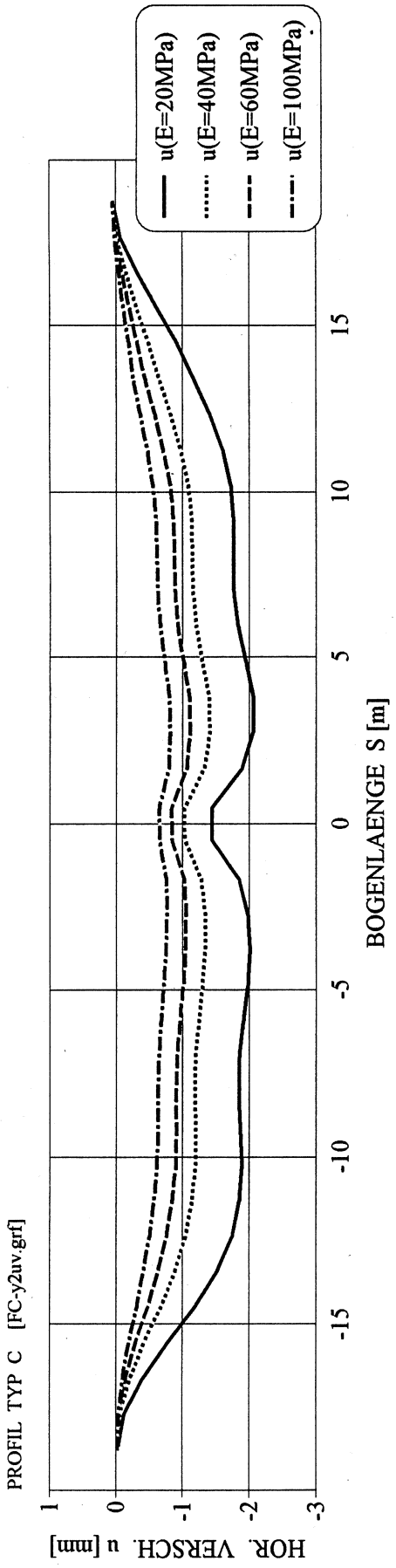
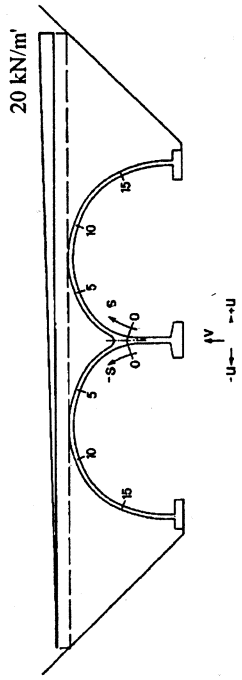

PROFIL TYP C [FXC-x2uv.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
0.6
0.5
0.4
0.3
0.2
0.1
0
-0.1
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
Symmetrieachse
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
20 kN/m'
Symmetrieachse
VERT. VERSCH. v [mm]
0.3
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
-0.3
-0.4
-0.5
-0.6
-0.7
-0.8
-0.9
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
Symmetrieachse
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.4 - 3


PROFIL TYP C [FC-y2uv.grf]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
HOR. VERSCH. u [mm]
1
0
-1
-2
-3
-15
-10
-5
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]


20 kN/m'
v
-u
u

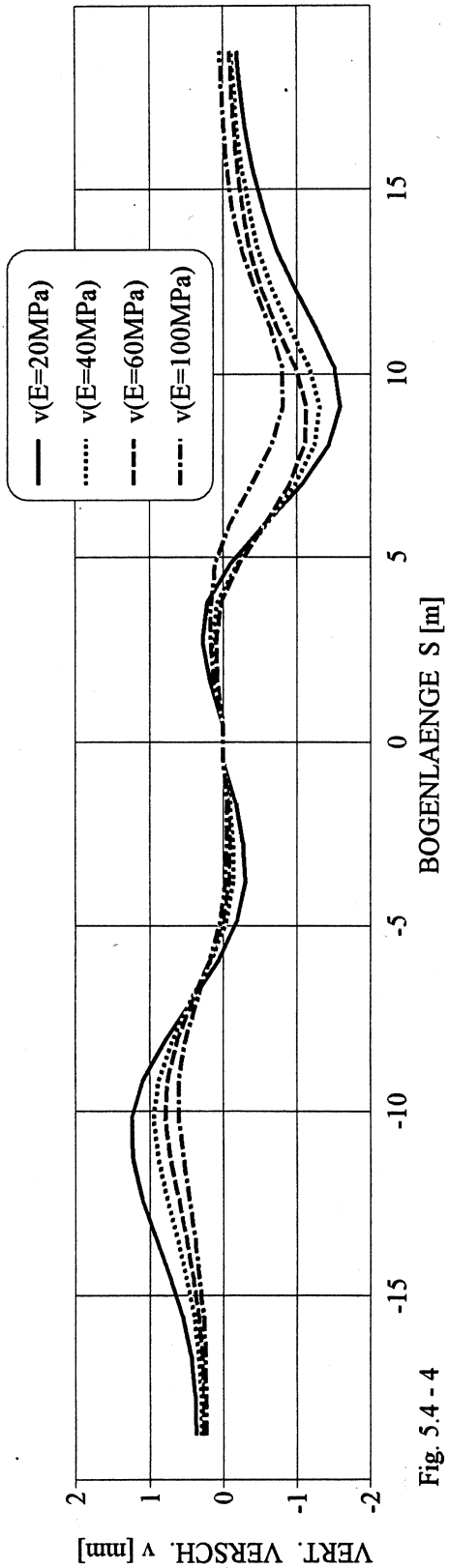

v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
VERT. VERSCH. v [mm]
2
1
0
-1
-2
-15
-10
-5
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.4 - 4

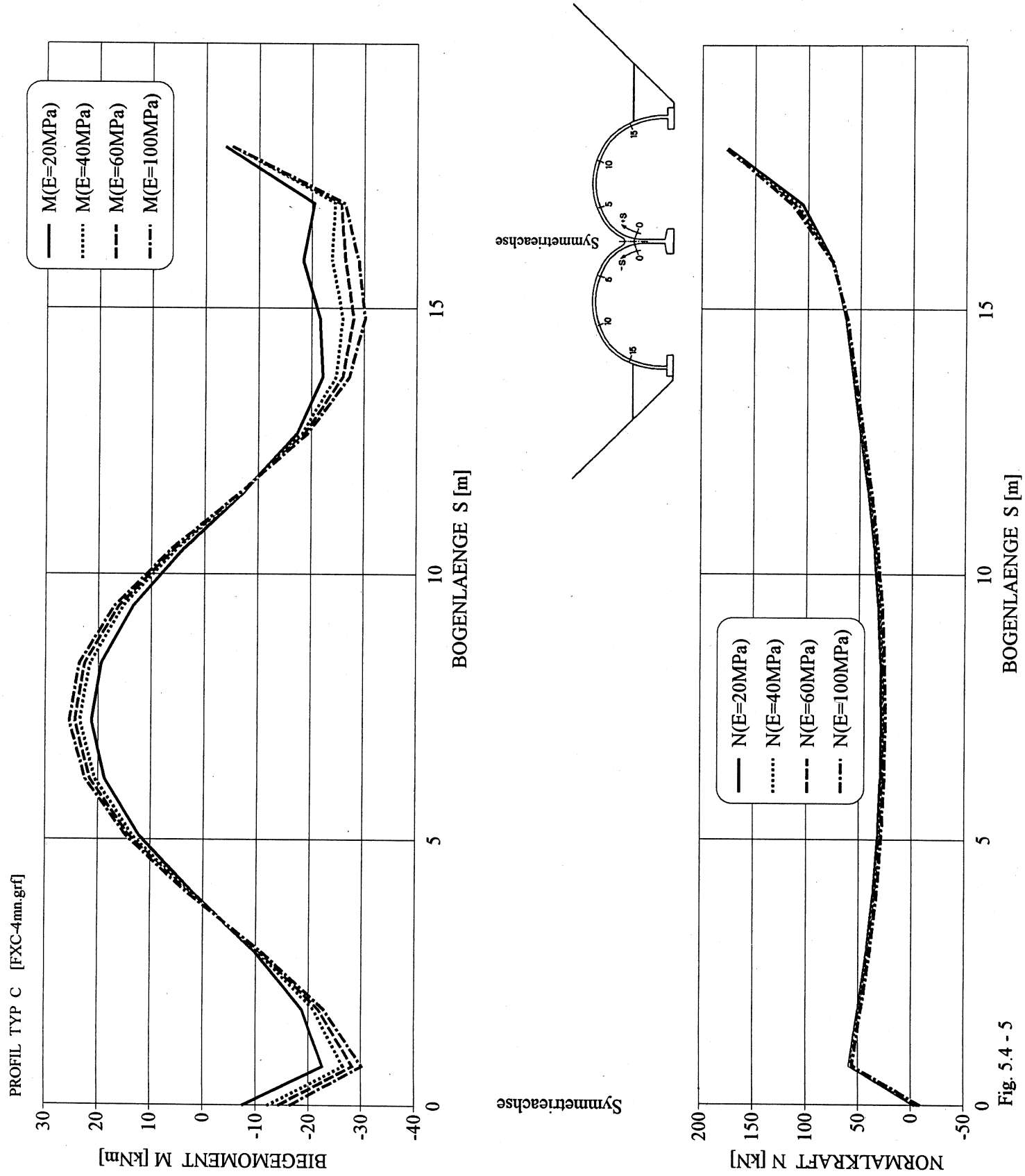

PROFIL TYP C [FXC-4mn.grf]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
BIEGEMOMENT M [kNm]
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
Symmetrieachse
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
NORMALKRAFT N [kN]
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.4 - 5

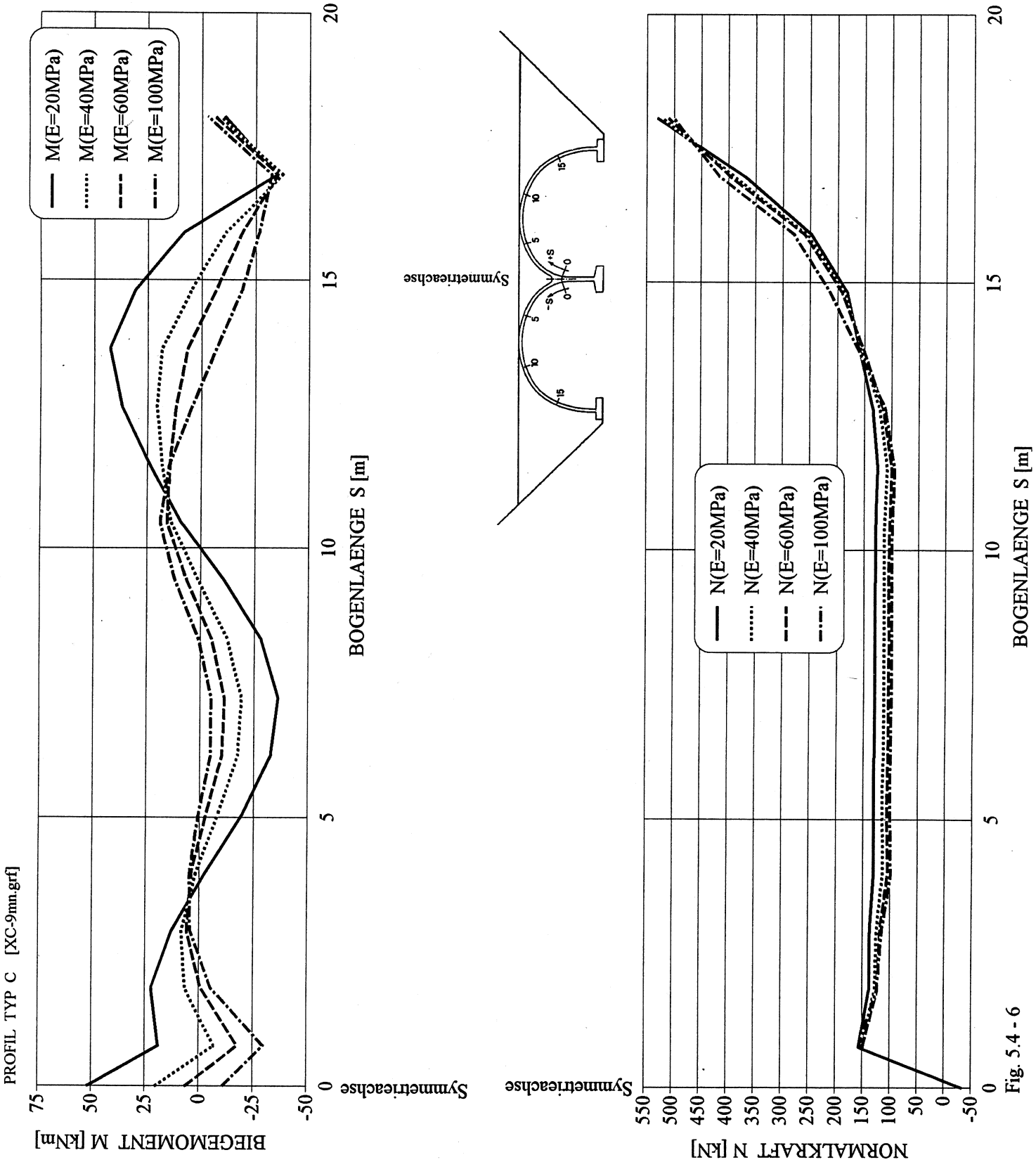

PROFIL TYP C [XC-9mn.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
75
50
25
0
-25
-50
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
NORMALKRAFT N [kN]
550
500
450
400
350
300
250
200
150
100
50
0
-50
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.4 - 6

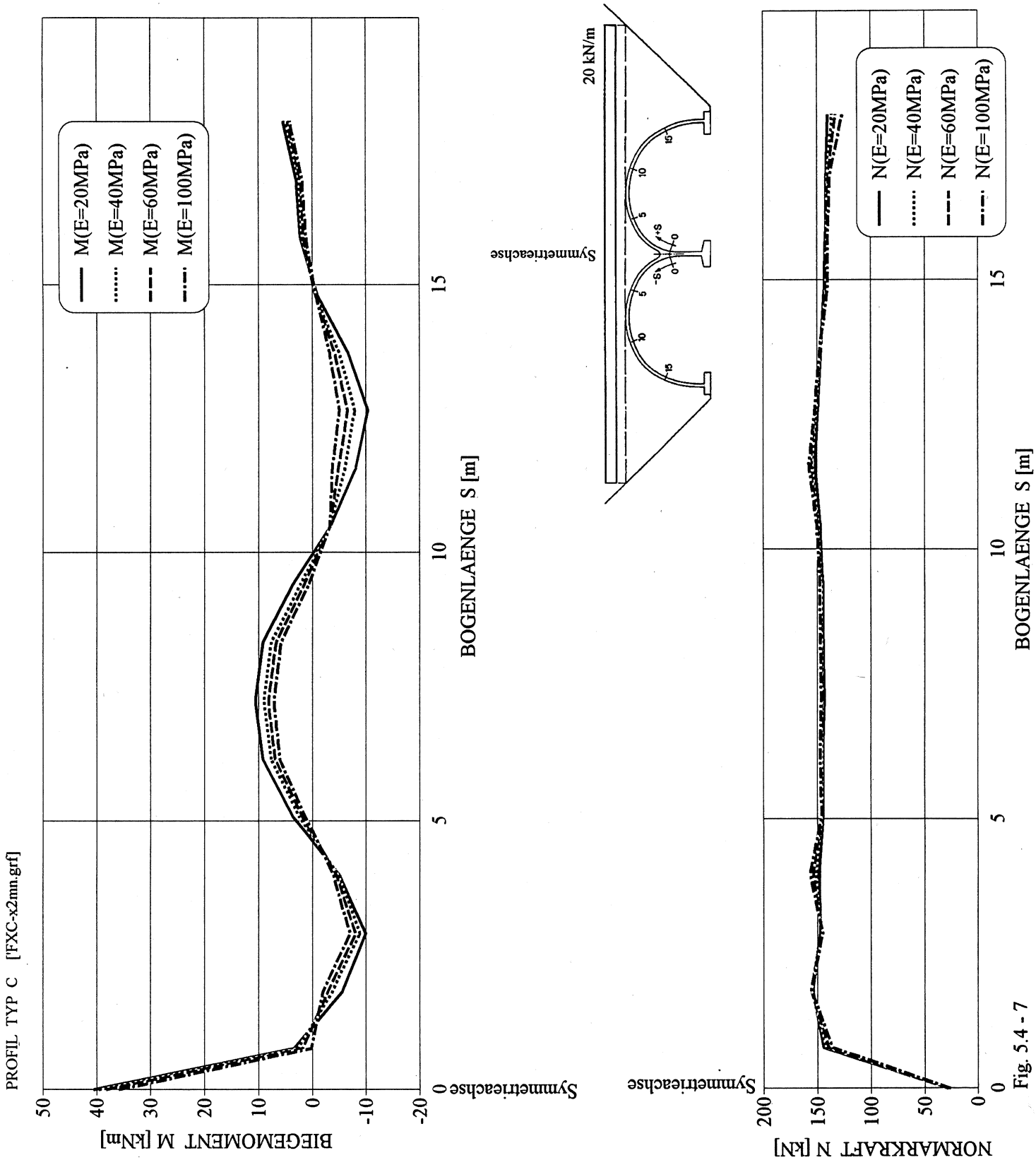
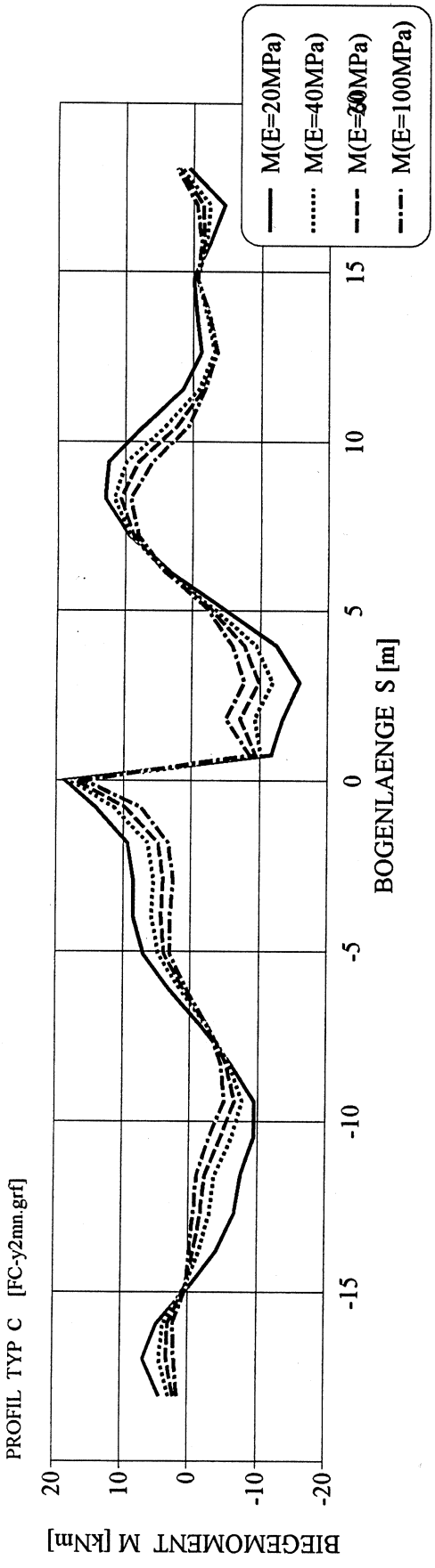
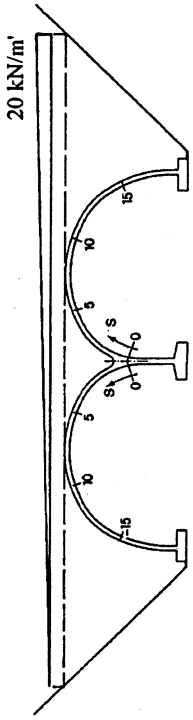

PROFIL TYP C [FXC-x2mn.grf]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
BIEGEMOMENT M [kNm]
50
40
30
20
10
0
-10
-20
Symmetrieachse
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]
20 kN/m
Symmetrieachse
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
NORMARKRAFT N [kN]
200
150
100
50
0
Symmetrieachse
0
5
10
15
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.4 - 7


PROFIL TYP C [FC-y2mn.grf]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
BIEGEMOMENT M [kNm]
BOGENLAENGE S [m]
20
10
0
-10
-20
-15
-10
-5
0
5
10
15


20 kN/m'

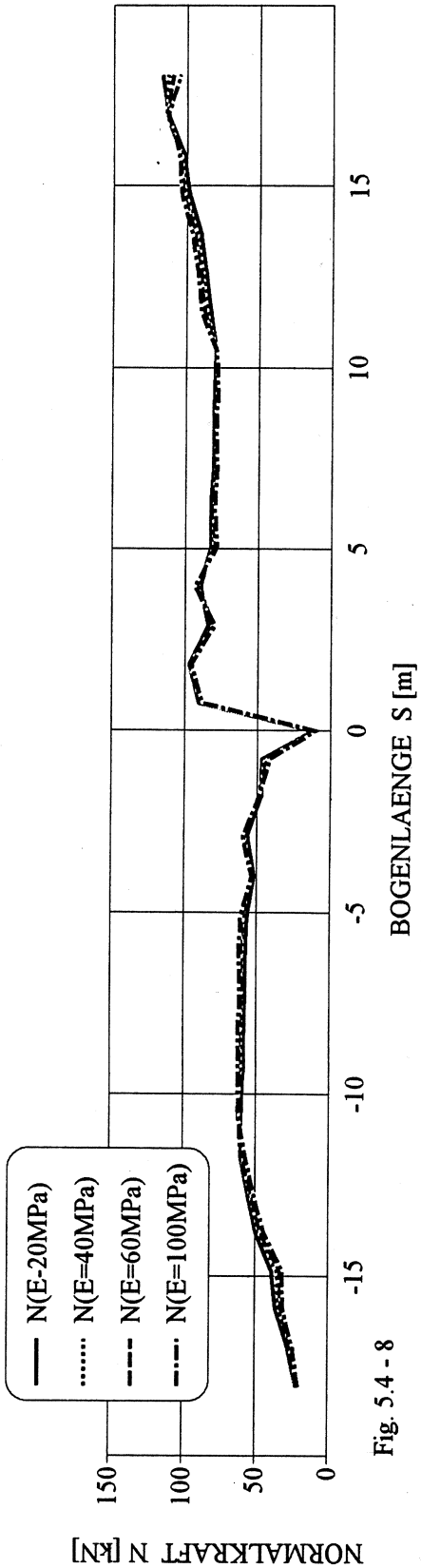

N(E-20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
NORMALKRAFT N [kN]
BOGENLAENGE S [m]
150
100
50
0
-15
-10
-5
0
5
10
15

Fig. 5.4 - 8

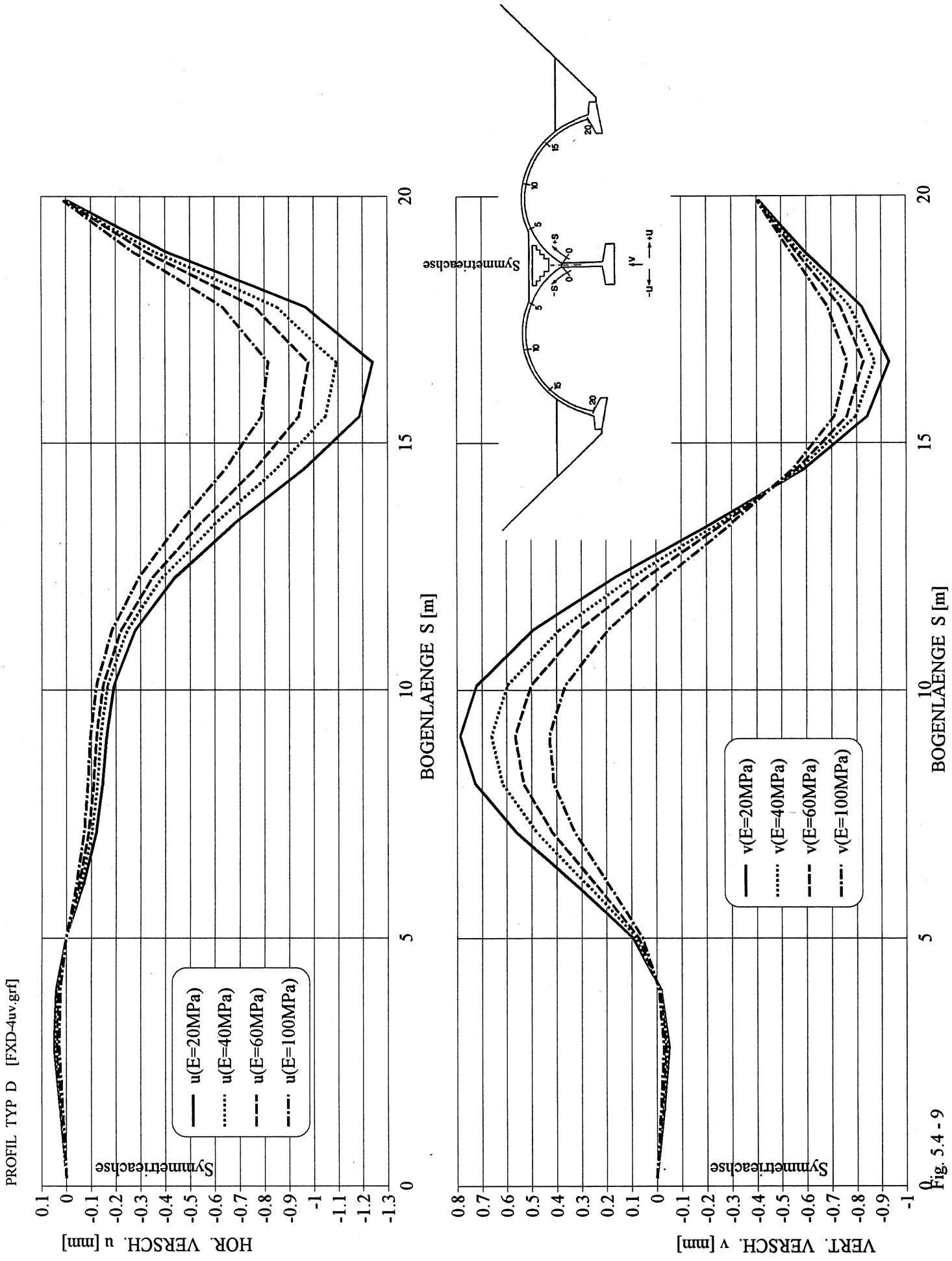

PROFIL TYP D [FXD-4uv.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
Symmetrieachse
BOGENLAENGE S [m]
VERT. VERSCH. v [mm]
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
Symmetrieachse
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.4 - 9

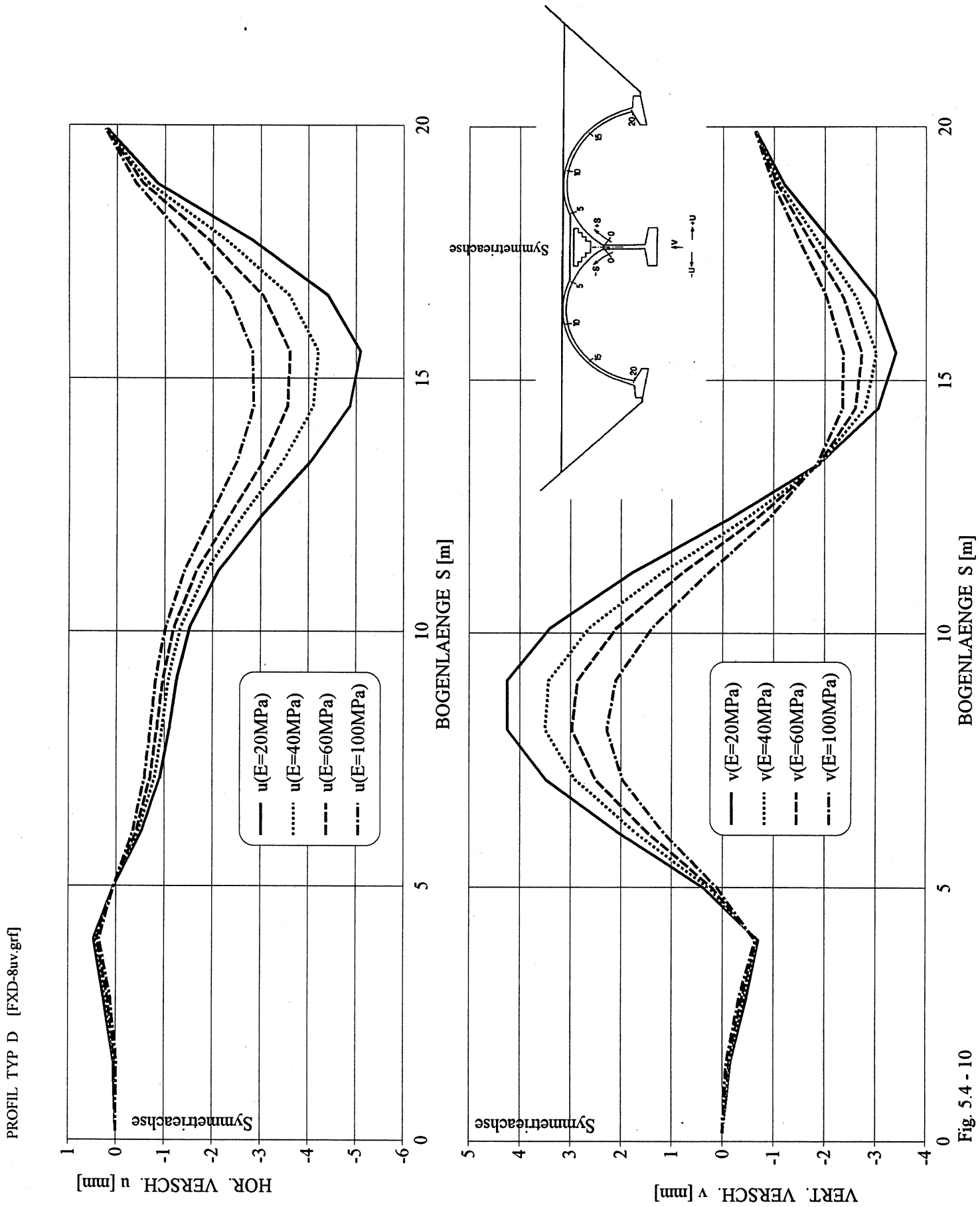
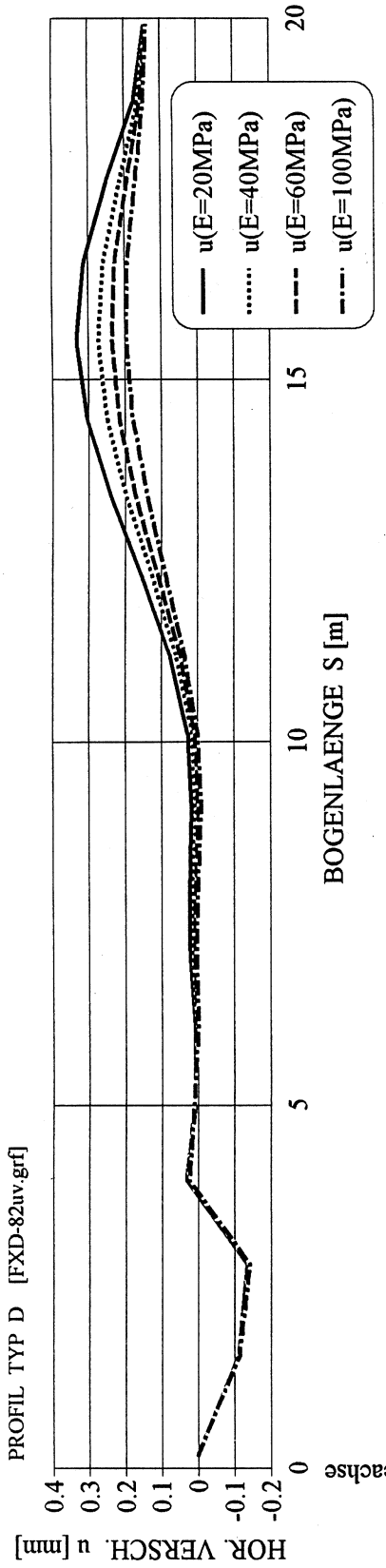
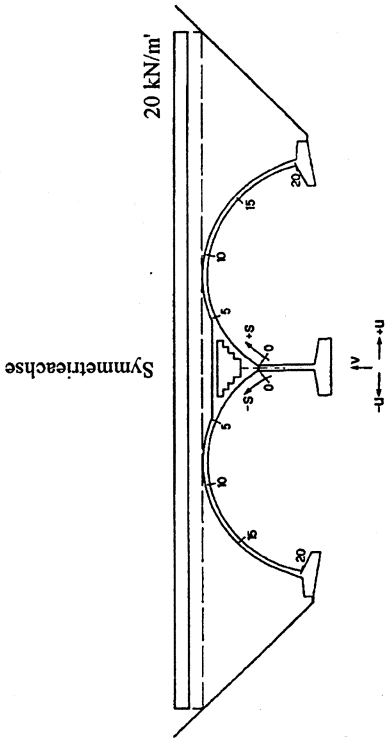

PROFIL TYP D [FXD-8uv.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
Symmetrieachse
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
BOGENLAENGE S [m]
VERT. VERSCH. v [mm]
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)

Fig. 5.4 - 10


PROFIL TYP D [FXD-82uv.grf]
HOR. VERSCH. u [mm]
0.4
0.3
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)


20 kN/m'
Symmetrieachse
20
15
10
5
-s
+s
0
v
-u
+u

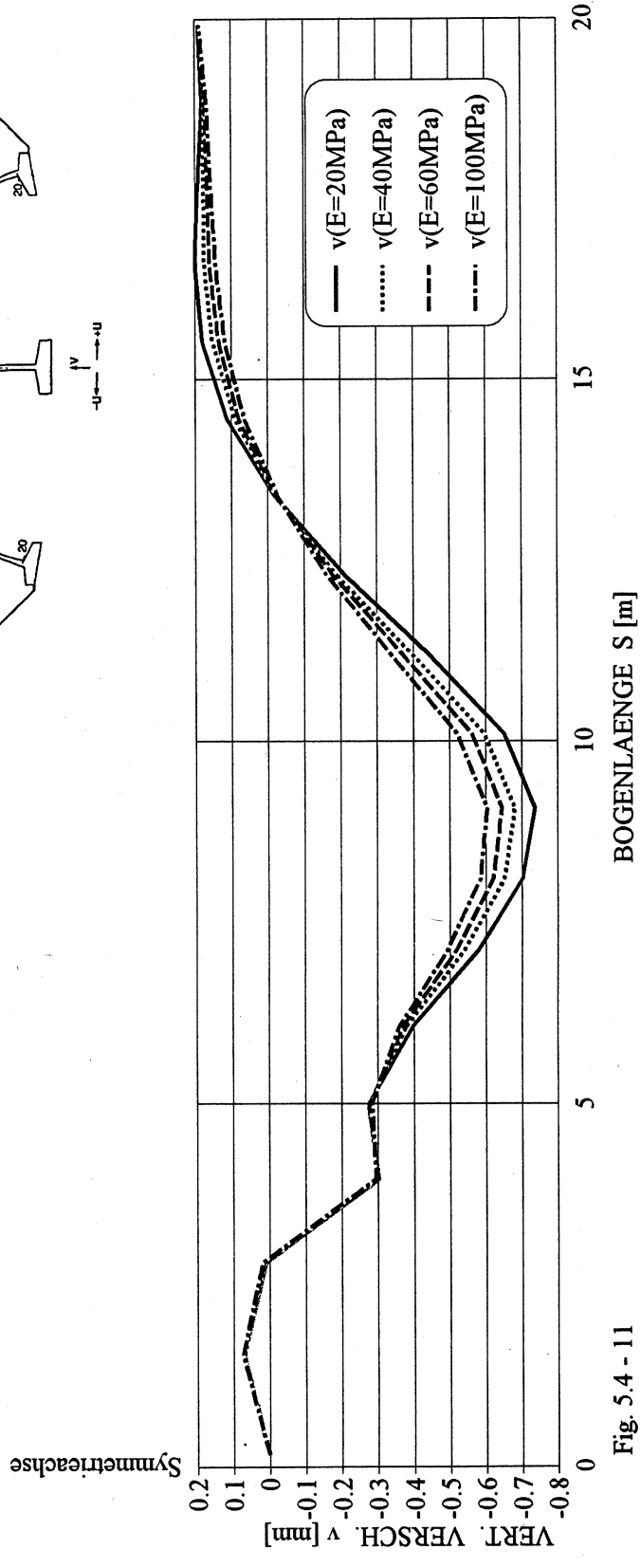
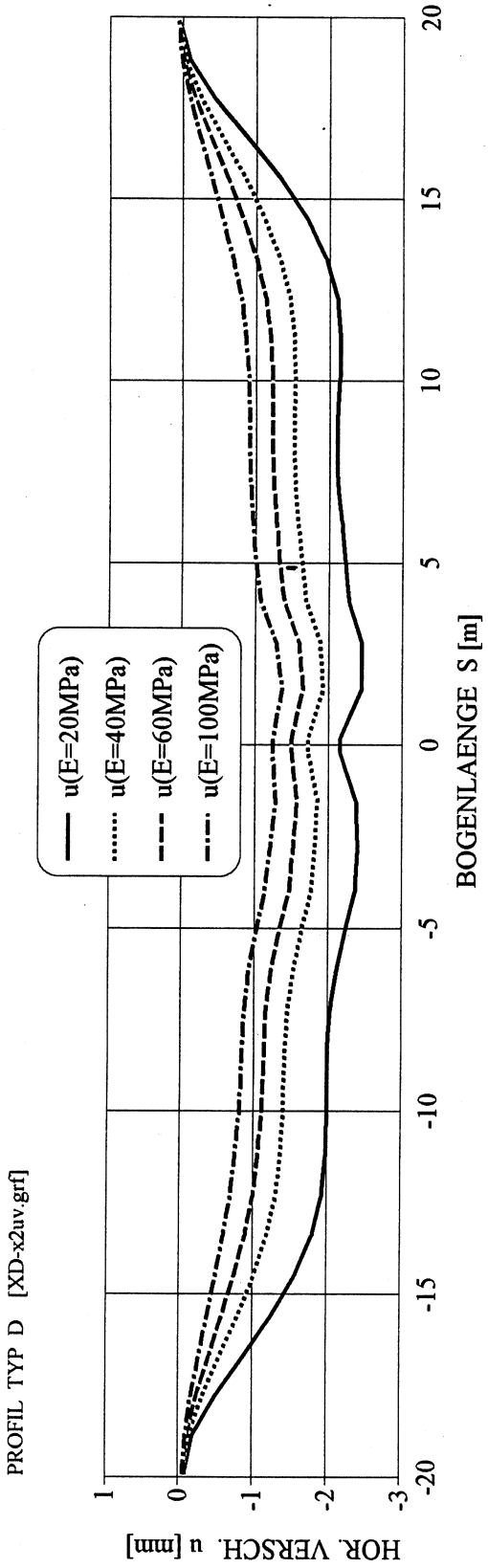
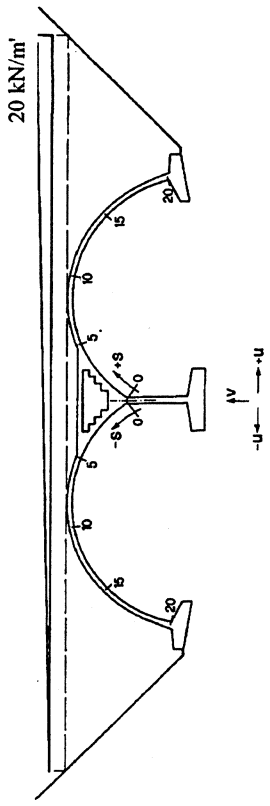

VERT. VERSCH. v [mm]
0.2
0.1
0
-0.1
-0.2
-0.3
-0.4
-0.5
-0.6
-0.7
-0.8
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)

Fig. 5.4 - 11


PROFIL TYP D [XD-x2uv.grf]
u(E=20MPa)
u(E=40MPa)
u(E=60MPa)
u(E=100MPa)
HOR. VERSCH. u [mm]
BOGENLAENGE S [m]
1
0
-1
-2
-3
-20
-15
-10
-5
0
5
10
15
20


20 kN/m'
20
15
10
5
+S
0
-S
0
5
10
15
20
v
-u
+u

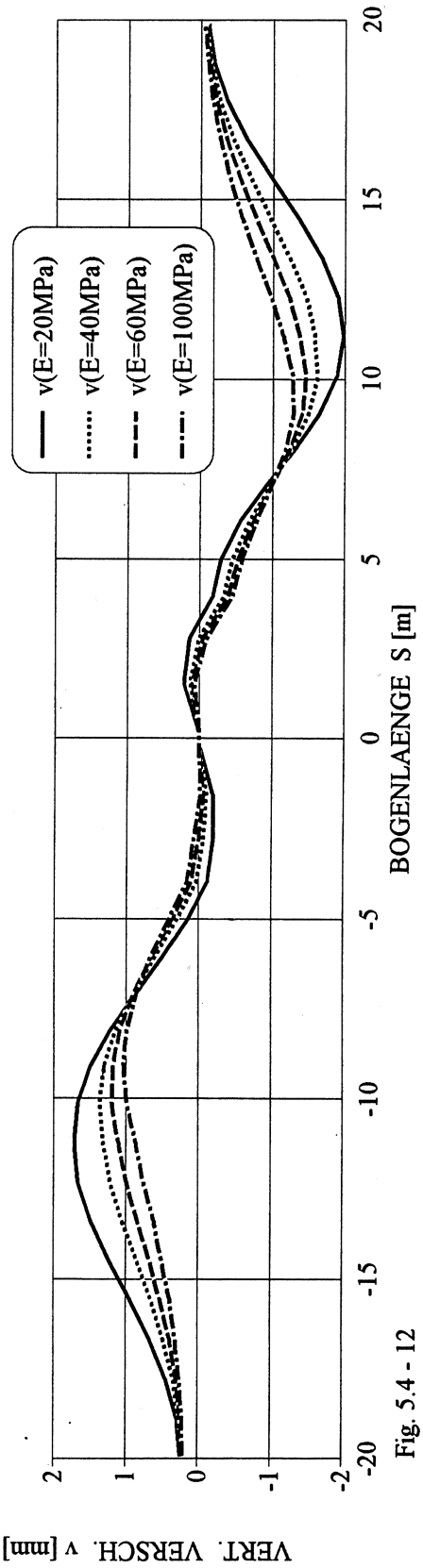

v(E=20MPa)
v(E=40MPa)
v(E=60MPa)
v(E=100MPa)
VERT. VERSCH. v [mm]
BOGENLAENGE S [m]
2
1
0
-1
-2
-20
-15
-10
-5
0
5
10
15
20

Fig. 5.4 - 12

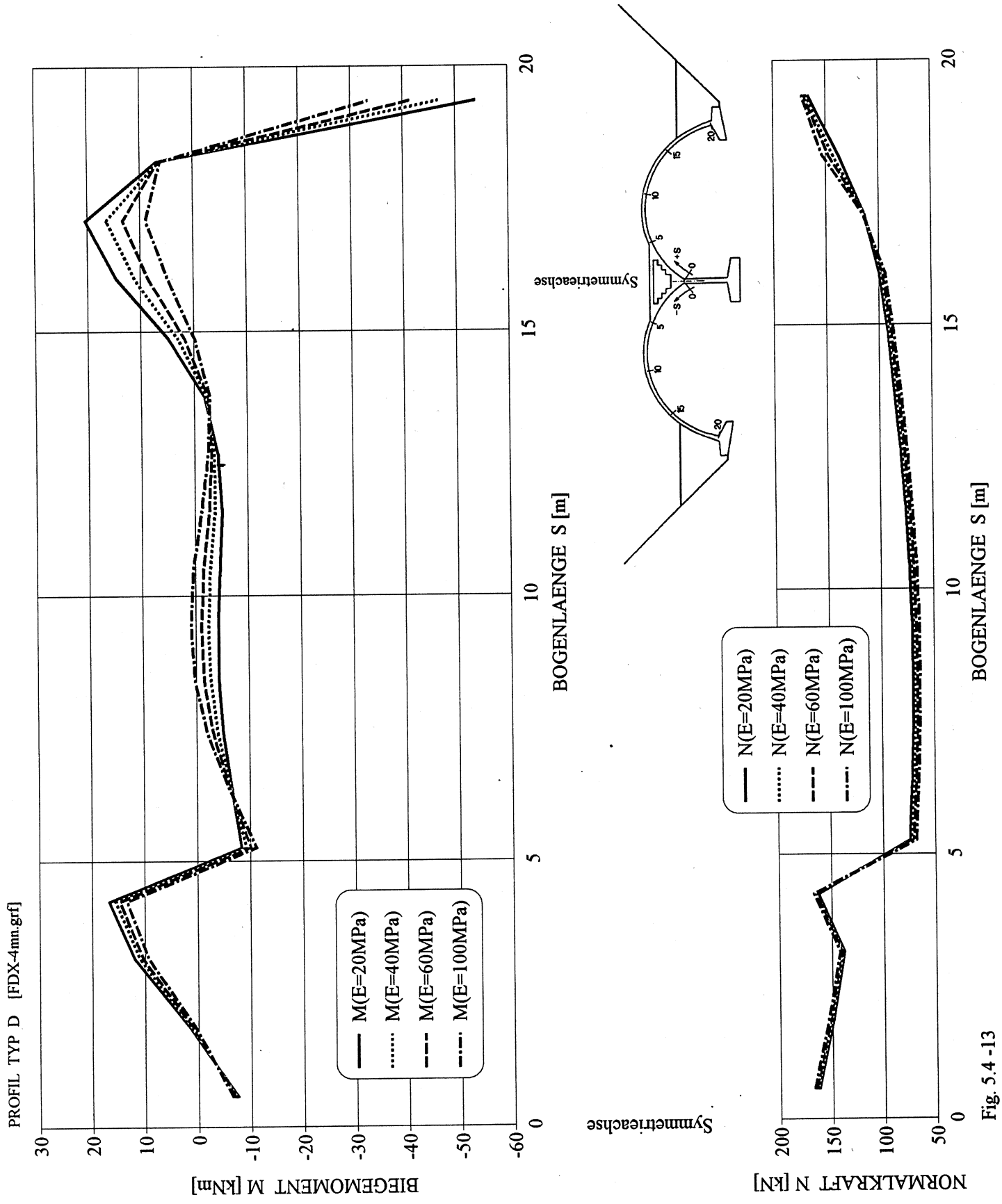

PROFIL TYP D [FDX-4mn.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
30
20
10
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S [m]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse
NORMALKRAFT N [kN]
200
150
100
50
0
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse

Fig. 5.4 -13

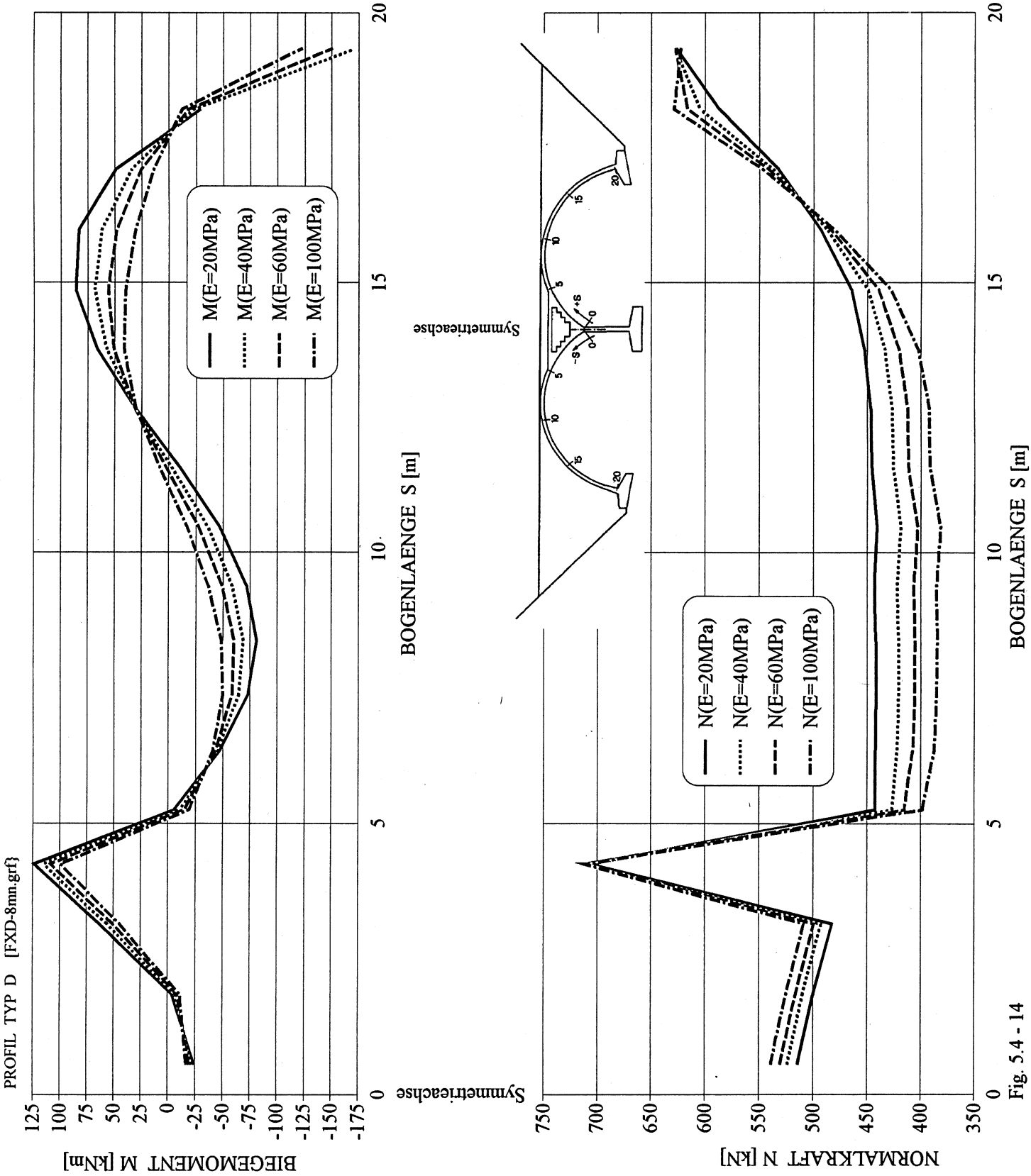

PROFIL TYP D [FXD-8mn.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
125
100
75
50
25
0
-25
-50
-75
-100
-125
-150
-175
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse
BOGENLAENGE S [m]
0
5
10
15
20
NORMALKRAFT N [kN]
750
700
650
600
550
500
450
400
350
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.4 - 14

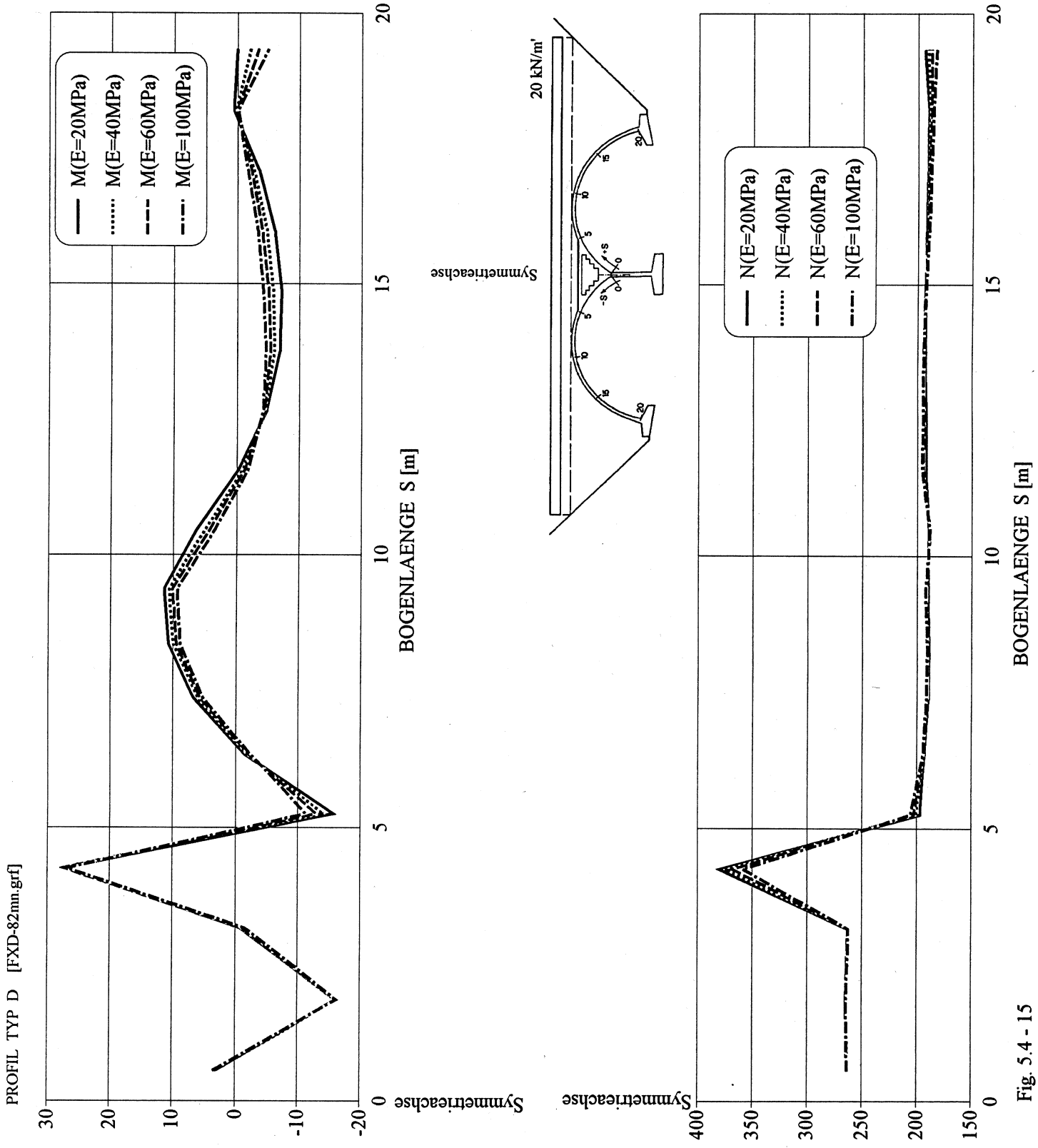

PROFIL TYP D [FXD-82mn.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
30
20
10
0
-10
-20
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
Symmetrieachse
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S [m]
Symmetrieachse
20 kN/m'
NORMALKRAFT N [kN]
400
350
300
250
200
150
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
Symmetrieachse
0
5
10
15
20
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.4 - 15

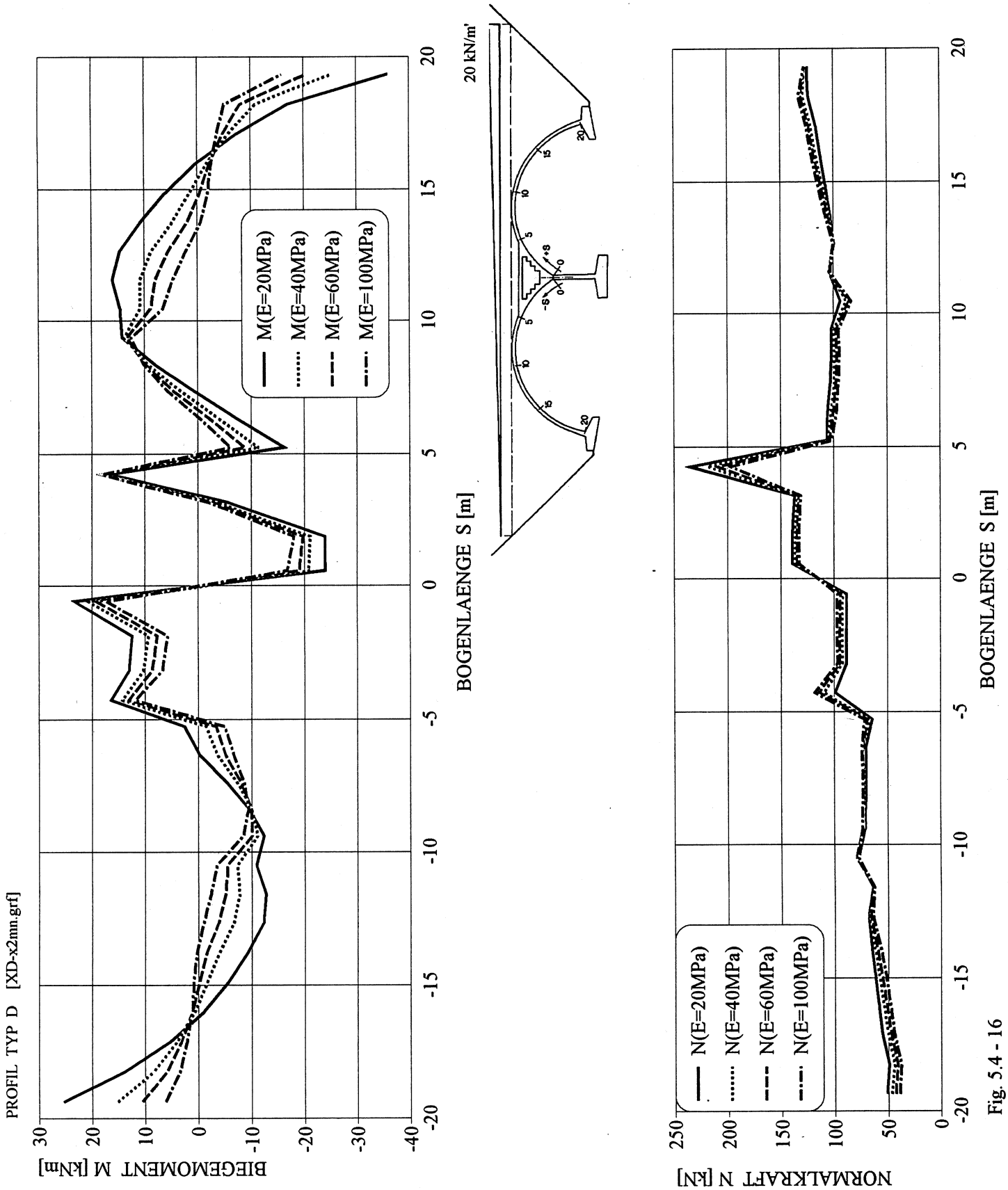

PROFIL TYP D [XD-x2mm.grf]
BIEGEMOMENT M [kNm]
M(E=20MPa)
M(E=40MPa)
M(E=60MPa)
M(E=100MPa)
BOGENLAENGE S [m]
20 kN/m'
NORMALKRAFT N [kN]
N(E=20MPa)
N(E=40MPa)
N(E=60MPa)
N(E=100MPa)
BOGENLAENGE S [m]

Fig. 5.4 - 16

6. LITERATUR

Andraskay E., Hofmann E. und Jemelka P.
BERECHNUNG DER STAHLTUEBBINGE FUER DEN HEITERSBERGTUNNEL, LOS WEST
Schweizerische Bauzeitung,90 Jg., Heft 36, September 1972

Andraskay E. und Schneebeli R.
ANWENDUNG VON STAHLBETONTUEBBINGEN BEIM HEITERSBERGTUNNEL WEST
Betonwerk+Fertigteil-Technik, Heft 9, 1972

Andre R.
DER WILFENBERGTUNNEL - BERECHNUNGEN UND MESSUNGEN DER OFFENEN BAUWEISE
Geotechnik, Jg 12(1989) Heft 3, S. 135-141

Arbeitskreis "Tunnelbau" der Deutschen Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.
EMPFEHLUNGEN ZUR BERECHNUNG VON TUNNELN IM LOCKERGESTEIN
Die Bautechnik, 75(1980), Heft 10, S. 349-356

Bienstock R.,Eing R. und Kuhnhenn K.
DER BURGBERGTUNNEL IN OFFENER UND BERGMAENNISCHER BAUWEISE IN WASSERDURCHLAESSIGEM BETON
Bautechnik, 64(1987) Heft 1, S. 9-17

Bischoff N. und Zuber P.
TUNNELGEWOELBE UNTER HOHER AUFSCHUETTUNG
Schweizerische Bauzeitung, 94 Jg., April 1976

Duddeck H. und Ständig A.
ENTWURFKONCEPT UND REALITAET BEIM STANDSICHERCHEITSNACHWEIS VON TUNNELN IM DEUTSCHEN MITTELGEBIRGE (4. Sensitivitätsstudie: Tunnel in offener Bauweise)
Forschung + Praxis, Band 30, 1986

Duddeck H. und Ständig A.
ZUR BERECHNUNG UEBERSCHUETTETER TUNNEL
Felsbau 8 (1990) Nr. 3

Eber A.
LUFTBOGENSCHALEN ALS KONSTRUKTIONSELEMENT IN VOREINSCHNITTEN
Sicherungs-,Stütz- und Gebirgsverbesserungsmassnahmen im Unter-tagbau, ETH-Symposium, Zürich, April 1988, S. 103-110

Emch+Berger Bern AG, Ingenieurunternehmung; Baudirektion des Kantons Bern
N1, STADTTANGENTE BERN NORD, TUNNEL BRUENNEN
Technischer Bericht, Ausführung, September 1985

Gerber,H.
Nordumfahrung zurzach
Strasse und Verkehr, Nr. 9, September 1985, S. .435-438

Glock D.
UEBERKRITISCHES VERHALTEN EINES STARR UMMANTELTEN KREISROHRES BEI WASSERDRUCK VON AUSSEN UND TEMPERATURDEHNUNG
Der Stahlbau, 7/1977

Glock D.,Glock H.
DRUCKABMINDERUNG BEI EINGEBETTETEN, BIEGEWEICHEN ROHREN UNTER HOHEN UEBERSCHUETTUNGEN
Bautechnik, 3/1978

Heierli W., Yang F.L
DIE STATISCHE BERECHNUNG ERDVERLEGTER KANALISATIONSROHRE UNTER BESONDERER BERUECKSICHTIGUNG DER FLEXIBLEN ROHRE
Schweizerischer Bauzeitung,95 Jg.,Heft 15, April 1977,S. 207-216

Heierli W.,Merk A.
UNTERTUNNELUNG STEPHANSHORN. DETAILPROJEKT DER GEWöLBESTRECKE
Mitteilungen der Schw. Ges. für Boden u. Felsmechanik No. 101, 1980

Jáky, J.
THE COEFFICIENT OF EARTH PRESSURE AT REST
Journal or the Soc. of Hungarian Architects and Enginers, 1944, pp. 355-388

Kay J.N., Rigon C.
INSTRUMENTATION OF A BEBO ARCH CONSTRUCTED AT BYRON BAY NEW SOUTH WALES
Univerity of Adelaide, Department of Civil Engineering

Klöppel K., Glock D.
THEORETISCHE UND EXPERIMENTELLE UNTERSUCHUNGEN ZU DEN TRAGLASTPROBLEMEN BIEGEWEICHER,IN DIE ERDE EINGEBETTETER ROHRE
Veröffentlichung des Institutes für Statik und Stahlbau der TH Darmstadt, Heft 10, 1970

Kopf, M.
DIE BERECHNUNG DER AUSBAUBELASTUNG TIEFLIEGENDER TUNNEL UND STRECKEN MIT HILFE DER SILOFORMEL
Tunnel (Mai 1990) No 2,1990

Kovari K.,Tisa A.
COMPUTATIONAL MODELS FOR CUT AND COVER TUNNELS BASED ON FIELD MEASUREMENTS
4th International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Edmonton, Canada, 1982

Kovari K.,Tisa A.
DIE STATISCHE WIRKUNGSWEISE EINES IM TAGBAU ERSTELLTEN TUNNELGEWOELBES
Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr. 25 (1987), S.776-778

Kuhnhenn, K.
DER WILFENBERGTGUNNEL
ibw (Ingenieurbauwerke), Heft 10/85

Maak H.
FRAGEN BEIM ENTWURF UND BEI DER AUSFUEHRUNG VON UEBERSCHUETTETEN ROEHREN
Proc. 8. Nat. Felsmech. Symp., Sonderheft der Zeitschrift Geotechnik, Deutsche Ges. f. Erd- und Grundbau, 1988

Maidl, R.
VERGLEICH VON MESSUNGEN UND BERECHNUNGEN VERSCHIEDENER TUNNELAUSFUEHRUNGEN IN OFFENER BAUWEISE
VI Kolloquium für Bauverfahrenstechnik ,16. Februar 1989, Ruhr Universität Bochum, S. 45-53

Müller, J.
N2-BAULICHES KONZEPT DES TUNNELS EICH
Strasse und Verkehr Nr. 11, November 1982

Naumann G., Jenewein G.
KONSTRUKTION VON TUNNELBAUWERKEN IN UEBERGANGSBEREICHEN ZWISCHEN GESCHLOSSENER UND OFFENER BAUWEISE (Richthoftunnel, DB Hannover-Würzburg), Bauingenieur 62(1987), S. 101-108

Naumann G., Maidl B., Maidl R.
MESSUNGEN UND DEREN ERGEBNISSE FUER DIE STANDSICHERCHEITS-BEURTEILUNG VON VERSCHIEDENEN TUNNELAUSFUEHRUNGEN IN OFFENER BAUWEISE
Forschung und Praxis Nr. 32; Vorträge der STUVA-Tagung '87 in Essen

Pierau B., Kiehl J.R.
ENTWURF FUER EINEN 80 m. HOCH UEBERSCHUETTETEN EISENBAHNTUNNEL IM BERGSENKUNGSGEBIET
Proc. 8. Nat. Felsmech. Symp., Sonderheft der Zeitschrift Geotechnik, Deutsche Ges. f. Erd- und Grundbau, 1988

Pöttler R., Maidl R.
DIMENSIONIERUNG VON TUNNELN IN OFFENER BAUWEISE
Taschenbuch für den Tunnelbau 1989, Verlag Glückauf GmbH, Essen, S. 65-90

Pöttler, R.
GEKOPPELTE STABWERK-RANDELEMENT-METHODE ZUR BERECHNUNG VON TUNNELBAUTEN
Bauingenieur 62(1987), S. 109-116

Voellmy A.
EINGEBETTETE ROHRE
Diss. ETH-Zürich,1937

Wittke W.
STATIK UND KONSTRUKTION EINGESCHUETTETE TUNNELBAUWERKE
Vorträge der Baugrundtagung 1988 in Hamburg, 27-28 Sept. 1988, S. 253-274

Wolter H.
BEITRAG ZUR STATISCHEN BERECHNUNG EINGEBETTETER GEWOELBE
Die Bautechnik 10/1977