

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

Schriftenreihe  
Heft 3

**In situ-Versuche zur Ermittlung  
der Unterbausteifigkeit an zwei  
Pfeilern der Sinnthalbrücke  
Schaippach**

von

Hans-Georg Kempfert  
Peter Schwarz

München, 1984

---

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

Eigenverlag: Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau,  
Bodenmechanik und Felsmechanik  
Technische Universität München  
Baumbachstraße 7  
8000 München 60  
Tel.: (089) 8895-200

DISSERTATIONS - UND FOTODRUCK FRANK GmbH  
8000 München 2, Gabelsbergerstraße 15, Tel. 2809090

## VORWORT DES HERAUSGEBERS

Die Trassenführung der im Bau befindlichen Neubaustrecke der Deutschen Bundesbahn von Hannover nach Würzburg bzw. von Mannheim nach Stuttgart erfordert zahlreiche Eisenbahn- und Straßenbrücken. Für die Talbrücken werden sowohl einfeldrige als auch durchlaufende Systeme ausgeführt. Das Einfeldsystem bietet neben der geringen Setzungsempfindlichkeit den Vorteil, eine durchgehend geschweißte Schiene verlegen zu können. Das durchlaufende Brückensystem liefert im Vergleich dazu den Vorteil systembedingter Tragsicherheitsreserven und relativ kleinerer Biegemomente, bringt aber als Nachteil die größere Setzungsempfindlichkeit und erfordert konstruktive Schientrennungen (Schienauszüge) an den frei beweglichen Überbauenden, bei längeren Bauwerken auch dazwischen. Diese Schienenauszüge beeinträchtigen die Fahrqualität und ziehen aufwendige Unterhaltung nach sich.

Die Wechselwirkung zwischen Gleis und Brückenbauwerk gewinnt bei einfeldrigen Systemen mit durchlaufend geschweißter Schiene besonderen Einfluß. Die weitgehende Behinderung der Längsverformung aus Temperaturänderungen verursacht eine besondere Beanspruchung der Schiene. Die aus Bremsen und Anfahren in die Schiene eingeleiteten Längskräfte werden über das Schotterbett auf den Brückenüberbau und von dort beim einfeldrigen System direkt über das feste Lager auf Pfeiler und Gründung übertragen. Die Schienenlängskräfte werden um so wirksamer in den Unterbau (Pfeiler, Gründung) abgeleitet, je steifer dieser reagiert. Die Unterbausteifigkeit ist somit ein wichtiger Faktor für die Realisierung des einfeldrigen Brückensystems mit durchgehend geschweißter Schiene. Sie darf bestimmte Grenzwerte nicht unterschreiten, damit die Schienenbeanspruchung nicht unzulässig groß wird.

Zur Untersuchung des Problems der Unterbausteifigkeit hat das Bundesbahn-Zentralamt München das Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München im Jahr 1981 mit Messungen an der ca. 23 m hohen Sinntalbrücke bei Schaippach beauftragt, die im Zuge der Neubaustrecke als eines der ersten Bauwerke mit einfeldrigem Tragwerkssystem ausgeführt worden ist (Länge ca. 442 m mit 10 Feldern). Der Brückenüberbau besteht aus einem einzelligen Spannbeton-Hohlkasten, hergestellt im Takt-schiebeverfahren.

An den Pfeilern 7 und 8 wurden statische und dynamische Belastungsversuche vorgenommen, um die Systemsteifigkeit Unterbau-Baugrund zu ermitteln. Zu diesem Zweck erfolgte über ein Spannglied am Pfeilerkopf in ca. 18 m Höhe über Oberkante Fundament eine Horizontalbelastung. Zur Entlastung war die Möglichkeit gegeben, das Spannglied schlagartig zu lösen, so daß der freistehende Pfeiler unbehindert ausschlagen konnte. Die Messungen erfaßten die Kraftänderungs- und Verschiebungsgrößen, die Druckänderungen in der Sohlfuge mittels pneumatischer Druckkissen und DMS-Druckmeßdosen, die Bewegung der Fundamente mittels Feinnivellement und Stangenextensometern sowie die Dehnungen und Stauchungen im Beton des Pfeilerschaftes. Die Auslenkung des Pfeilerkopfes wurde mit mehreren Meßsystemem vergleichend untersucht. Zur Anwendung kamen Wegmeßuhren und geodätische Methoden, ein in zwei Achsen messendes Neigungsmeßgerät zur Ermittlung der räumlichen Biegelinie sowie ein Laser-Meßsystem.

Leider mußte aus verständlichen Sicherheitsgründen bei diesem Großversuch die maximal zulässige Horizontallast sehr gering gehalten werden, so daß die Pfeilerkopfauslenkung lediglich 2 bis 3 mm erreichte. Die aufgrund der Meßergebnisse ermittelten Unterbausteifigkeiten der unbelasteten Pfeiler lagen rd. 20% unter den ursprünglichen Berechnungs-

annahmen und werden bezüglich der zulässigen Schienenspannungen als ausreichend angesehen. Weitere Versuche mit einer wirklichen Verkehrslast (Bremsen, Anfahren) sollen an der fertigen Brücke vorgenommen werden.

Die gesamte Abwicklung der Meßaufgabe erfolgte in direkter Zusammenarbeit mit den Dezernaten 12 und 18a des Bundesbahn-Zentralamtes München. Die Messungen, die in dieser Art erstmals waren, mußten unter teils schwierigen Randbedingungen ausgeführt werden. Dem Bundesbahn-Zentralamt steht das Verdienst zu, einen wirklichkeitsnahen Lösungsweg auf der Grundlage des Großversuchs und der modernen Meßtechnik bereitet zu haben. Einige wichtige Teilfragen zum Gesamtverhalten des Brückensystems konnten auf diese Weise vorgeklärt sowie vielfältige Erfahrungen für ähnliche Meßaufgaben gewonnen werden. Das Untersuchungs- und Meßprojekt wurde von Herrn Dipl.-Ing. Hans-Georg Kempfert vom Dezernat 18a des Bundesbahn-Zentralamtes sowie von meinem Mitarbeiter, Herrn Dipl.-Ing. Peter Schwarz in vorbildlicher und verdienstvoller Weise ausgeführt. Der vorliegende Bericht ist ebenfalls das gemeinsame Werk beider Herren.

Der Herausgeber dankt an dieser Stelle dem Bundesbahn-Zentralamt als Auftraggeber sowie der Starkstrom-Anlagen-Gesellschaft m.b.H. (SAG-Versuchs- und Trainingszentrum Langen bei Frankfurt), die im Auftrag meines Prüfamtes die Horizontallast aufgebracht und die Sicherheit beim Entlasten des Spanngliedes besorgt hat, für die ausgezeichnete Zusammenarbeit.

München, im Dezember 1984

R. Floss



## INHALTSVERZEICHNIS

	Seite	
1	Einleitung und Aufgabenstellung .....	1
1.1	Brückenbauten der Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn ....	1
1.2	Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken .....	2
1.3	Sinntalbrücke Schaippach .....	5
1.3.1	Bauwerk und Abmessungen .....	5
1.3.2	Baugrundverhältnisse .....	6
1.3.3	Versuchsprogramm Unterbausteifigkeit .....	8
2	Versuchsdurchführung und Meßergebnisse .....	10
2.1	Oberblick .....	10
2.2	Eingesetzte Meßsysteme .....	10
2.2.1	Bodendruckmessungen unter den Fundamenten .....	10
2.2.2	Messungen der Setzungen und Setzungsdifferenzen .....	14
2.2.3	Dehnungsmessungen an Bewehrung und Beton .....	15
2.2.4	Bestimmungen der Biegelinie des Pfeilerschaftes und Verschiebungen des Pfeilerkopfes .....	17
2.2.5	Temperaturmessungen .....	19
2.2.6	Meßwerterfassung .....	19
2.3	Lastaufbringung .....	20
2.4	Baufortschritt und Ablauf der Versuche .....	21
2.5	Meßergebnisse .....	24
2.5.1	Bodendruckmessungen .....	24
2.5.2	Messungen der Setzungen und Setzungsdifferenzen .....	26
2.5.3	Dehnungsmessungen an Bewehrung und Beton .....	28
2.5.4	Bestimmung der Biegelinie des Pfeilerschaftes und Verschiebung des Pfeilerkopfes .....	31
2.5.5	Messungen von Temperatureinflüssen .....	33
2.6	Kritische Wertung einiger Meßsysteme .....	35

3	Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse .....	39
3.1	Allgemeines .....	39
3.2	Versuchsauswertung .....	40
3.2.1	Pfeilerkopfverschiebungen und Unterbausteifigkeiten .....	40
3.2.2	Fundamentverschiebungen und Gründungssteifigkeiten .....	47
3.2.3	Pfeilersteifigkeiten .....	50
3.2.4	Ergebnisse der Verschiebungsmessungen .....	52
3.2.5	Dehnungen .....	53
3.2.6	Dynamisches Verhalten .....	53
3.3	Rechnerische Analyse der Versuchsergebnisse .....	55
3.3.1	Boden- und felsmechanische Kenngrößen .....	55
3.3.2	Berechnungsverfahren .....	55
3.3.3	Berechnungsergebnisse .....	56
3.4	Unterbausteifigkeit unter Gebrauchslast .....	60
3.4.1	Allgemeines .....	60
3.4.2	Belastungsgrößen .....	60
3.4.3	Gründungssteifigkeit .....	62
3.4.4	Unterbausteifigkeit .....	62
3.5	Zusammenfassung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse .....	64
4	Erfahrungen und Hinweise für ähnliche Versuchsdurchführungen und Meßaufgaben .....	66
5	Literaturverzeichnis .....	69

## 1 - Einleitung und Aufgabenstellung

### 1.1 Brückenbauten der Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn

Im Rahmen der z. Z. im Bau befindlichen Neubaustrecken (NBS) der Deutschen Bundesbahn (DB) von Hannover nach Würzburg (H/W) und von Mannheim nach Stuttgart (M/S) wird der Bau von 359 Brücken mit einer Gesamtlänge von rd. 37 km erforderlich. Die Brückenbauwerke gliedern sich auf in 139 Eisenbahnbrücken, 68 große Talbrücken und Aufstandungen und 152 Straßenbrücken.

Ein Vergleich der Lastannahmen zwischen Eisenbahn- und Straßenbrücken zeigt, daß bei Eisenbahnbrücken wesentlich höhere Belastungen aus Eigengewicht und Verkehr vorhanden und darüber hinaus die zulässigen Verformungen geringer sind. Dies wirkt sich insbesondere bei hohen Talbrücken gravierend aus.

Bei den Talbrücken der NBS werden sowohl einfeldrige als auch durchlaufende Brückensysteme ausgeführt. In den Abb. 1.1 und 1.2 sind die beiden Systeme mit ihren Varianten zusammengestellt. Der Einfeldträger bietet den Vorteil einer Ausführung mit durchgehend geschweißter Schiene (bei geringer Unterbausteifigkeit ggf. mit Hilfe von Sonderkonstruktionen, z. B. Kriechkopplungen) und einer geringen Empfindlichkeit gegen ungleichmäßige Setzungen. Dabei wird das System a) aus Abb. 1.1 z. Z. bevorzugt ausgeführt.

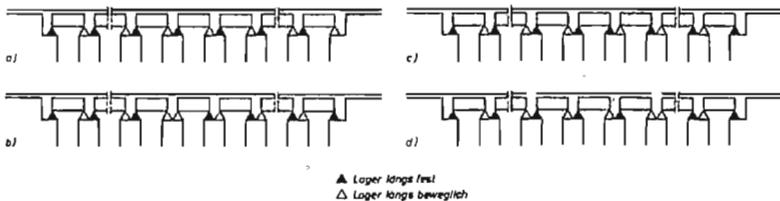


Abb. 1.1: Einfeldrige Brückensysteme nach Schmaus/Gasche (1984) bzw. DS 899/59 der DB

Beim durchlaufenden Brückensystem ist eine Ausführung mit durchgehend geschweißter Schiene nur bei kleinen Bauwerkslängen möglich. Der Regelfall ist die Anordnung von Schienenauszügen. Dieses statisch unbestimmte Brückensystem bietet im Vergleich zu Einfeldträgern systembedingte Tragsicherheitsreserven und kleinere Biegemomente. Dafür aber eine größere Empfindlichkeit gegenüber Setzungsdifferenzen.

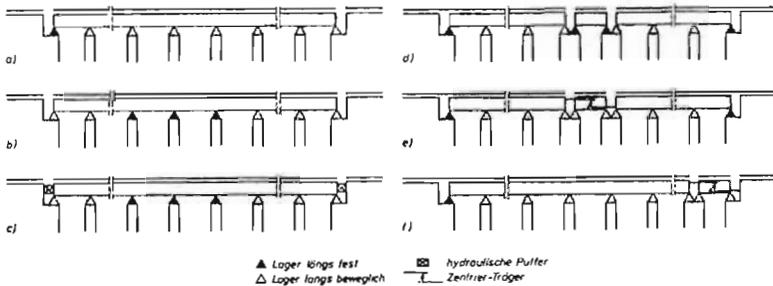


Abb. 1.2: Durchlaufende Brückensysteme (Literatur wie Abb. 1.1)

Die Vor- und Nachteile der einzelnen Varianten sind in DS 899/59 der DB sowie in Schmaus/Gasche (1984) eingehend beschrieben.

## 1.2 Längskraftabtragung bei Eisenbahnbrücken

Die Längskräfte bei Eisenbahnbrücken resultieren aus Temperaturänderungen der Oberbauten sowie aus Brems- und Anfahrlasten. Detaillierte Ausführungen hierzu finden sich in Gerlich/Pahnke (1982).

Durch das Schotterbett sind Schiene und Oberbau gekoppelt, so daß eine Wechselwirkung zwischen Gleis und Brücke vorhanden ist. Diese wirkt sich bei einfeldrigen Brückensystemen mit durchlaufender Schiene stärker aus als bei Durchlaufträgern.

Ein wichtiger Faktor für die Realisierbarkeit der einfeldrigen Brückensysteme (mehrteilige Tragwerke) mit durchgehend geschweißter Schiene ist also die erreichbare Unterbausteifigkeit des Brückensystems, da die Abtragung der Längskräfte aus Brems- und Anfahrlasten sowie Temperatureinflüssen den Ausschlag gibt, inwieweit die Schienenspannungen über den Auflagerpunkten auf ein vorgegebenes Maß begrenzt werden können (Abb. 1.3).

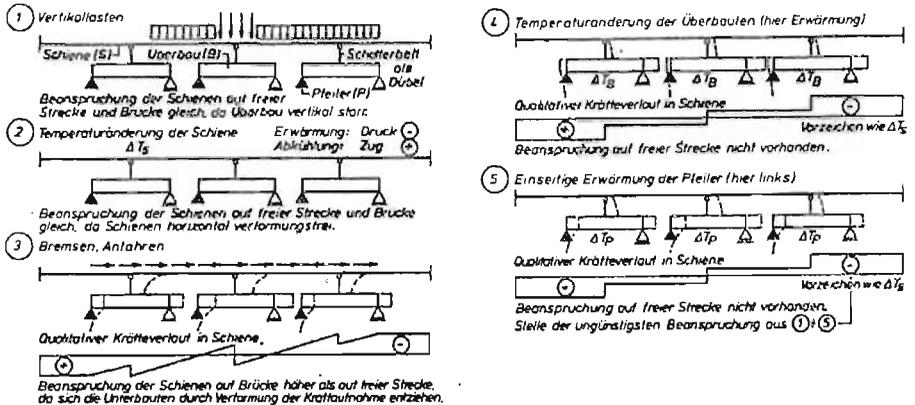


Abb. 1.3: Vereinfachtes Modell zur Erläuterung der Schienenbeanspruchung auf der Brücke aus Schmaus/Gasche (1984)

Aus Abb. 1.3 geht hervor, daß Längsverformungen der Schienen infolge Temperaturänderungen vollständig in Schienennormalspannungen umgesetzt werden, da die durchgehend geschweißten Schienen in Längsrichtung nicht ausweichen können. Diese Beanspruchung ist auf der Brücke und auf der freien Strecke gleich. Die aus Bremsen und Anfahren in die Schiene eingeleiteten Längskräfte ergeben jedoch auf der Brücke eine deutlich höhere Schienenbeanspruchung als auf freier Strecke. Von den Schienen werden die Längskräfte über den Schotter auf den Brückenüberbau und von hier wiederum bei einfeldrigen Systemen direkt über die festen Lager auf die Pfeiler und Gründungen übertragen. Die Ableitung der Längskräfte aus der Schiene in den Unterbau gelingt umso besser, je größer die Unterbausteifigkeit insgesamt ist. Da im Bereich der Brücke die Unterbausteifigkeit in jedem Fall kleiner ist als auf der freien Strecke, steigt hier in der Regel auch die Schienenbeanspruchung durch Normalspannungen. Dies wird überlagert durch Zwängungs-

kräfte in den Schienen infolge Bewegungen der Oberbauten und Pfeiler aus Temperaturänderungen (Öffnen und Schließen der Oberbaufugen). Konstruktive Schienentrennungen (Schienenauszüge) zum Abbau der Beanspruchungen sollen aber auf ein Minimum beschränkt bleiben, da sie sich nachteilig auf die Fahreigenschaften auswirken und unterhaltungsaufwendig sind.

Aus den vorstehenden Ausführungen wird deutlich, daß die Unterbausteifigkeit bestimmte Grenzwerte nicht unterschreiten darf, damit die zulässigen Schienenspannungen eingehalten werden. Je nach Baugrundverhältnissen sind für die Talbrücken der NBS bei Stützweiten von in der Regel 44 m oder 58 m einfeldrige Brückensysteme bei Pfeilerhöhen zwischen 20 m und 40 m noch ausführbar. Bei durchlaufenden Brückensystemen sind an den beweglichen Oberbauenden immer Schienenauszüge erforderlich.

Aus Abb. 1.4 ergeben sich in allgemeiner Darstellung die Verformungsanteile, die die Auslenkung des Pfeilerkopfes bestimmen. Die Unterbausteifigkeit  $k = H/u$  setzt sich zusammen aus der Pfeilersteifigkeit  $k_p = H/u_p$  und der Gründungssteifigkeit  $k_G = H/(u_\varphi + u_h)$ .

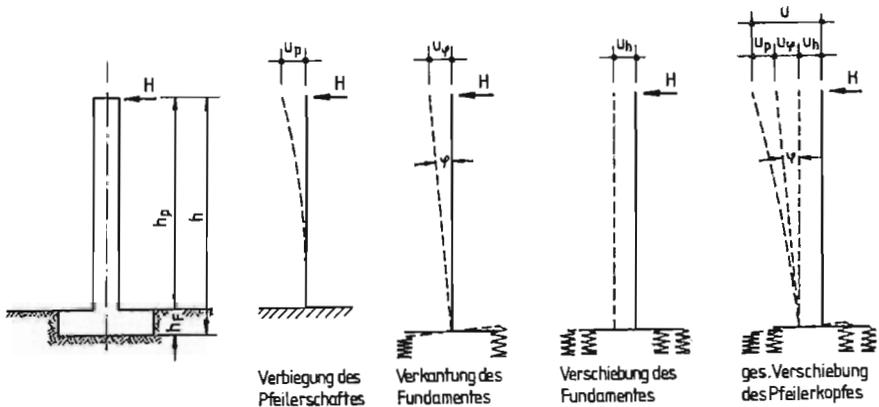


Abb. 1.4: Anteile der Verschiebung eines Pfeilerkopfes in Brückenlängsrichtung

### 1.3 Sinntalbrücke Schaippach

#### 1.3.1 Bauwerk und Abmessungen

Als eines der ersten Bauwerke mit einfeldrigem Brückensystem kam im Abschnitt Hannover - Würzburg Süd der NBS die Sinntalbrücke Schaippach zur Ausführung. Die Brücke besteht aus 10 Feldern und weist eine Länge von ca. 442 m auf. Die Länge der Überbauten der Brückenfelder beträgt 8 x 42,50 m, 1 x 51,50 m und 1 x 30,80 m. Die Schienenoberkante liegt im Brückenbereich ca. 23 m über Gelände. Der Brückenüberbau ist als einzelliger Spannbeton-Hohlkasten in einer Breite von 14,30 m ausgebildet (Abb. 1.5).

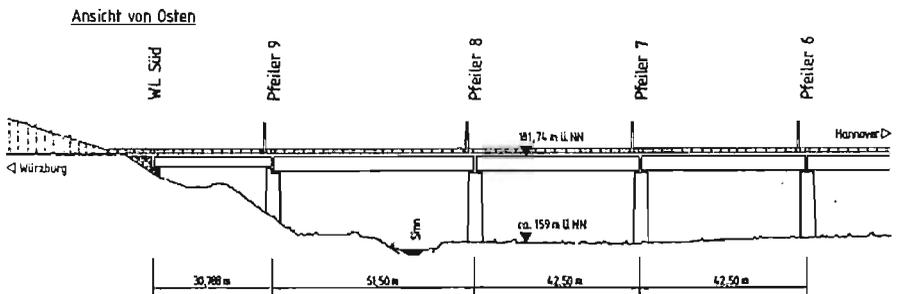


Abb. 1.5: Teilansicht der Sinntalbrücke Schaippach

Die Herstellung des Oberbaues wurde im sog. Taktschiebverfahren ausgeführt. Dabei wurden die Einzelüberbauten hinter dem nördlichen Widerlager auf einem Taktkeller betoniert, zentrisch vorgespannt und in Richtung zukünftiger Lage vorgeschoben. Während des Einschleibevorgangs sind die einzelnen Überbauten an ihren Stoßstellen so zusammengespant, daß sie zunächst als durchgehender Träger wirken. Liegen die Überbauten in ihrer endgültigen Lage, werden sie voneinander getrennt und als einzelne Balken auf zwei Stützpfeiler gelagert. Erst dann kann die restliche Vorspannbewehrung in die jeweiligen Überbauten eingezogen und die endgültige Vorspannung der Betonteile aufgebracht werden.

Die Gründung der Pfeiler wurde als Flachgründung mit einer Fundamentbreite von 8,5 m und einer Länge (parallel zur Brückenachse) von rd. 14 bis 15 m ausgeführt.

### 1.3.2 Baugrundverhältnisse

Im Brückenbereich stehen quartäre Talauesedimente in einer Mächtigkeit zwischen rd. 4,5 und 6,0 m über Schichten des Unteren Buntsandsteins an. Der Grundwasserspiegel ist im engeren Talbereich etwa 1 bis 2 m unter der Geländeoberfläche in den Talsanden und -kiesen vorhanden. Bei Hochwasserführung der Sinn kommt es zur Überflutung der Talauie, so daß die Fundamente der Brückenpfeiler zeitweise vollständig im Grundwasser liegen.

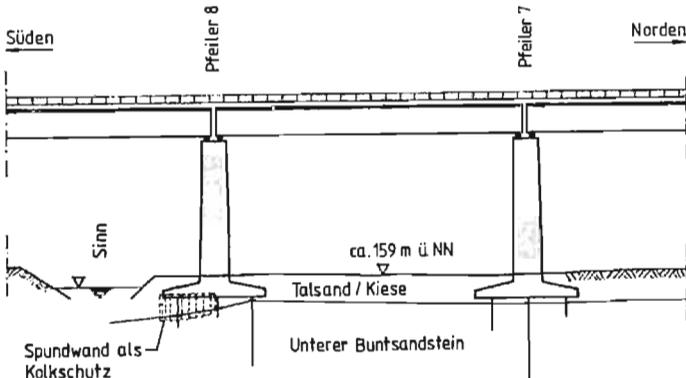


Abb. 1.6: Schematischer Untergrundaufbau im Bereich der Versuchspfeiler

Bei den Talauesedimenten handelt es sich vorwiegend um mitteldicht bis dicht gelagerte Talsande und Talkiese, die bereichsweise von einer örtlich bis 2 m mächtigen Auelehmschicht überdeckt sein können. Unter den Pfeilerfundamenten weisen die Talsande und -kiese im Versuchsbereich (Abschn. 1.3.3) bei Pfeiler 7 eine Mächtigkeit von ca. 0,3 - 1,5 m und bei Pfeiler 8 von ca. 0,3 - 2,7 m (hier in Richtung Sinn mit zunehmender Mächtigkeit) auf (Abb. 1.6). Im Bereich von Pfeiler 7 und teilweise auch beim Pfeiler 8 wurden die Talsande unmittelbar unter den Fundamenten durch eine hochverdichtete Kiesschicht ersetzt. Der darunter anstehende Untere Buntsandstein gehört zur Salmünster-Folge. Dabei handelt es sich

um eine in diesem Gebiet bis ca. 50 m mächtige Abfolge dünn- bis mittelbankiger (Schichtstärken von etwa 0,2 - 0,6 m) Sandsteine mit Tonsteineinlagerungen, die Mächtigkeiten von wenigen cm bis mehrere dm, in seltenen Fällen auch Mächtigkeiten von 1 m erreichen. Die Sandsteine sind fein- bis mittelkörnig ausgebildet und überwiegend tonig-limonitisch, untergeordnet auch quarzitisch gebunden. Die Bänke sind im allgemeinen hart, jedoch kommen auch mürbe, stark glimmerhaltige, dünnplattige Zwischenlagen vor (Bericht 1978).

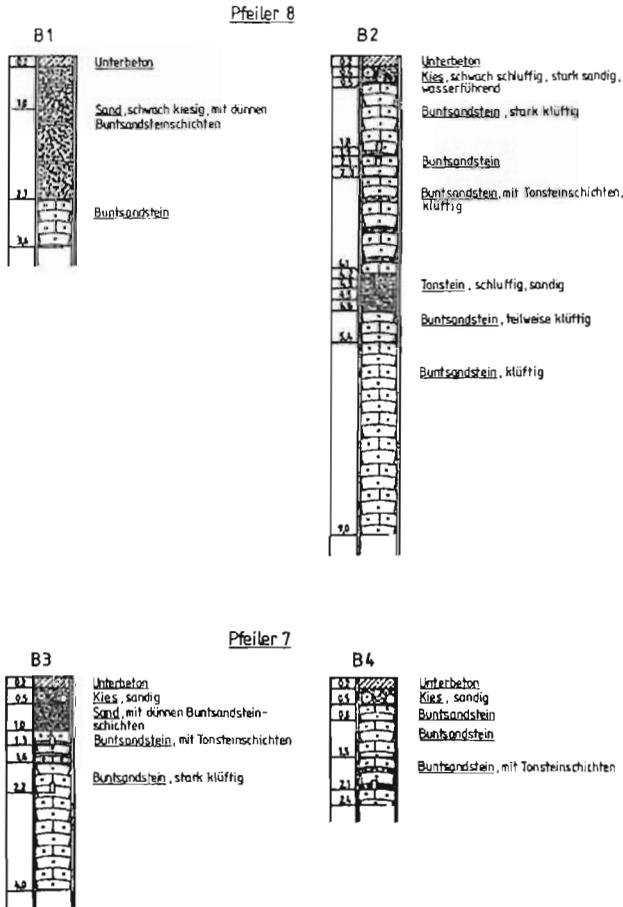


Abb. 1.7: Bohrprofile der Exentsometerbohrungen unter den Fundamenten der Versuchspfeiler

Bei den zur Beurteilung der Setzungen der Fundamente bzw. des Untergrunds (Abschnitt 2.2.2 und 3.2.2) abgeteufte Bohrungen (Abb. 1.7) für den Einbau von Stangenextensometern wurden ab Tiefen von 5 m Klüfte mit artesisch gespanntem Grundwasser erbohrt.

### 1.3.3 Versuchsprogramm Unterbausteifigkeit

Um die der statischen Berechnung zugrunde gelegten Unterbausteifigkeiten überprüfen und Rückschlüsse auf künftige zur Ausführung kommende Talbrücken der Neubaustrecke ziehen zu können, wurden durch die Deutsche Bundesbahn, BZA München, begleitende Messungen beim Bau der Sinntalbrücke Schaijpach veranlaßt.

Das seinerzeit vorgesehene Versuchsprogramm ist nachfolgend aufgeführt:

a) Phase 1 (1982):

Ermittlung der Pfeiler- und Gründungssteifigkeit der Pfeiler 7 und 8 durch gegenseitiges Verspannen der Pfeilerköpfe ohne Belastung aus dem Oberbau.

Belastungsart: statische Horizontalbelastung des Pfeilerkopfes (statischer Versuch) und dynamische Ausschwingvorgänge des Pfeilers nach schlagartigem Lösen der Vorspannung (dynamischer Versuch).

b) Phase 2 (1983):

Wie Phase 1, nur unter einer zusätzlichen Vertikalbelastung aus dem Oberbau (reibungarme Lagerung). Dabei soll die Horizontallast am Pfeilerkopf in der Größe der möglichen Belastung von ca. 1 MN aufgebracht werden. Zusätzlich zur Belastungsart der Phase 1 soll eine dynamische Belastung gemäß DS 899/59 der DB (s. a. Abb. 3.13) nachgefahren werden.

c) Phase 3 (ca. 1987):

Ermittlung der "wirklichen" Pfeiler- und Gründungssteifigkeit durch Bremsversuche auf dem Brückenüberbau.

Im Rahmen der Versuche der Phase 1 war das Prüfamf für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der TU München mit dem Einbau der Meßgeräte, der Durchführung der Versuche und der Aufbereitung der Meßdaten (Abschn. 2) beauftragt, während Auswertung und Interpretation (Abschn. 3) vom BZA München selbst vorgenommen wurde.

Aufgrund der Ergebnisse der Versuche und Erfahrungen von Phase 1 wurde aus Kostengründen auf die Versuche der Phase 2 verzichtet.

In den folgenden Abschnitten wird über die Durchführung der Versuche der Phase 1, über meßtechnische Besonderheiten sowie über Versuchsergebnisse berichtet und abschließend werden aufgrund der dabei gemachten Erfahrungen Empfehlungen für ähnliche Versuchsdurchführungen und Meßaufgaben abgeleitet.

## 2 - Versuchsdurchführung und Meßergebnisse

### 2.1 Überblick

Bei dem in Phase 1 (Abschn. 1.3.3) vorgesehenen Programm sollten die Steifigkeiten in Brückenlängsrichtung getrennt nach

- Steifigkeit der Pfeilerschäfte gegen Verbiegung aus Horizontallasten in Höhe der Pfeilerköpfe und
- Steifigkeit der Gründungen gegen Verkanten der Fundamente infolge Nachgiebigkeit des Bodens (Setzungen)

durch Versuche bestimmt werden.

Für die Versuchsdurchführung wurden die Pfeiler 7 und 8 mit Pfeilerhöhen von rd. 18,4 m bzw. 18,2 m über OK Fundament ausgewählt. Weitere Angaben zur Bauwerksgeometrie sind in Abb. 1.5 und Abb. 2.4 eingetragen.

Die Horizontalkräfte in Brückenlängsrichtung sollten durch gegenseitiges Verspannen mit Hilfe eines Spanngliedes am Pfeilerkopf der beiden Pfeiler 7 und 8 vor dem Auffahren des Überbaus erzeugt werden.

Die zulässige Größe der Kraft - ein ganz entscheidender Gesichtspunkt bei der Planung von Versuchsdurchführung und Messung - wurde letztlich durch die Forderung der DB, im Beton keinen Zustand II zu erzeugen, auf 350 kN begrenzt.

Die Horizontalkraft sollte einerseits in Stufen ansteigend langsam aufgebracht werden (statischer Versuch), andererseits war eine schlagartige Belastungsänderung durch plötzliches Lösen der Vorspannung herbeizuführen (sog. dynamischer Versuch).

Im einzelnen wurden durch das BZA folgende Messungen vorgeschlagen (Abb. 2.1):

- optische Messung der horizontalen Pfeilerkopfauslenkungen aus der Nulllage
- Dehnungsmessung der Betonstähle am Fuß der Pfeilerschäfte
- Messungen der Setzungen und Verkantungen der Fundamente
- Bodendruckmessungen unter den Fundamenten.

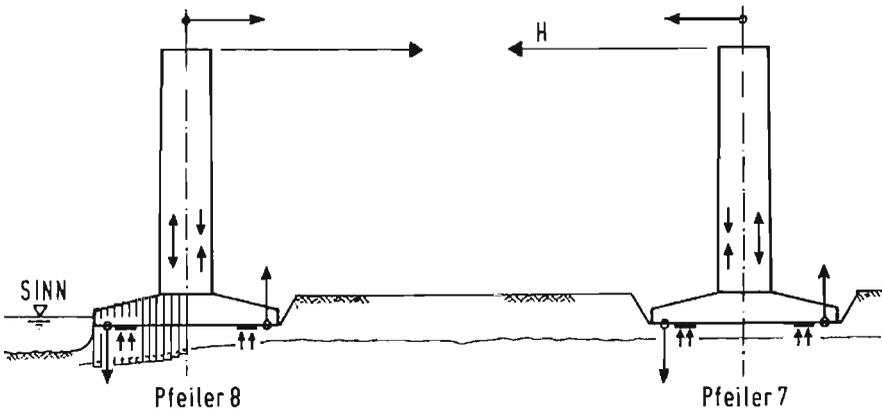


Abb. 2.1: Darstellung der zu erfassenden Meßgrößen am Pfeiler (schematisch)

## 2.2 Eingesetzte Meßsysteme

Nach mehreren Vorgesprächen und einer Ortsbesichtigung wurden die im folgenden beschriebenen Meßsysteme ausgewählt und zum jeweils geeigneten Zeitpunkt der Bauausführung eingebaut.

### 2.2.1 Bodendruckmessungen unter den Fundamenten

Zur Messung der Drücke in der Sohlfuge der Pfeiler 7 und 8 wurden zwei voneinander unabhängige Meßsysteme vorgesehen:

- Messung der statischen Drücke mit pneumatischen Druckaufnehmern  
(12 Druckkissen des Typs E 20/30 KF 20 sowie Umschalt-Meßanlage, Fa. Glötzl)

Diese Aufnehmer arbeiten mit einer sog. selbsttätigen Kompensationsmethode. Hierbei wirkt ein in der Zuleitung aufgebauter pneumatischer Staudruck auf das mit der gesuchten Spannung belastete Überdruckventil des Gebers. Der zu messende Staudruck kann nur bis zur Größe der gesuchten Spannung anwachsen.

- Messung der schnell veränderlichen Drücke bei dynamischer Beanspruchung durch DMS-Druckdosen  
(16 Erddruckgeber vom Typ DMD 3, Fa. Meßdata)

Bei diesen Druckaufnehmern wird die senkrecht auf den Dosendeckel wirkende gesuchte Spannung über Dehnungsmeßstreifen (Vollbrücke, 120 Ohm) in ein kalibrierfähiges elektrisches Signal umgewandelt.

Die Überprüfung und Kalibrierung, der Anschluß der Druckschläuche bzw. Kabel sowie auch der Einbau aller Druckaufnehmer wurden durch die Deutsche Bundesbahn, Versuchsanstalt München, Abteilung für Brennkrafttechnik bzw. Erdbaulabor in Zusammenarbeit mit dem Prüfanst der TU München vorgenommen.

Die lagemaßige Anordnung der Dosen geht aus Abb. 2.2 hervor.

Bis zur Fertigstellung der Pfeilerschäfte wurde für den Winter 1981/82 als Meßzentrale für die Druckmeßdosen eine stabile Bauhütte bereitgestellt. Die Kabel wurden in ca. 1,0 m tiefen Gräben, geschützt durch PVC-Rohre  $\varnothing$  100 und 150 mm, verlegt. Später wurde die Meßzentrale fest im Schaft der Meßpfeiler untergebracht.

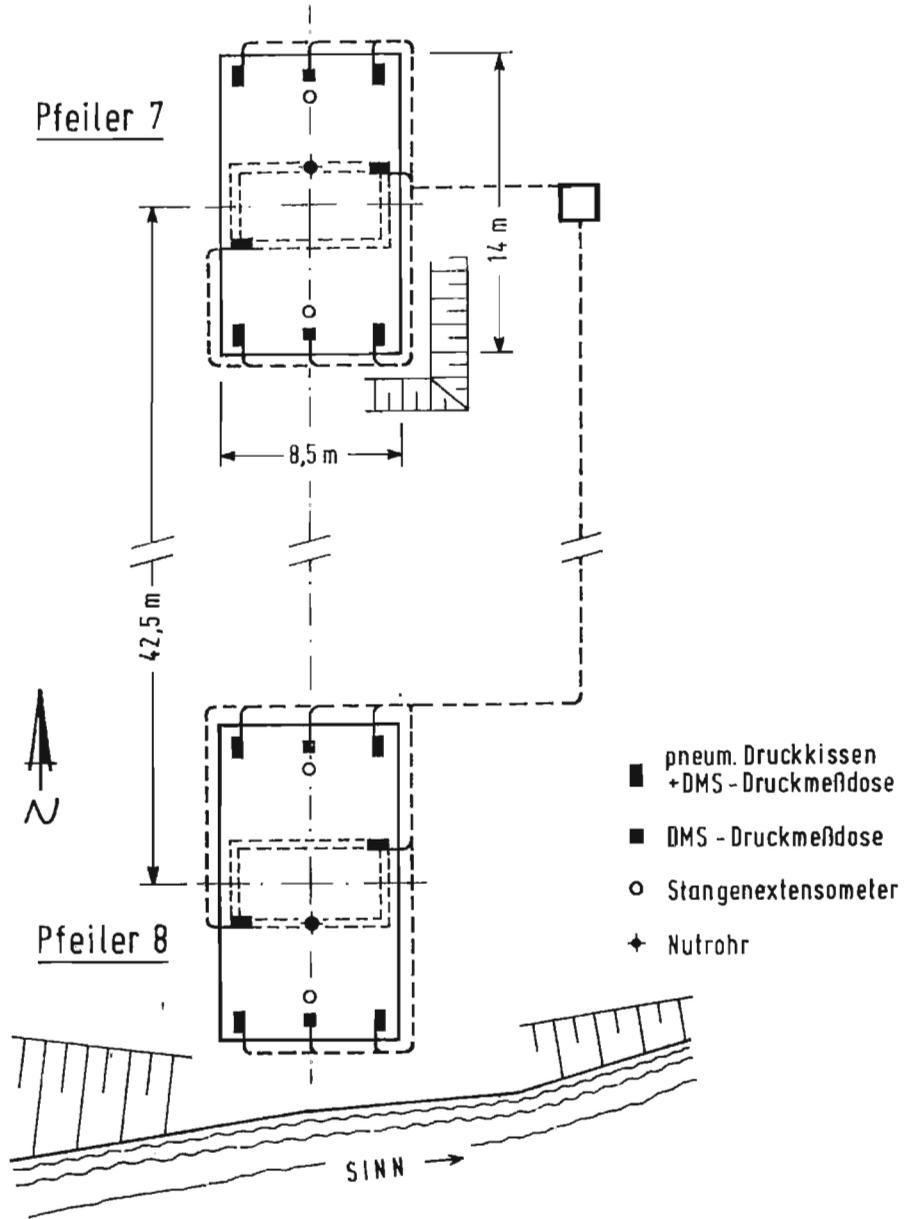


Abb. 2.2: Anordnung der Druckmeßdosen und Extensometer

### 2.2.2 Messungen der Setzungen und Setzungsdifferenzen

Um die Setzungsanteile aus Fundament- und Pfeilereigengewicht zu bestimmen, wurden die Setzungen der Pfeilerbauwerke auch während des Bauvorgangs geodätisch eingemessen. Zu diesem Zweck waren an den 4 Fundamentecken beider Pfeiler Meßpunkte für Präzisionsnivelements installiert. Diese bis knapp über die Fundamentoberkante reichenden Meßbolzen waren über eine Stange auf einer Fußplatte in der Sauberkeitsschicht verankert.

Die geodätische Einmessung erfolgte vor und nach den Betoniervorgängen sowie während der Versuche mit einem Nivelliergerät (NAK 2, Fa. Wild) mit Planplattenmikrometer-Vorsatz.

Zur Beurteilung der Setzungen der Fundamente bzw. des Untergrundes wurden außerdem in jedes Fundament 2 Stangenextensometer (Rex, Fa. Interfels) eingebaut. Die ursprüngliche Absicht, jeweils einen Meßpunkt je Fundament mit einem 2fach-Meßpegel zu bestücken, bei dem ein Meßelement zur Bestimmung der Absolutsetzungen in den von den Bauwerksspannungen unbeeinflussten tieferen Felsschichten verankert werden sollte, konnte nicht verwirklicht werden. Bei allen Bohrungen in Tiefen über 5 m wurden Klüfte erbohrt, in denen artesisch gespanntes Grundwasser angetroffen wurde. Zur Sicherung der Pfeilergründung wurden in diesen Fällen Tonabdichtungen bis oberhalb der klüftigen Bereiche hergestellt und der Extensometeranker erst darüber einbetoniert. Die erreichten Extensometerlängen sind in Abb. 3.6 eingetragen.

Da diese Meßpegel erst nach Fertigstellung der Fundamente eingebaut werden konnten, waren Aussparungen  $\varnothing$  200 mm vorgesehen (Abb. 2.2). Durch diese Aussparungen konnten später die Bohrungen zum Einbau der Meßpegel abgeteuft werden, nachdem das Bohrgerät mit Hilfe des Krans in die entsprechende Position gebracht worden war.

Die auf den Fundamenten aufbetonierten Extensometerköpfe wurden für die Zeit der Versuchsdurchführung mit kontinuierlich registrierenden elektrischen Wegaufnehmern bestückt. Gemessen wurde also die Bewegung des Fundamentes gegenüber dem in einer bestimmten Tiefe verankerten und nach oben hin reibungsarm herausgeführten Gestänge.

### 2.2.3 Dehnungsmessungen an Bewehrung und Beton

Zur Bestimmung des maximalen Biegemoments sollten die Dehnungen am Fuß der Pfeilerschäfte gemessen werden. Hierzu wurden je Pfeiler 5 mit Dehnmeßstreifen bestückte Deformationsaufnehmer (B 500, Fa. Losinger) an die Bewehrungsstäbe im Anfangsschuß des Pfeilerschaftes appliziert, da dort keine Stöße in der aufgehenden Bewehrung vorhanden sind. Erfahrungen mit Aufnehmern dieser Art lagen der DB bereits aus anderen Meßprogrammen vor. Die Aufnehmer wurden jeweils zwischen 2 Stäben der Außenbewehrung (Hautlage) angebracht und in dieser Lage einbetoniert.

Zusätzlich wurden 3 Meßarmierungen von je 4 m Länge (MA 16/4000, Fa. Losinger) in den unteren Teil des Pfeilerschaftes einbetoniert, um Größe und Verlauf der Beanspruchung über einen größeren Bereich erfassen zu können.

Die Anbringung der Aufnehmer, die Verkabelung und die Funktionsprüfung erfolgten durch das Prüfamt in Zusammenarbeit mit der Herstellerfirma. Die Anordnung der Aufnehmer ist in Abb. 2.3 dargestellt.

Da angenommen wurde, daß die an Bewehrungsstählen gemessenen Dehnungen schwierig zu interpretieren sind (unterschiedliche Randbedingungen, große Streubreite), wurde empfohlen, durch elektrische Setzdehnungsgeber (D 1, System Hottinger) ergänzend die Betondehnungen zu messen. Dazu wurden die Geber außen an der Pfeilerwand an vorbereiteten Meßpunkten fixiert. Diese Aufnehmer korrespondierten lagemäßig mit den einbetonierten Aufnehmern.

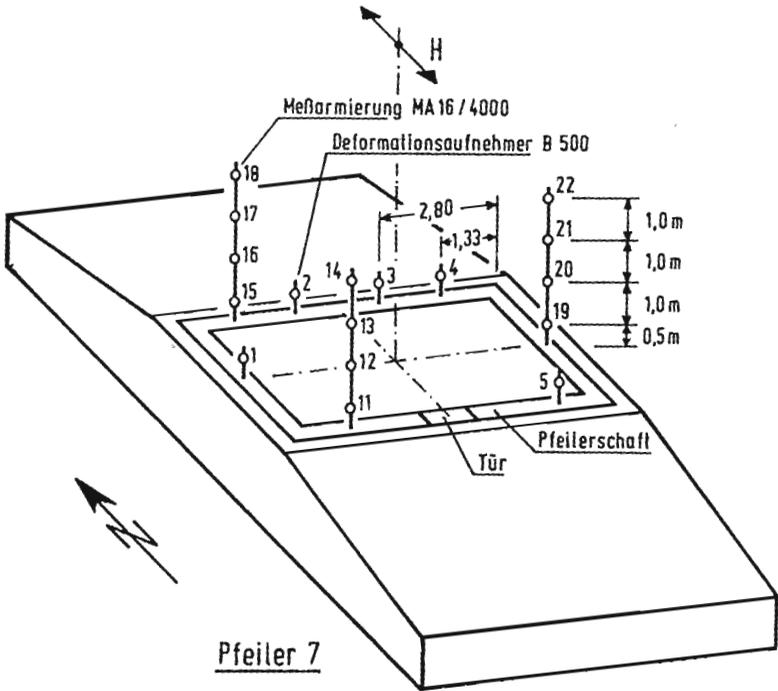


Abb. 2.3: Lage der einbetonierten Dehnungsgeber

#### 2.2.4 Bestimmung der Biegelinie des Pfeilerschaftes und Verschiebung des Pfeilerkopfes

Die Messung der Biegelinie der Pfeiler bei Anbringung einer Horizontalkraft am Pfeilerkopf erfolgte durch ein Neigungsmeßgerät (Slope Indicator, Fa. SINCO). Das Gerät wird in einem in die Pfeilerwand einbetonierten Nutrohr geführt und gestattet die Messung der Neigung an beliebigen Punkten in zwei zueinander senkrechten Richtungen.

Das Nutrohr wurde bis zur Fundamentunterkante geführt, so daß der Fußpunkt als möglichst unbeeinflusster Bezugspunkt für die Messungen zur Verfügung stand (Abb. 2.4).

Bei diesem Neigungsmeßgerät wird ein Drehspulsystem, an dessen Zeiger eine Masse befestigt ist, je nach Neigungswinkel ausgelenkt. Ein elektronischer Regelkreis erzeugt ein Rückführsignal, das den Zeiger in der Nulllage festhält und dessen Größe ein Maß für den Neigungswinkel ist.

Unabhängig von der Bestimmung der Biegelinie wurde die Verschiebung des Pfeilerkopfes am Pfeiler 8 mit einem elektronisch-optischen Bewegungmeßsystem (OCULUS Typ OCL 2, Fa. JENZER) gemessen. Hierbei wird ein ruhender, richtungsstabiler He-Ne-Laserstrahl auf einen am Pfeilerkopf montierten und dessen Bewegungen mit vollziehenden Empfänger gerichtet (Abb. 2.4).

Der Laserstrahl wird mit Hilfe eines Theodolitfernrohres auf die Mattscheibe des Empfängers zentriert und fokussiert. Der auftreffende Lichtfleck wird durch eine Optik verkleinert auf eine 4-Quadranten-Silizium-Photodiode (Fläche 24 x 24 mm) abgebildet, die positionsabhängige Teilströme liefert. Die dem Empfänger nachgeschaltete Elektronik berechnet hieraus die 2 Verschiebungskoordinaten.

Als weitere Vergleichsmessung wurde die Verschiebung des Pfeilerkopfes im Vergleich zu einem in Brückenlängsrichtung 8 m entfernt stehenden Hilfspfeiler herangezogen. Die Verschiebung zwischen einem auf dem Hilfspfeiler unverschieblich, auf dem Meßpfeiler hingegen verschieblich gelagerten Stahlträger und dem Meßpfeiler wurde mit einer Wegmeßuhr (1/100 mm Skalenteilung) ermittelt.

Die eingebauten Meßsysteme (ausgenommen der Druckmeßdosen) sind schematisch auf Abb. 2.4 dargestellt.

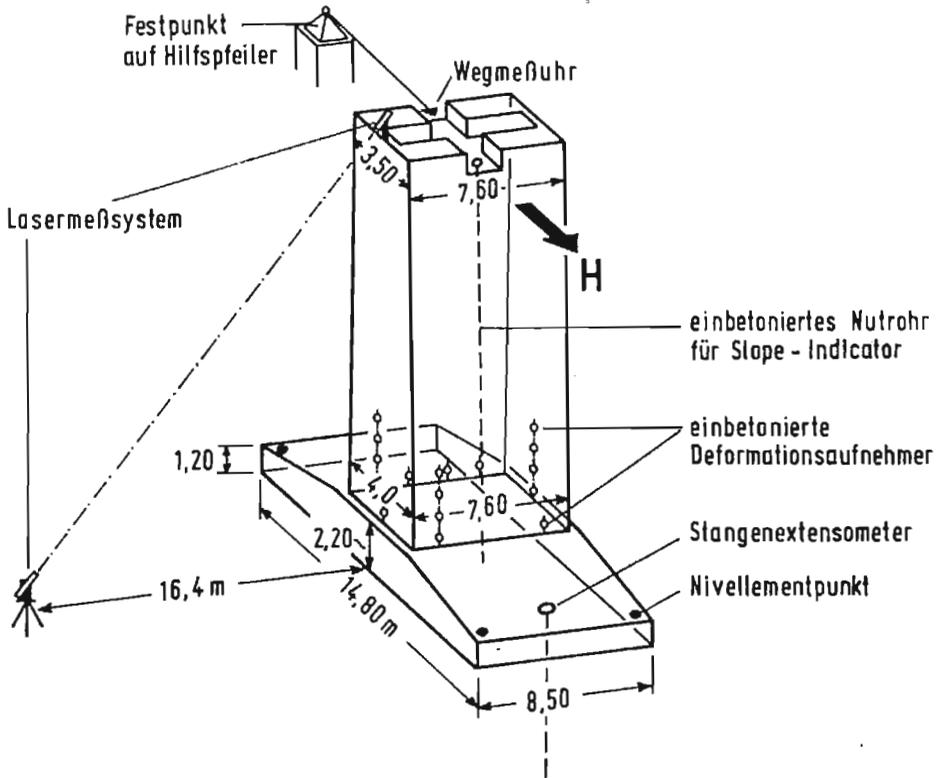


Abb. 2.4: Schematische Darstellung der Meßsysteme

### 2.2.5 Temperaturmessungen

Angesichts der jahreszeitlich zu erwartenden größeren Temperaturschwankungen wurden 2 Temperatur- und Luftfeuchtigkeitsschreiber jeweils im Inneren und außen auf dem Pfeilerkopf aufgestellt. In der 2. Hauptversuchsphase wurden zusätzlich 6 Thermoelemente (Pt 100, Fa. Philips) für die 4 Wände des Pfeilerschaftes sowie die Lufttemperatur innen und außen installiert und kontinuierlich abgefragt.

### 2.2.6 Meßwernerfassung

Bei den statischen Versuchen wurde die Meßwernerfassung für die DMS-Druckmeßdosen, die Dehnungsgeber im Pfeilerschaft, die Wegaufnehmer der Extensometer und für die Thermoelemente wie folgt durchgeführt:

Die Kabel der verschiedenen Aufnehmerarten wurden zunächst im Inneren der Pfeilerschäfte zusammengeführt und an Verteilertabletts (VT 10, Fa. Hottinger) angeschlossen.

Bei den statischen Versuchen kam eine automatische Meßstellen-Umschaltanlage (UPH 3200, Fa. Hottinger) zum Einsatz, die durch einen Tischrechner (HP 85 H, 16 K Speichererweiterung, GP-IO Steuerinterface, BCD-Interface) gesteuert wurde. Alle Meßstellen wurden innerhalb eines Zyklus von 60 sec abgefragt. Die Daten wurden auf Magnetbandkassetten gespeichert. Die grafische Darstellung erfolgte auf einem Plotter (HP 7225 A).

Die Meßwerte der pneumatischen Druckkissen und des Nivellements wurden von Hand aufgezeichnet.

Das Laserstrahl-Meßsystem verfügte über eine eigene Meßwertregistrierung in Form eines kontinuierlichen Schriebes.

Bei den Versuchen mit schlagartiger Entlastung wurde eine unabhängige Meßwernerfassung mit folgenden Gerätekomponenten eingesetzt:

Ein Umformer und Signalwandler (16-Kanal-Trägerfrequenz-Meßverstärker), ein rechnergesteuertes Meßwertersfassungssystem (B+S, Multidata II) sowie ein Tischrechner (CBM 8032) mit den Peripheriegeräten Matrixdrucker (CBM 4022) und Doppelfloppy (CBM 8050). Bei einer Amplitudenauflösung von 12 Bit wird eine Speichertiefe von ca. 15 000 Werten erreicht. Die Abtastrate im Mehrkanalbetrieb beträgt 6 kHz.

Ein Großteil der Auswertung der Versuchsergebnisse wurde mit denselben Recheneinheiten vorgenommen.

### 2.3 Lastaufbringung

Die Aufbringung der horizontalen Last am Pfeilerkopf mit anschließender schlagartiger Entlastung wurde einem Subunternehmer (Starkstrom-Anlagen-Gesellschaft, Versuchs- und Trainingszentrum Langen) übertragen.

Abb. 2.5 zeigt schematisch den Aufbau zur Aufbringung der Horizontallast am Pfeilerkopf.

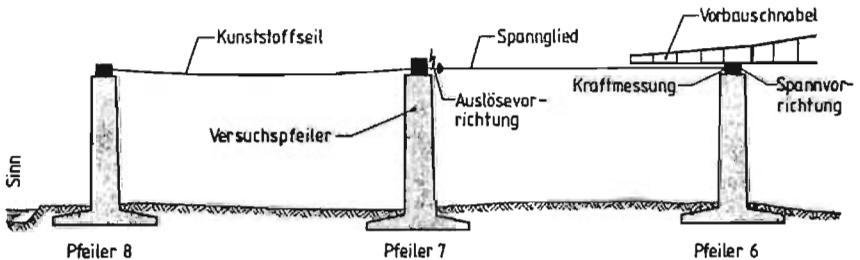


Abb. 2.5: Prinzip der Lastaufbringung

Ein aus 16 Einzelspanndrähten (je  $\varnothing$  7 mm) aufgebautes Spannsteelglied wurde mit einer Auslösestelle am Meßpfeiler befestigt und von einem Nachbarpfeiler aus verspannt. Das Spannglied war bis zu einer Nennkraft von 566 kN ausgelegt und zugelassen.

Die Kraft wurde mit einer hydraulischen Spannvorrichtung erzeugt und über eine Kraftmeßdose kontrolliert. Das Spannglied wurde beim Herausziehen des Durchhanges und längerem Halten einer Laststufe mechanisch gekontert.

Bei den Versuchen zur Messung des Ausschlagverhaltens des Versuchspfeilers mußte das Spannglied auf dem Meßpfeiler unter Last schlagartig getrennt werden. Dazu wurde zwischen dem Befestigungsanker und den einzelnen Spanndrähten eine Sollbruchstelle eingebaut. Ein für die statische Last gerade noch ausgelegter Aluminium-Bolzen wurde durch eine gekapselte Schußanlage angeschossen und sein wirksamer Querschnitt dadurch soweit geschwächt, daß er selbständig riß. Zum Aufbringen der statischen Last und für den Fall einer Fehlauflösung war die Sollbruchstelle mit 2 Bolzen gesichert. Das bei diesem Versuch freiwerdende Spannglied wurde von 2 Kunststoffseilen ( $\varnothing$  30 mm), die auf dem anderen benachbarten Pfeiler bzw. auf einem Hilfsfundament befestigt waren, abgefangen.

Die Belastung wurde in der Regel in mehreren Schritten bis zum Erreichen der für die Versuche zugelassenen Maximallast von 350 kN gesteigert. Insgesamt wurden an den 2 Versuchspfeilern 22 Belastungsversuche vorgenommen, davon 12 Versuche mit schlagartiger Entlastung.

#### 2.4 Baufortschritt und Ablauf der Versuche

Die Pfeilerschäfte wurden jeweils in einem Anfangsschuß (ca. 0,8 m) und daran anschließend in 5 weiteren Abschnitten (ca. 3,1 m) an folgenden Terminen betoniert:

Betonierabschnitt	Pfeiler 7	Pfeiler 8
Anfangsschuß	10.03.82	05.05.82
1. Abschnitt	30.03.82	17.05.82
2. Abschnitt	06.04.82	26.05.82
3. Abschnitt	16.04.82	01.06.82
4. Abschnitt	21.04.82	07.06.82
5. Abschnitt	27.04.82	14.06.82

Das Auffahren des Oberbaus erfolgte mit z. T. nur 4wöchigem Abstand schneller als ursprünglich erwartet.

Nachdem so für die Versuche am Pfeiler 7 anstelle der ursprünglich geplanten 3 Wochen nur noch 5 Arbeitstage verblieben, standen sämtliche Vorbereitungsarbeiten unter erheblichem Zeitdruck.

Erschwerend kamen die Bautätigkeiten am noch unfertigen Pfeiler 8 sowie abschließende Arbeiten im Schaft des Pfeilers 7 hinzu, die insbesondere eine rechtzeitige Installation der Meßzentrale sowie Anschluß und Verkabelung aller Meßaufnehmer verhinderten. Dies wirkte sich besonders in der Anfangsphase der Versuche aus.

Am 1. Versuchstag (23.06.82) wurde ein statischer Vorversuch bis zu einer maximalen Horizontalkraft von 100 kN durchgeführt, um die Funktionsfähigkeit der Meßeinrichtungen zu überprüfen und einen Eindruck von der Reaktion des Bauwerkes zu erhalten. Es zeigte sich bei fast allen Meßstellen, daß sich die Meßwerte nur in einer sehr kleinen Größenordnung bewegten, ihre Erfassung konnte teilweise noch etwas verbessert werden.

Tabelle 2.1 zeigt einen Gesamtüberblick über die einzelnen Versuchsphasen und Belastungsstufen.

Datum	Uhrzeit *)	Laststufen (kN)	Belastungsart	
			statisch	dynamisch
<u>Vorversuchsphase (Pfeiler 7)</u>				
23.06.		0-100 (in 10 kN-Schritten) 100-0	X	
24.06.	12:55-15:15	0-50-100-170-0	X	
	16:04-17:24	0-250-350-0	X	
25.06.	15:42-16:40	0-50-100-170- 250-350-200-0	X	
	18:45	0-350-0		X
<u>1. Hauptversuchsphase (Pfeiler 7)</u>				
28.06.	16:10-16:45	0-170-350-0	X	
	16:55-17:40	0-170-350-0	X	
	18:18	0-350-0		X
	19:47	0-350-0		X
29.06.	9:59	0-350-0		X
	11:33	0-350-0		X
	13:18	0-350-0		X
08.07- -12.07.	ganztätig	nur Temperatureinfluß	X	
<u>2. Hauptversuchsphase (Pfeiler 8)</u>				
12.07.	14:20-15:46	0-50-100-150-200- 250-300-350-0	X	
	16:00-17:23	0-50-100-150-200- 250-300-350-0	X	
13.07.	5:30- 6:40	0-50-100-150-200- 250-300-350-0	X	
	6:40- 7:30	0-100-200-300-350-0	X	
	11:50	0-350-0		X
	14:20	0-350-0		X
	26:05	0-350-0		X
	16:50	0-350-0		X
14.07.	9:55	0-50-100-150-200- 250-300-350-0		X
	11:20	0-350-0		X

\*) bei den "dynamischen Versuchen" wurde die Last statisch aufgebracht und schlagartig entlastet (angegebene Uhrzeit)

Tab. 2.1: Gesamtüberblick über die Versuchsphasen

Nach dem letzten Versuch wurde die Belastungseinrichtung abgebaut. Folgende Meßeinrichtungen verblieben in den Pfeilerbauwerken:

- Druckmeßdosen (incl. Leitungszuführung zur Meßzentrale Pfeiler 7)
- Höhenbolzen für Nivellement
- Extensometer
- Deformationsgeber und Meßbewehrung
- Nutrohre für Neigungsmessung.

## 2.5 Meßergebnisse

### 2.5.1 Bodendruckmessungen

Eine erhebliche Streuung der Ausgangswerte unter statischer Belastung aus Eigengewicht war angesichts der Untergrund- bzw. Gründungsverhältnisse zu erwarten. Die Meßwerte der pneumatischen Druckkissen lagen zwischen  $100 \text{ kN/m}^2$  bis  $300 \text{ kN/m}^2$ , wobei die höheren Absolutdrücke im Randbereich unterhalb des Pfeilerschafts gemessen wurden. Die Änderung der Meßwerte während der Belastungsversuche betrug bis zu  $14 \text{ kN/m}^2$ . Zum Vergleich dazu wurden bei den DMS-Druckmeßdosen bis zu  $23 \text{ kN/m}^2$  gemessen. Abb. 2.6 zeigt z. B. die Entwicklung der Druckänderungen während eines Belastungsversuches am Pfeiler 8. In Abb. 2.7 ist für beide Meßsysteme ein Vergleich mit der theoretischen Spannungsänderung bei Annahme linearer Spannungsverteilung dargestellt.

Das Ausschwingen des Pfeilers nach schlagartiger Entlastung konnte mit den DMS-Druckmeßdosen auch in der Sohlfuge noch schwach gemessen werden.

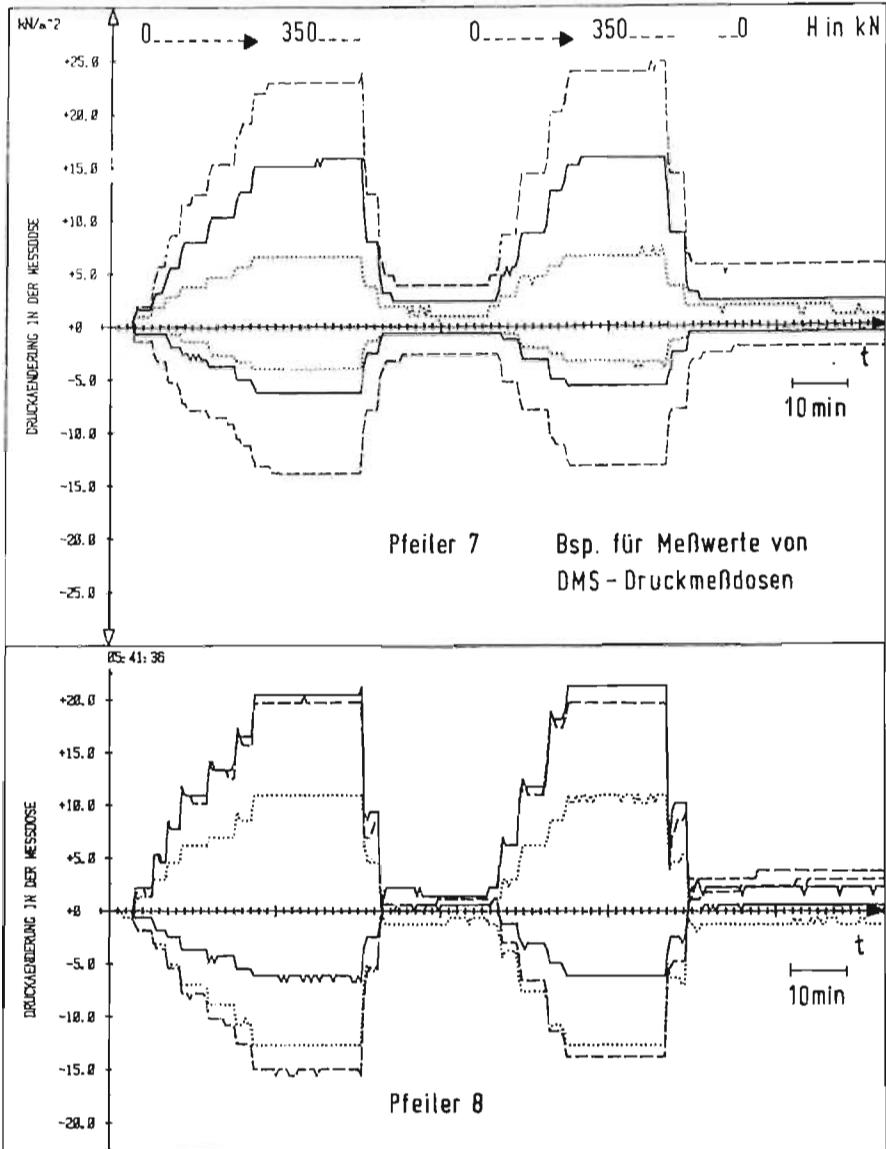


Abb. 2.6: Beispiele für Meßwerte von DMS-Druckmeßdosen am Pfeiler 7 und 8 (statischer Versuch)

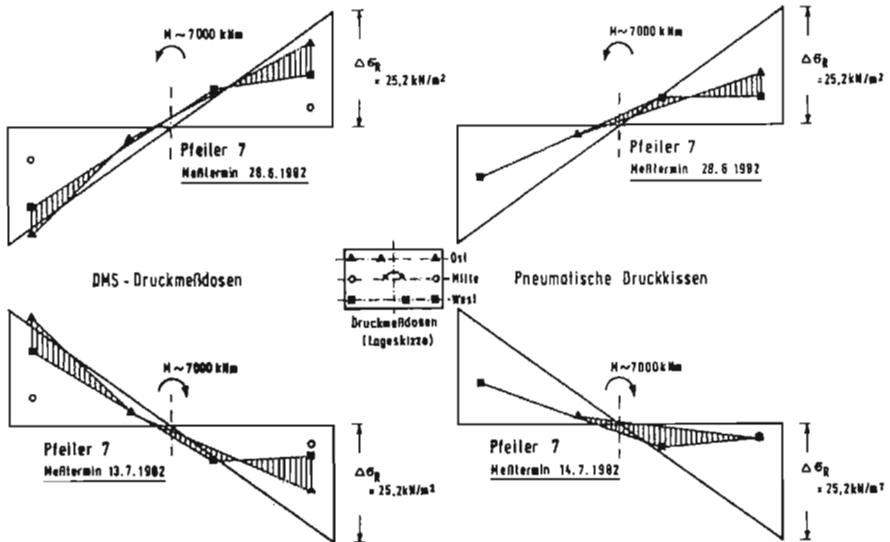


Abb. 2.7: Vergleich von Meßwerten der Druckmeßdosen mit theoretischer Spannungsänderung bei Annahme linearer Spannungsverteilung

### 2.5.2 Messungen der Setzungen und Setzungsdifferenzen

Das Feinnivellement der Fundamentecken ließ sich problemlos bewerkstelligen. Die größten bei den Zugversuchen gemessenen Fundamentsetzungen lagen bei 0,3 mm, die Hebungen bei 0,4 mm (vgl. Abschn. 3.2). Die Extensometermessungen führten zu kleineren Meßwerten bis 0,15 mm, wobei zu berücksichtigen ist, daß die Extensometer 2 m näher zur Fundamentachse liegen und außerdem nicht in unbeeinflusster Tiefenlage verankert sind.

Das Ausschwingverhalten konnte an den Extensometern deutlich registriert werden. Abb. 2.8 zeigt Meßschriebe der installierten Wegaufnehmer.

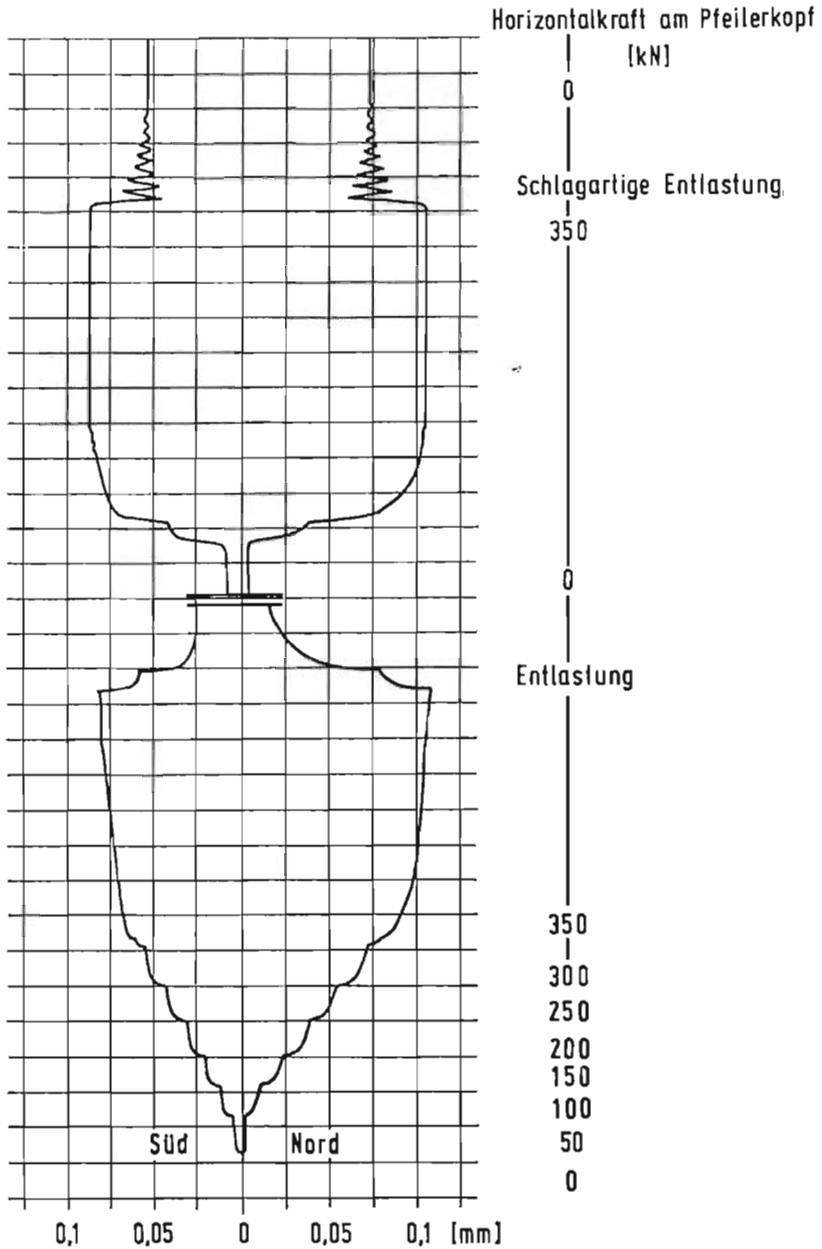
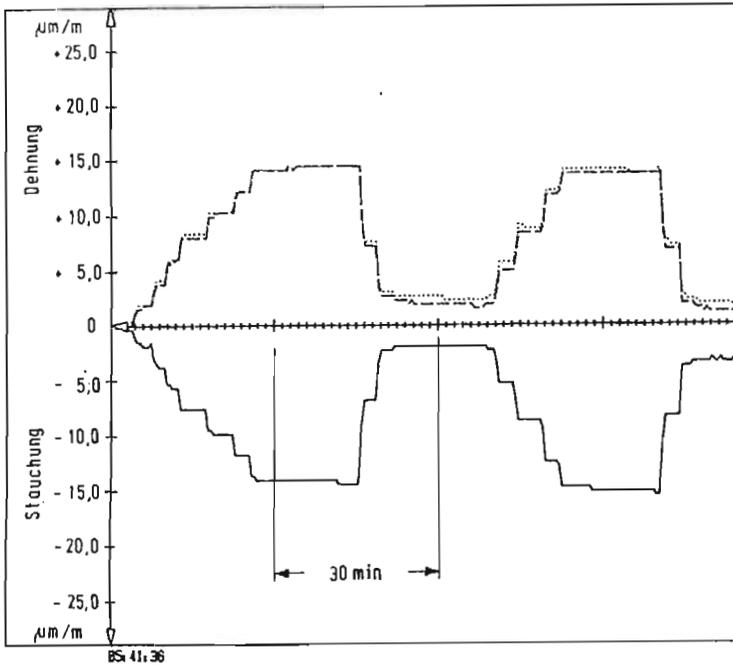


Abb. 2.8: Beispiele für Meßschiebe der Extensometerbewegungen

### 2.5.3 Dehnungsmessungen an Bewehrung und Beton

Abb. 2.9 zeigt Meßwerte der Dehnungsgeber im Pfeileranfangsschuß. In den gestaucht bzw. gedehnten Zonen wurden bei den statischen Versuchen Werte bis  $15 \mu\text{m/m}$  gemessen. In Abb. 2.10 sind die Werte in Abhängigkeit von der Horizontalkraft für Versuche in beiden Richtungen aufgetragen. Auch die dynamischen Versuche wurden registriert (Abb. 2.11).



Meest.	Bezeichnung	Graph
Ø09	Defo L/12	—
Ø12	Defo L/16	.....
Ø13	Defo L/17	----

Abb. 2.9: Meßwerte der Dehnungsgeber im Pfeileranfangsschuß

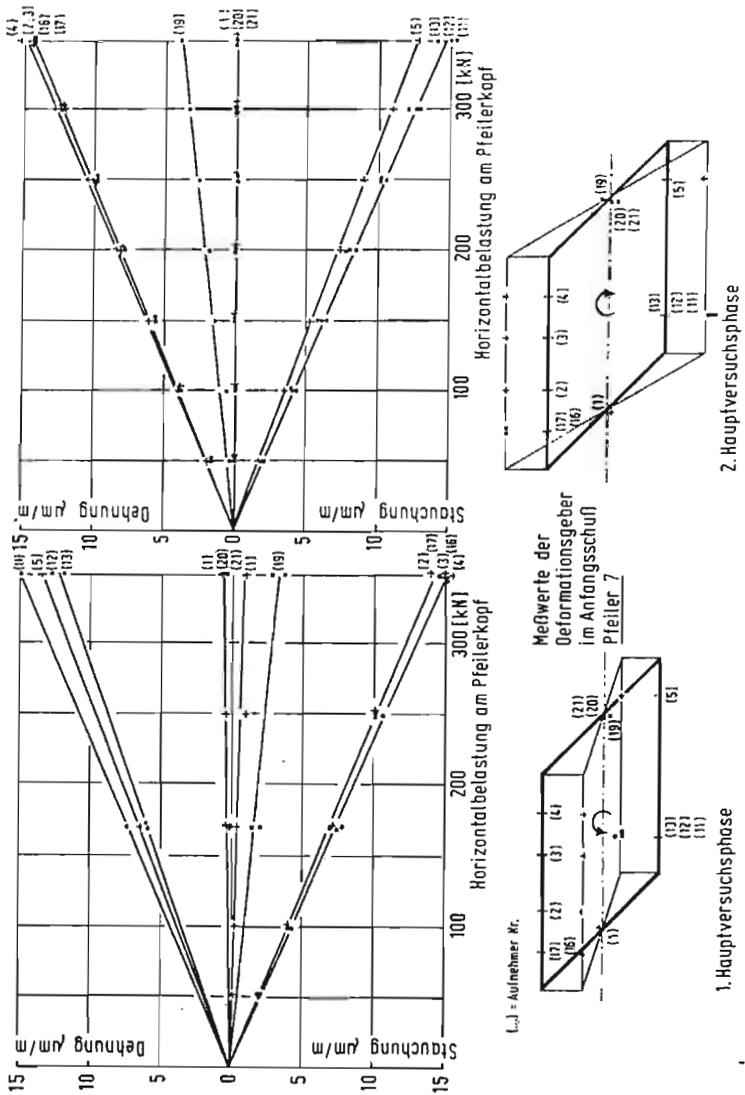
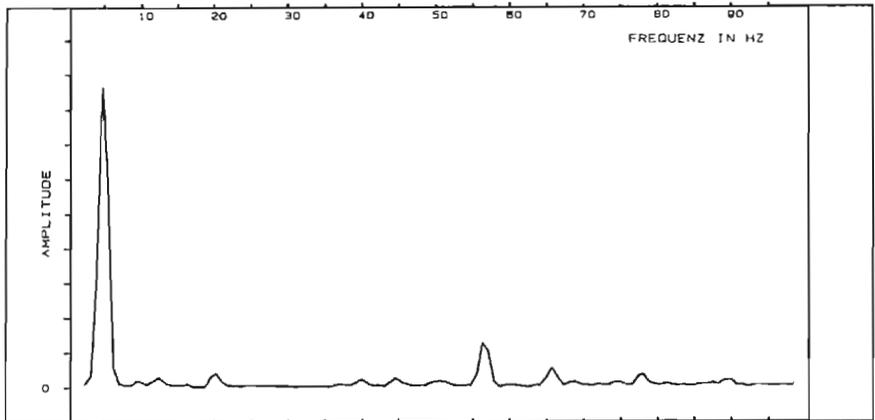
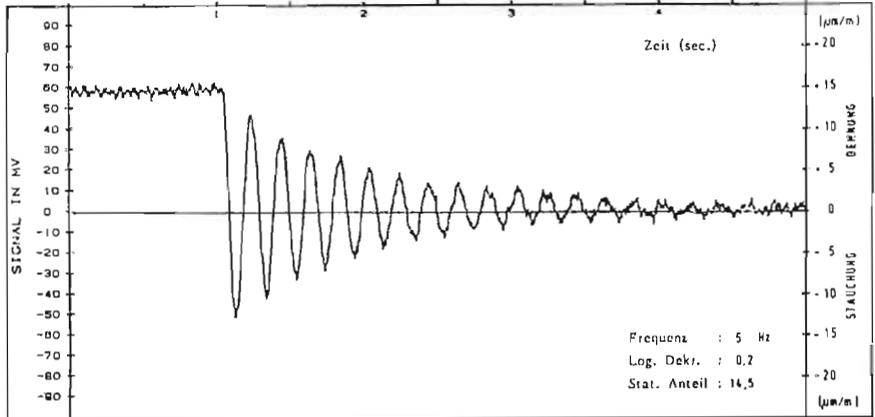


Abb. 2.10: Dehnungen und Stauchungen des Pfeileranfangsschusses in Abhängigkeit von der Horizontallast



Pfeiler 7    Aufnehmer: Deformationsaufnehmer Nr. L11    gemessen am: 29.06.82

Abb. 2.11: Meßwerte der Dehnungsgeber bei dynamischen Versuchen und daraus abgeleitetes Frequenzspektrum

2.5.4 Bestimmung der Biegelinie des Pfeilerschaftes und Verschiebung des Pfeilerkopfes

Beispiele für die mit dem Neigungsgeber ermittelten Biegelinien sind in Abb. 2.12 dargestellt. Diese Messungen fanden im Regelfall bei Nulllast, bei 170 kN und bei 350 kN Horizontallast statt. Die gemessenen Pfeilerkopfauslenkungen lagen zwischen 2 und 3,5 mm.

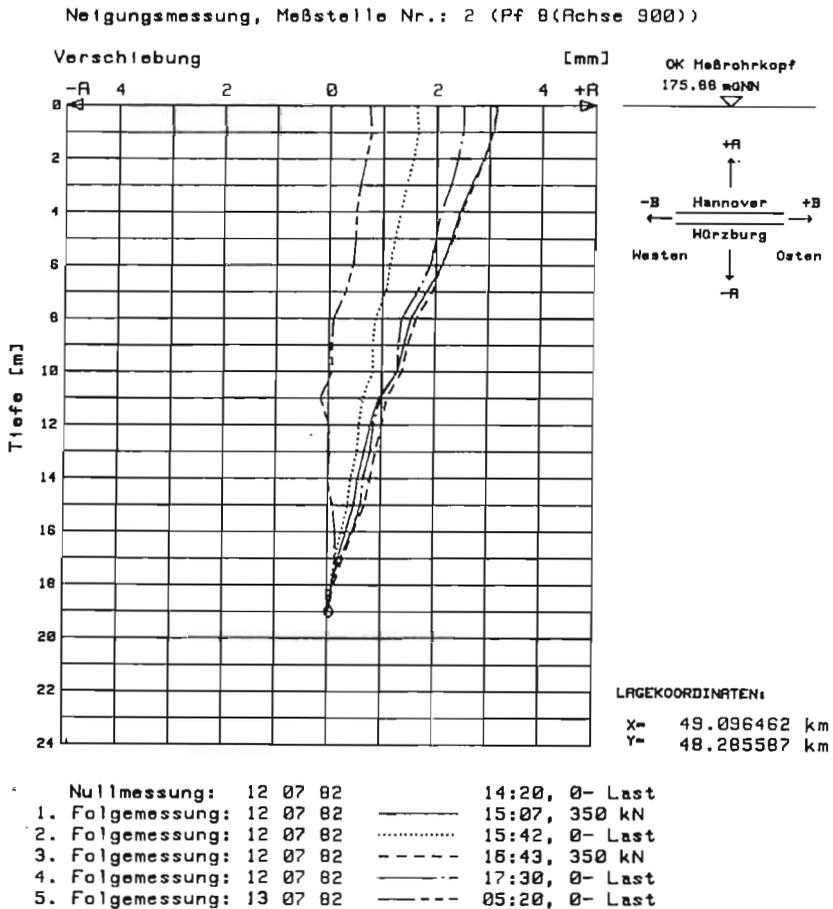


Abb. 2.12: Beispiele für die mit dem Slope Indicator ermittelten Biegelinien

Die Meßschriebe des Laserstrahl-Meßgerätes ergaben Pfeilerkopfverschiebungen zwischen 2 und 3 mm. Ein Beispiel zeigt Abb. 2.13.

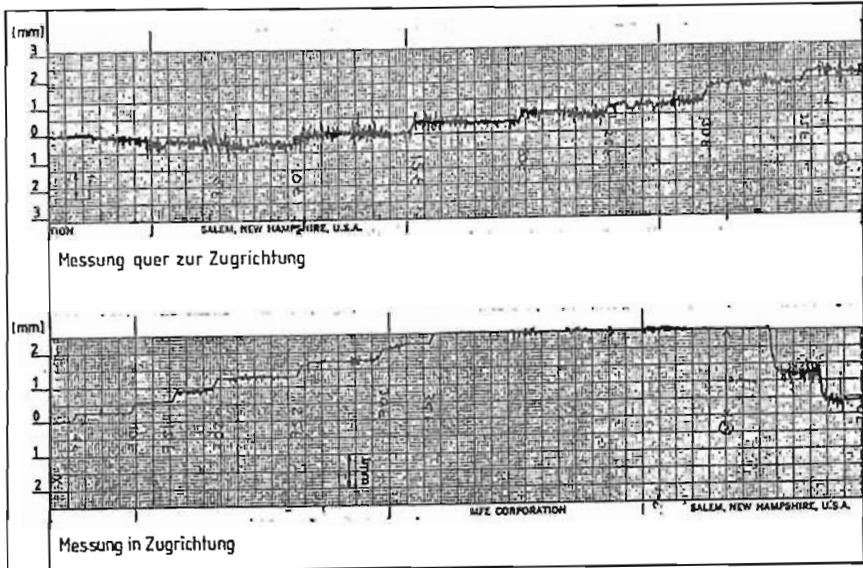


Abb. 2.13: Meßschrieb des Laserstrahl-Meßgerätes (statischer Versuch)

Die Messung gegen den Hilfspfeiler mit einer Wegmeßuhr erbrachte vergleichbare Werte.

Bei den Versuchen zum freien Ausschwingverhalten der Pfeiler mußte die Meßuhr sowie jegliche Verbindung zum Hilfspfeiler entfallen. Auch der Slope-Indicator erwies sich als nicht geeignet, da der Regelkreis nur langsame Neigungsänderungen verarbeiten kann und durch die auftretenden Beschleunigungen weit übersteuert wurde. Das Laserstrahl-Meßgerät hingegen lieferte eindeutige Messungen (Abb. 2.14).

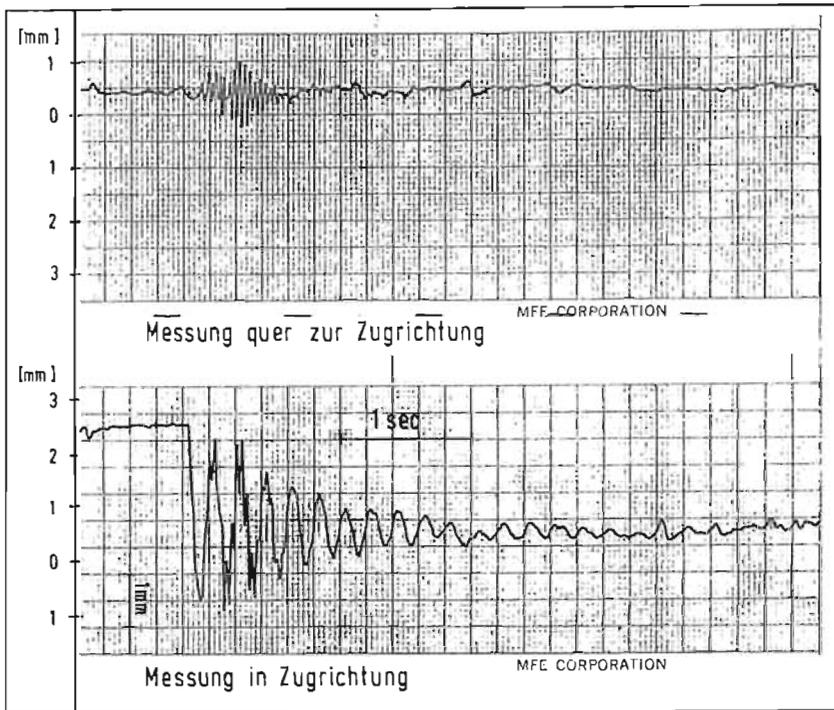


Abb. 2.14: Meßschrieb des Laserstrahl-Meßgerätes bei dynamischen Versuchen

### 2.5.5 Messungen von Temperatureinflüssen

Meßschriebe der Temperaturschreiber am Pfeilerkopf sind in Abschn. 3.2.1 dargestellt. Während bei Vorversuchs- und 1. Hauptversuchsphase geringere Tag-/Nachtunterschiede bis maximal 7 °C bei zumeist bedecktem Himmel auftraten, wurden in der 2. Hauptversuchsphase große Temperaturunterschiede bis zu 20 °C bei unbedecktem Himmel beobachtet. Die Auswirkungen derart krasser Unterschiede wurden vor der 2. Hauptversuchsphase mit Thermoelementen an den 4 Pfeilerwänden und gleichzeitiger Beobachtung von Dehnungsgebern am Pfeiler 7 untersucht (Abb. 2.15). Darüber hinaus wurde mit Messungen der Biegelinie in zweistündigem Abstand versucht, die Bewegung des Pfeilerkopfes von Pfeiler 8 im unbelasteten Zustand zu bestimmen (Abb. 2.16).

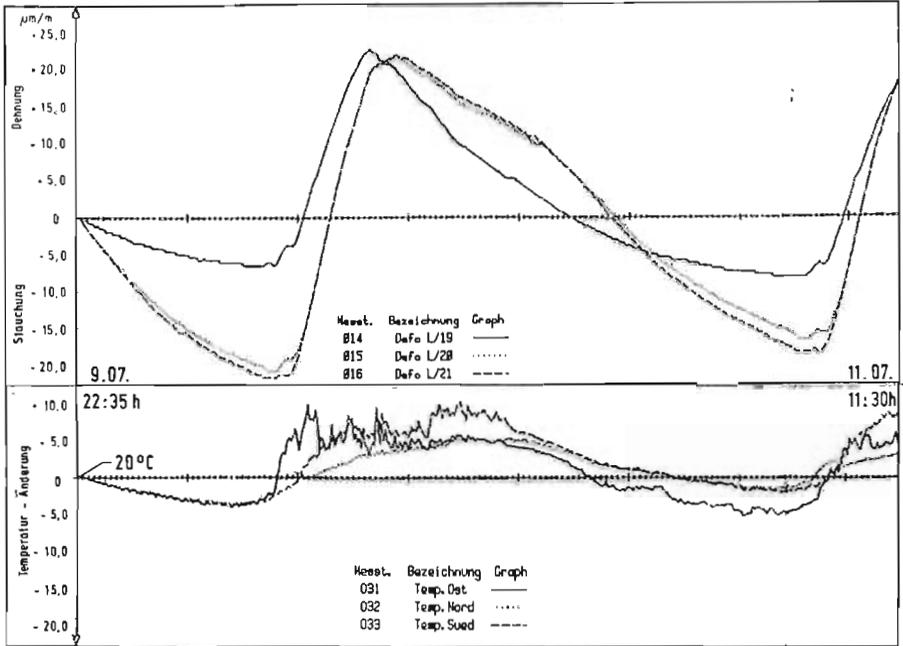


Abb. 2.15: Betondehnungen aus Temperaturänderungen

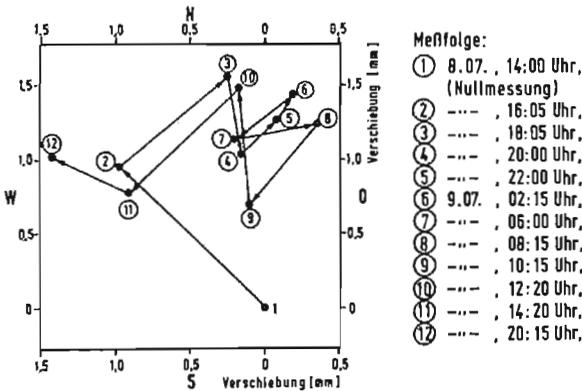


Abb. 2.16: Pfeilerkopfverschiebungen aus Temperaturänderungen

## 2.6 Kritische Wertung einiger Meßsysteme

Infolge der bereits erwähnten Begrenzung der Horizontalkraft auf 350 kN anstatt der ursprünglich geplanten 1000 kN kam es bei mehreren Meßsystemen nur zu einer geringen und ungünstigen Ausnützung des Meßbereiches.

Hierzu gehörten in erster Linie die Druckaufnehmer in der Sohlfuge. Dabei gehören Erd- und Sohldruckmessungen sowieso schon zu den schwierigsten und umstrittensten Messungen im Grundbau (vgl. Schulz, 1983). Ihre Zuverlässigkeit hängt von einer ganzen Reihe von Einflüssen - von der Kalibriermethode bis zur Art des Einbaus - ab. Im vorliegenden Fall kam bei den pneumatischen Druckkissen zusätzlich eine starke Kondenswasserbildung in den Leitungen hinzu. Die Streuungen der Ergebnisse sind im allgemeinen beträchtlich. Auch für die durchgeführten Messungen bleibt festzustellen, daß die Meßergebnisse einer beschränkten Anzahl von Aufnehmern in der Sohlfuge keine exakte Aussage über die tatsächliche Gesamtverteilung der Sohlspannungen ermöglichten.

Der Einbau des Meßrohres für Messungen mit dem Slope-Indicator bedeutet bereits eine aufwendige Maßnahme als Vorbereitung. Die Messung selbst nimmt längere Zeit in Anspruch und ist nur bei statischen Versuchen möglich. Das Ergebnis liegt nicht sofort vor, wobei zu berücksichtigen ist, daß eine vollständige Biegelinie ermittelt wird.

Die Auflösungsgrenze des Meßgerätes liegt nach Herstellerangaben bei etwa  $\pm 10$  Bogensekunden. Die erreichbare Meßgenauigkeit hängt erfahrungsgemäß auch von den jeweiligen Gegebenheiten der Meßstelle sowie der Sorgfalt bei der Handhabung des Gerätes ab.

Die Bestimmung der Biegelinie und damit der Pfeilerkopferschiebung mit dem Slope-Indicator erwies sich im vorliegenden Fall aus mehreren Gründen als schwierig. Eine Messung nahm jeweils 20 - 25 Minuten in Anspruch. Alle während dieser Zeit zusätzlich auftretenden Pfeilerverformungen (z. B. aus Temperatur) konnten nicht getrennt erfaßt werden. Im oberen Drittel des Pfeilerschaftes machte sich gelegentlich auch die Beanspruchung durch Wind und Schwingungen des Spanngliedes bemerkbar.

Bei der Messung mit dem Laserstrahl-Meßgerät ist die leichte und schnelle Montage an beliebigen Punkten des Bauwerks hervorzuheben. Die Messung erfolgt kontinuierlich und zeitgleich mit der Bewegung des Meßobjekts. Das Ergebnis liegt z. B. in Form eines Schriebes sofort vor. Die Meßauflösung wird vom Hersteller mit 0,2 - 1 % angegeben, dies entspricht bei einem Meßbereich von  $\pm 20$  mm und optimalen Verhältnissen einer Auflösung von 0,02 mm.

Während der Messungen verursachten jedoch Sonneneinstrahlung und hohe Lufttemperaturen (bis 37 °C) starkes Luftflimmern, das zu einem Rauschen des Meßsignals von 0,2 - 0,5 mm führte (vgl. Abb. 2.17).

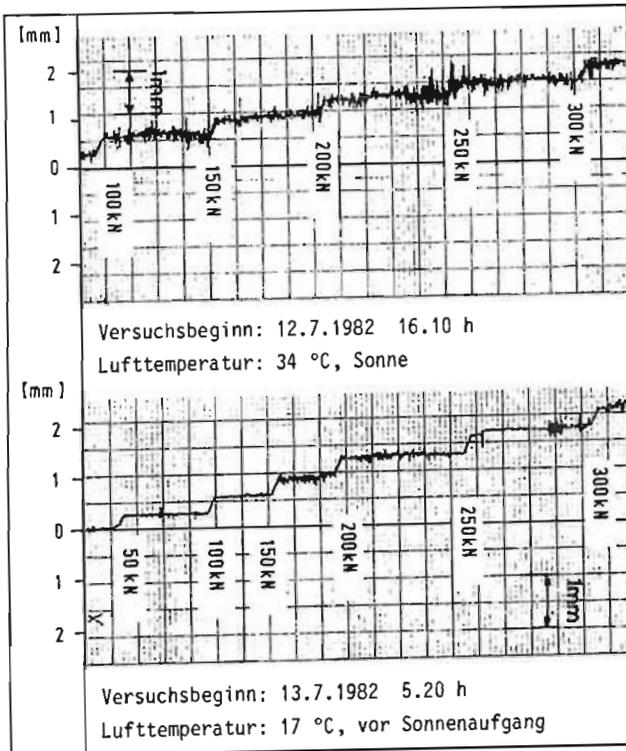


Abb. 2.17: Vergleich von Schrieben des Laserstrahl-Meßgerätes (jeweils nur in Zugrichtung)

In Abb. 2.18 sind Ergebnisse der 3 Meßverfahren für einen günstigen und einen ungünstigen Meßtermin nebeneinandergestellt. Eine wenig temperaturbeeinflusste Messung der Pfeilerkopfverschiebung unter 350 kN Horizontallast ergab Abweichungen zwischen Meßuhr und Laser von 0,1 bis 0,2 mm, während das Ergebnis des Slope-Indicators 0,3 bis 0,6 mm von den beiden anderen abwich.

Eine stark temperaturbeeinflusste Messung führte zu Abweichungen von 0,4 bis 1 mm zwischen Slope-Indicator und Wegmeßuhr. Der Schrieb des Laserstrahl-Meßgerätes wies in diesem Fall anfängliche Unklarheiten auf und erbrachte Abweichungen von ca. 1 bis 1,3 mm von beiden anderen Meßsystemen.

Die Messung gegen den Hilfspfeiler mit Hilfe einer Wegmeßuhr wurde zunächst nicht sehr hoch bewertet. Zu groß erschienen die Unsicherheiten aus temperaturbedingten Verformungen des aus Stahlprofilen bestehenden Hilfspfeilers sowie die Beeinflussung seines Fundaments durch die Bewegungen des benachbarten Pfeilerfundaments.

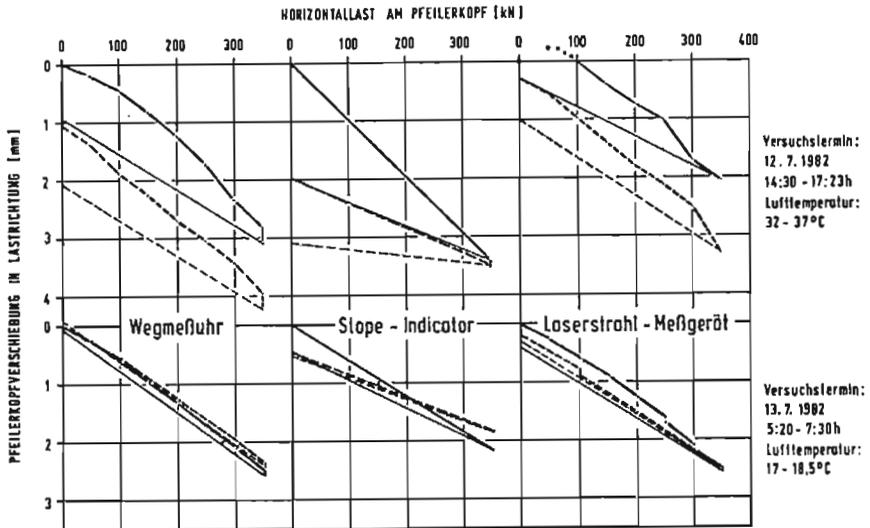


Abb. 2.18: Vergleich der gemessenen Pfeilerkopfverschiebungen

Durch die Meßergebnisse wurde jedoch die wertvolle Ergänzung und orientierende Hilfe mechanischer Meßverfahren erneut deutlich gemacht. Die Errichtung eines Hilfspfeilers zu Meßzwecken alleine dürfte sich jedoch nur in Ausnahmefällen lohnen.

Die Messung der Betondehnungen im Pfeileranfangsschuß mit Deformationsaufnehmern brachte sowohl bei den statischen wie auch bei den dynamischen Versuchen einwandfreie und nachprüfbar richtige Ergebnisse. Abgesehen von der Tatsache, daß von 34 einbetonierten Meßstellen am Schluß 5 ausgefallen waren, kann von einem befriedigenden Ergebnis gesprochen werden.

### 3 - Auswertung und Interpretation der Versuchsergebnisse

#### 3.1 Allgemeines

Die Versuche an den Pfeilern 7 und 8 der Sinntalbrücke Schaippach hatten zunächst zum Ziel, die der statischen Berechnung zugrunde gelegten Unterbausteifigkeiten zu überprüfen. Darüber hinaus sollten auch allgemeine Erkenntnisse für weitere Talbrücken der Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn gewonnen werden.

Die Unterbausteifigkeit  $k$  (kN/cm) setzt sich aus der Pfeilersteifigkeit  $k_p$  und der Gründungssteifigkeit  $k_G$  (Abschn. 1.2) nach der Beziehung

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_G}$$

zusammen.

Die Pfeilersteifigkeit wurde mit den Querschnittswerten und einem Rechenwert für den E-Modul des Betons unter Annahme eines im Fundament starr eingespannten Kragarms berechnet. Dabei wurde für den E-Modul des Betons als Rechenwert  $E_b = 37\ 000\ \text{MN/m}^2$  (B 45) nach DIN 1045 angenommen. Die Gründungssteifigkeit wurde auf der Grundlage einer Setzungsberechnung für ausmittig belastete Fundamente nach Jelinek (1949) mit den im Bodengutachten angegebenen Steifemoduln (Bericht 1978) ermittelt.

Daraus ergaben sich für den Nachweis der Abtragung der Längskräfte in der statischen Berechnung folgende Steifigkeiten:

Pfeilersteifigkeit	$k_p \approx 3700\ \text{kN/cm}$
Gründungssteifigkeit	$k_G \approx 3700\ \text{kN/cm}$
Unterbausteifigkeit	$k \approx 1900\ \text{kN/cm}$

Aus dem umfangreichen Datenmaterial (Abschn. 2) wurden zunächst für die nachfolgend dargestellte Auswertung die Versuchsergebnisse und deren weitere Interpretation nur die charakteristischen Meßwerte ausgewählt, um bei der Ergebnisinterpretation insgesamt einen überschaubaren Rahmen einzuhalten.

## 3.2 Versuchsauswertung

### 3.2.1 Pfeilerkopfverschiebungen und Unterbausteifigkeiten

Die Pfeilerkopfverschiebungen wurden an den beiden Pfeilern mit dem Slope Indicator und parallel dazu am Pfeiler 7 geodätisch und am Pfeiler 8 mit einem Laser gemessen (Abschn. 2.2.4). Da die Bestimmung der Biegelinie (Slope Indicator) pro Messung ca. 20 - 30 Min. erfordert, wurde diese Messung in der Regel nur bei voller Be- bzw. Entlastung nicht bei den Zwischenlaststufen durchgeführt.

In Abb. 3.1 und 3.2 sind die Pfeilerkopfverschiebungen für den Pfeiler 7 und in Abb. 3.3 für den Pfeiler 8 in einem auf die Himmelsrichtungen ausgerichteten Koordinatenkreuz dargestellt. Die unterschiedlichen Maßstäbe der Verschiebungen sind zu beachten. Bei der weiteren Verwendung sind die Verschiebungen  $u$  jeweils in ihrer Koordinatenrichtung mit den üblichen Abkürzungen für die Himmelsrichtungen (z. B.  $u_N$  = Verschiebung in Richtung Norden) gekennzeichnet. Die Belastungsrichtung ist in Richtung Norden. Die geodätischen Messungen wurden nur in Richtung der Brückenlängsachse ausgeführt.

Die den Belastungsstufen zugeordneten Meßfolgen sind ebenfalls in den Abb. 3.1 bis 3.3 eingetragen. Dazu ist zu bemerken, daß die ausgewerteten Belastungsstufen nicht vollständig mit dem insgesamt durchgeführten Versuchsprogramm übereinstimmen, da insbesondere bei der Messung der Biegelinie des Pfeilerschaftes und damit des Pfeilerkopfes (Slope Indicator) aufgrund der o. g. längeren Meßzeiten nicht alle Belastungsversuche vollständig gemessen werden konnten.

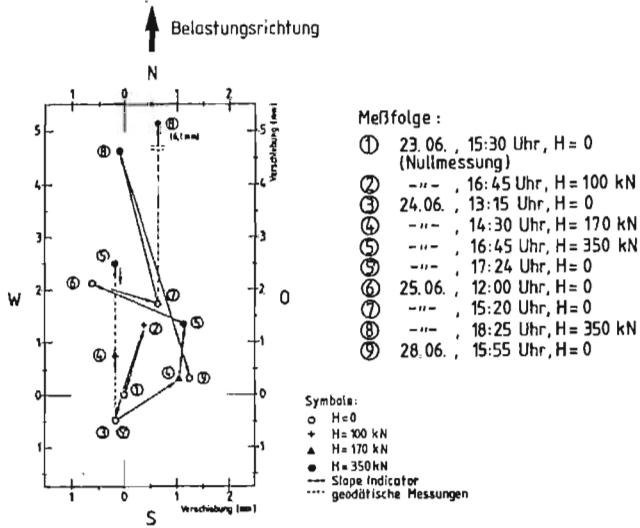


Abb. 3.1: Pfeilerkopfverschiebungen Vorversuchsphase - Pfeiler 7

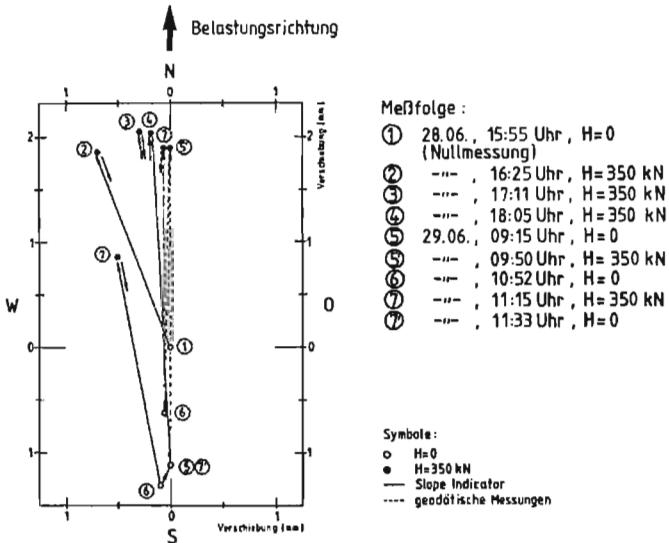
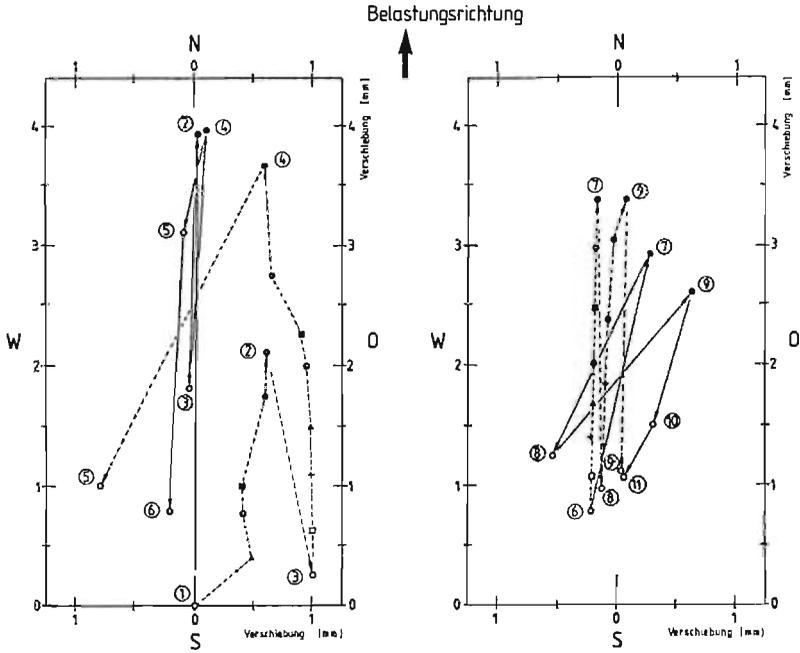


Abb. 3.2: Pfeilerkopfverschiebungen 1. Hauptversuchsphase - Pfeiler 7



Meßfolge:

- ① 12.07., 14:20 Uhr, H=0  
(Nullmessung)
- ② ---, 15:07 Uhr, H=350 kN
- ③ ---, 15:42 Uhr, H=0
- ④ ---, 16:43 Uhr, H=350 kN
- ⑤ ---, 17:30 Uhr, H=0
- ⑥ 13.07., 05:20 Uhr, H=0
- ⑦ ---, 06:25 Uhr, H=350 kN
- ⑧ ---, 06:48 Uhr, H=0
- ⑨ ---, 07:15 Uhr, H=350 kN
- ⑩ ---, 07:30 Uhr, H=0
- ⑪ ---, 10:40 Uhr, H=0
- ⑫ 14.07., 08:50 Uhr, H=0

Symbole:

- H=0
- H=50 kN
- + H=100 kN
- △ H=150 kN
- H=200 kN
- H=250 kN
- H=300 kN
- H=350 kN
- Slope Indicator
- Laser-Messung

Abb. 3.3: Pfeilerkopfverschiebungen 2. Hauptversuchsphase - Pfeiler 8

Bei der Bewertung der Meßergebnisse ist insbesondere der Temperatureinfluß zu berücksichtigen. Dabei stellt sich im allgemeinen bei der der Sonnenbestrahlung zugewandten Seite eine Betondehnung ein, die zu Pfeilerkopfverschiebungen aus Temperatureinflüssen führen. In den Abb. 3.4 und 3.5 sind die Temperaturverläufe für die Vorversuchsphase sowie die 1. und 2. Hauptversuchsphase (gemessen am Pfeilerkopf) der Meßfolgen (vgl. Abb. 3.1 bis 3.3) dargestellt, wobei die Meßfolgen eingetragen sind.

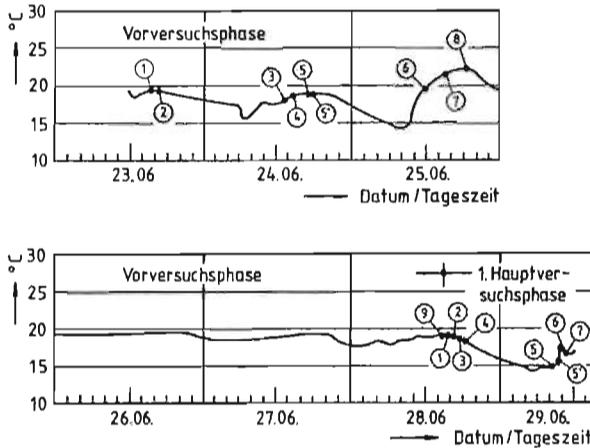


Abb. 3.4: Temperaturen am Pfeilerkopf der Vorversuchsphase und 1. Hauptversuchsphase (Pfeiler 7)

Am 25.06.82 wurden darüber hinaus die Luft- und Wandtemperaturen an mehreren Punkten im Pfeilerschaftbereich gemessen. Dabei waren Temperaturunterschiede (Betontemperaturen) zwischen der nördlichen und südlichen Pfeilerschaftaußenwandseite in der Vormittags- und Mittagszeit von  $\Delta t_a \approx 6 \text{ }^\circ\text{C}$  und am späten Nachmittag von  $\Delta t_a \approx 2 \text{ }^\circ\text{C}$  vorhanden. An den Wandinnenseiten wurden nur vernachlässigbare Temperaturdifferenzen gemessen. Wird ein linearer Temperaturverlauf in den Wänden angenommen, so waren an diesem Tag Temperaturdifferenzen zwischen der nördlichen Pfeilerschaftwand (Lastrichtung) und der südlichen Pfeilerschaftwand von  $\Delta t = 1$  bis  $3 \text{ }^\circ\text{C}$  vorhanden. Genaue Temperaturverläufe während der Meßfolgen wurden nicht gemessen.

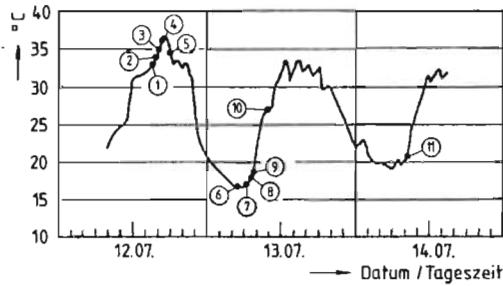


Abb. 3.5: Temperaturen am Pfeilerkopf der 2. Hauptversuchsphase (Pfeiler 8)

Die hier mit jeweils 2 verschiedenen Verfahren gemessenen Pfeilerkopfverschiebungen weisen erhebliche Unterschiede im Ergebnis auf (Abb. 2.17). Bei der weiteren Ergebnisauswertung werden nur die Komponenten der Verschiebungen in Last-richtung (Norden)  $u_N$  betrachtet. Die Fehlerabschätzung zwischen den gemessenen Verschiebungen  $u_N^S$  (Slope Indicator) und  $u_N^G$  (geodätische Messung) bzw.  $u_N^L$  (Laser) wurde nach der Beziehung

$$f = \frac{u_N^S - u_N^G (u_N^L)}{u_N^S} \cdot 100 \quad (\%)$$

ausgewertet. Die Ergebnisse sind in Tabelle I und II zusammengestellt.

Zur weiteren systematischen Abschätzung der Meßfehler wurden die mit den einzelnen Verfahren gemessenen Pfeilerkopfverschiebungen miteinander korreliert. Als Ergebnis liefern die Slope Indicator-Messungen gegenüber den geodätischen bzw. Laser-Messungen tendenziell etwas geringere Verschiebungsgrößen. Da diese Tendenz mit 2 voneinander unabhängigen Meßverfahren bestätigt und insgesamt auch bei den von Temperatureinflüssen weitgehend unbeeinflussten Messungen am 13.07.82 deutlich wurde, kann für die weitere Auswertung davon ausgegangen werden, daß die Slope-Indicator-Messungen um einen bestimmten Faktor zu geringe Verschiebungsgrößen lieferten.

Versuchsphase / Meßfolge	$u_N^S$ [mm]	$u_N^G$ [mm]	Fehler f [%]
<b>Vorversuchsphase:</b>			
① - ②	1,35	-	-
③ - ④	0,76	1,25	-64,5
④ - ⑤	1,06	1,75	-65,1
⑦ - ⑧	2,92	4,00	-37,0
<b>1. Hauptvers.-Phase:</b>			
① - ②	1,88	-	-
⑥ - ⑦	2,15	2,50	-16,3

Tab. I: Verschiebungen der Pfeilerköpfe in Lastrichtung  
(Belastung) - Pfeiler 7

Versuchsphase / Meßfolge	$u_N^S$ [mm]	$u_N^L$ [mm]	Fehler f [%]
<b>2. Hauptvers.-Phase:</b>			
① - ②	3,94	2,10	46,7
② - ③	2,14	1,85	13,6
③ - ④	2,18	3,42	-56,9
⑥ - ⑦	2,15	2,60	-20,9
⑦ - ⑧	1,68	2,42	-44,1
⑧ - ⑨	1,36	2,40	-76,5

Tab. II: Verschiebungen der Pfeilerköpfe in Lastrichtung  
(Be- und Entlastung) - Pfeiler 8

In Tabelle III sind die aus den Versuchen ermittelten Unterbausteifigkeiten aufgeführt und in Tabelle IV die Mittelwerte und Standardabweichungen angegeben.

Versuchsphase / Meßfolge	H [kN]	Unterbausteifigkeit k	
		Slope Indicator [kN/cm]	Geod bzw. Lasermessung [kN/cm]
<b>Vorversuchsphase:</b>			
① - ②	100 <sup>1)</sup>	740	-
③ - ④	170 <sup>1)</sup>	2 237	1 360
④ - ⑤	180	1 698	1 029
⑦ - ⑧	350 <sup>1)</sup> (1 360)	1 199	875
<b>1. Hauptvers.-Phase:</b>			
① - ②	350	1 862	-
⑥ - ⑦	350	1 628	1 400
<b>2. Hauptvers.-Phase:</b>			
① - ②	350 <sup>1)</sup>	888	1 667
③ - ④	350	1 606	1 023
⑥ - ⑦	350	1 628	1 346
⑧ - ⑨	350	2 574	1 458

1) Erstbelastung

Tab. III: Gemessene Unterbausteifigkeiten k (kN/cm)

	Slope Indicator		Geod bzw. Lasermessung	
	Mittelwert	Standardabw.	Mittelwert	Standardabw.
Erstbelastung	1 391	704	1 352	319
Wiederbelastung	1 750	457	1 220	256
Alle Versuche	1 606	562	1 270	267

Tab. IV: Mittelwerte und Standardabweichung der gemessenen Unterbausteifigkeiten k (kN/cm)

Ein Mittelwertsvergleich aller gemessenen Steifigkeiten aus Tab. IV zeigen folgende Vergleichsfaktoren  $\alpha_1$ , definiert als Quotient der Steifigkeiten aus geodätischer bzw. Laser-Messung geteilt durch Slope-Indicator-Messungen:

$$\alpha_1 = 0,79 \text{ (Verschiebungen Reziprokwert).}$$

Der Quotient der Steifigkeiten aus Wiederbelastung zur Erstbelastung ist

$$\alpha_2 = 1,26 \text{ bei der Slope-Indicator-Messung}$$

$$\alpha_3 = 0,90 \text{ bei der geodätischen bzw. Laser-Messung.}$$

Dabei sind insgesamt die Werte der geodätischen bzw. Laser-Messung als etwas genauer einzustufen, da wegen der langen Meßzeiten bei dem Slope Indicator zeitabhängige Verformungsanteile nicht getrennt mitgemessen wurden.

### 3.2.2 Fundamentverschiebungen und Gründungssteifigkeiten

Wie in Abschnitt 2.2.2 beschrieben, wurde die Fundamentverschiebung mittels Extensometer sowie geodätisch gemessen. In Abb. 3.6 sind einige Meßfolgen dargestellt.

In der weiteren Auswertung der Gründungssteifigkeiten wurde ein möglicher Verschiebungsanteil aus dem bereichsweise gemessenen, nicht symmetrischen Hebungs- und Setzungsanteil nicht weiter berücksichtigt. Insgesamt waren nicht alle Messungen auswertbar bzw. auch nicht in allen Meßfolgen durchgeführt worden. Soweit aber die beiden Meßverfahren direkt vergleichbar waren, ergaben sich Verschiebungsdifferenzen zwischen geodätischen und Extensometer-Messungen entsprechend Abb. 3.6, so daß diese Differenzbeträge der Verschiebungen aus dem Bereich unterhalb der Extensometertiefen resultieren. Die unterschiedlichen Prozentanteile sind in den verschiedenen Extensometerlängen (vgl. Abb. 3.6) sowie Streuung im Untergrundaufbau (Abschn. 1.3.2) begründet.

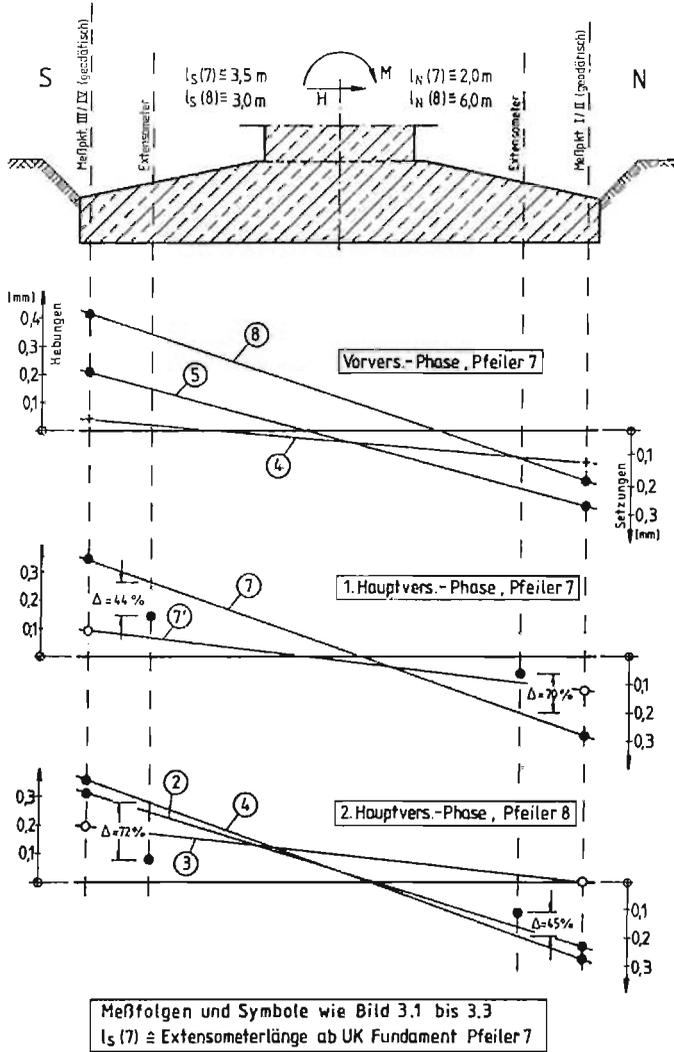


Abb. 3.6: Vertikalverschiebungen der Fundamente aus geodätischer Messung (Meßpunkt I - IV) und aus Extensometermessung

Bei der Auswertung aller Extensometer-Messungen wurde im Hinblick auf die Gründungssteifigkeiten näherungsweise die in Abb. 3.6 angegebenen anteiligen Werte zur Berechnung der Gesamtfundamentverschiebungen zugrunde gelegt, da keine weiteren Vergleichsmessungen zur Verfügung standen.

Mit den genannten Voraussetzungen sind alle auswertbaren Meßfolgen als Gründungssteifigkeiten in Abb. 3.7 dargestellt. Die Gründungssteifigkeiten nach Abb. 3.7 resultieren aus den gemessenen Setzungen und Hebungen der Fundamente (Verkantung), wobei eine Fundamentbiegung nicht enthalten ist, da diese zunächst als unbedeutend angesehen und deshalb meßtechnisch nicht erfaßt wurde.

Bei der Bewertung der Gründungssteifigkeiten nach Abb. 3.7 sind die o. g. Annahmen zur Extrapolation der Extensometer-Messungen zu berücksichtigen. Die durch die Neigung der Regressionsgraden ausgedrückte Steifigkeitserhöhung im Bereich kleiner Lasten ist theoretisch nicht nachvollziehbar. Vielmehr wäre ein Steifigkeitsanstieg mit zunehmendem Spannungsniveau zu erwarten. Anhand der großen Streuung der Meßwerte in den kleinen Lastbereichen kann nur vermutet werden, daß dieser Steifigkeitsverlauf aus einem größeren Meßfehlereinfluß in diesen Lastbereichen resultiert bzw. zur Mobilisierung von Verschiebungen ein bestimmter Anfangswert der Belastung erforderlich ist.

Als Ergebnis wurde ein unterer Mittelwert der Gründungssteifigkeit mit  $k_G(\varphi) = 4400 \text{ kN/cm}$  für beide Pfeiler als realistisch angesehen. Zusätzlich ist noch ein Anteil aus der Horizontalverschiebung des Fundamentes von 0,1 mm bei einer Last von  $H = 350 \text{ kN}$  in Ansatz zu bringen, der mit dem Laser gemessen wurde. Hierfür errechnet sich ein Gründungssteifigkeitsanteil von  $k_G(u_H) = 35\,000 \text{ kN/cm}$ . Daraus ergibt sich eine mittlere gemessene Gesamtgründungssteifigkeit von rd.  $k_G = 3900 \text{ kN/cm}$ .

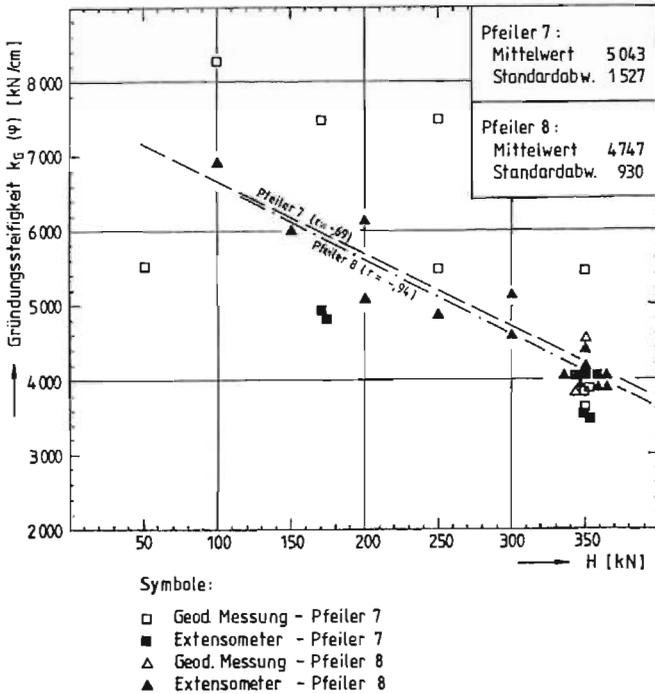


Abb. 3.7: Gemessene Gründungssteifigkeit  $k_G$  ( $\psi$ ) aus Fundamentverdrehung (ohne Berücksichtigung der Fundamentbiegung)

### 3.2.3 Pfeilersteifigkeiten

Aufgrund der in Abschnitt 3.2.1 und 3.2.2 dargestellten Meßergebnisse lassen sich, wenn zunächst ein unterer Mittelwert der gemessenen Unterbausteifigkeit von  $k = 1300$  kN/cm in Anlehnung an Tab. IV gewählt wird, nur geringe Pfeiler-schaftsteifigkeiten von i. M.  $k_p = 1940$  kN/cm ableiten. Nach Kenntnis dieser Ergebnisse wurde der Elastizitätsmodul des Pfeilerbetons nachträglich an 3 Bohrkernen aus dem Pfeiler 8 entsprechend DIN 1048 bestimmt. Dabei ergab sich ein mittlerer E-Modul für den Pfeilerbeton von  $E_B = 30\ 320$  MN/m<sup>2</sup>, der somit um

18,1 % unter dem Rechenwert nach DIN 1045 für B 45 ( $E_b = 37\ 000\ \text{MN/m}^2$ ) liegt. Der Grund kann in den verwendeten Betonzuschlagstoffen (Kalksplittbeton) gesehen werden.

Da der E-Modul linear in die Berechnung der Pfeilersteifigkeit eingeht, ist somit bei den Pfeilern 7 und 8 gegenüber den Berechnungsannahmen (vgl. Abschnitt 3.1) nur eine Pfeilersteifigkeit von  $k_p \approx 3000\ \text{kN/cm}$  vorhanden. Damit ist aber noch nicht der Differenzbetrag (vgl. Abb. 3.8) zwischen den mittleren gemessenen Pfeilerkopfverschiebungen, abzüglich der Verschiebungen infolge Fundamentverdrehungen und -verschiebungen, von 1,8 mm und den aus den o. g. Pfeilersteifigkeiten infolge nachträglicher E-Modulbestimmung zurückgerechneten elastischen Pfeilerdurchbiegungen von 1,2 mm erklärt. Diese Differenz kann somit nur auf Temperatureinflüsse während eines Belastungszyklus (i. d. R. ca. 20 bis 30 Minuten), Betonkriechen, Meßungenauigkeiten und zunächst nicht gemessene weitere Einflüsse (vgl. Abschn. 3.3.3) zurückgeführt werden. Eine angenommene Temperaturdifferenz von beispielsweise  $\Delta t = 1\ ^\circ\text{C}$  zwischen der Nordseite (Belastungsrichtung) und der Südseite des Pfeilers während des Belastungszyklus ergibt rechnerisch eine Pfeilerkopfverschiebung von

$$u_N (\Delta t = 1\ ^\circ\text{C}) = 0,5 \cdot \alpha_T \cdot \Delta t \cdot \frac{h_p^2}{d} \approx 0,4\ \text{mm}$$

mit

$$\begin{aligned}\alpha_T &= 10^{-5}\ \text{je } ^\circ\text{C} \\ h_p &= \text{Pfeilerhöhe} \approx 18\ \text{m} \\ d &= \text{mittl. Pfeilerdicke} \quad 3,75\ \text{m.}\end{aligned}$$

Dieser Wert würde etwa 22 % der gemessenen mittleren Pfeilerkopfverschiebung von 1,8 mm (vgl. Abb. 3.8) infolge Biegung ausmachen.

### 3.2.4 Ergebnisse der Verschiebungsmessungen

Die Ergebnisse der ausgewerteten Verschiebungsmessungen (Abschn. 3.2.1 und 3.2.2) sind unter Berücksichtigung der Streuungen und möglicher Fehlereinflüsse (Abschn. 3.2.3) in Abb. 3.8 dargestellt und liegen den rechnerischen Analysen in Abschn. 3.3 zugrunde. Abb. 3.8 ist das Ergebnis aller Versuche für den untersuchten Belastungsbereich. Eine Trennung der einzelnen Anteile zwischen Pfeiler 7 und 8 war unter Berücksichtigung der vorstehend dokumentierten Streuungen in den Meßergebnissen sowie Fehlereinflüssen (Temperatur, Meßfehler, usw.) wenig sinnvoll.

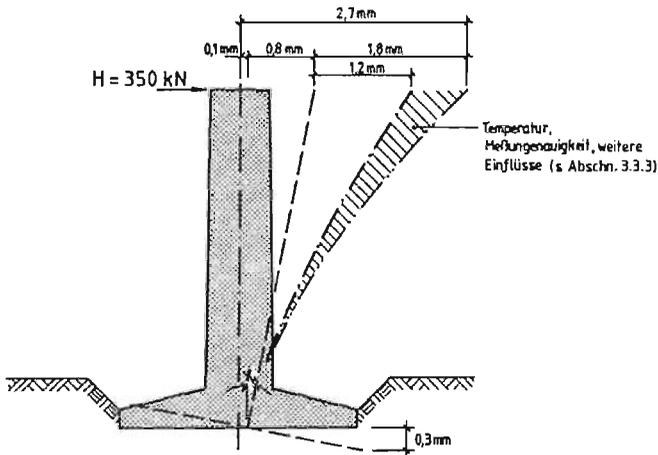


Abb. 3.8: Ergebnisse der Verschiebungsmessungen

Die Pfeilerkopfverschiebungen setzen sich danach zusammen aus

- $0,1 \text{ mm}$  infolge Horizontalverschiebung des Fundamentes
- $0,8 \text{ mm}$  infolge Fundamentverdrehung
- $1,2 \text{ mm}$  infolge elastischer Pfeilerdurchbiegung
- $0,6 \text{ mm}$  infolge Temperatur, Meßungenauigkeit, weiteren Einflüssen.

### 3.2.5 Dehnungen

In Abb. 2.10 sind zusammenfassend für den Pfeiler 7 die gemessenen Dehnungsänderungen dargestellt. Sie müssen dem Zustand aus Eigengewicht überlagert werden. Bei der maximalen Versuchslast von  $H = 350 \text{ kN}$  betragen die Dehnungsänderungen am Pfeilerfuß (vgl. Abschn. 2.2.3) auf der Zug- und Druckseite jeweils rd.  $15 \text{ } \mu\text{m/m}$ . Nach der Beziehung  $\sigma_b = E_b \cdot \epsilon = M/W$  kann daraus der E-Modul des Betons im Anfangsschuß des Pfeilers zu  $E_b = 33 \text{ 000 MN/m}^2$  zurückgerechnet werden. Dieses Ergebnis deckt sich recht gut mit den in Abschn. 3.2.3 mitgeteilten Ergebnissen der nachträglichen E-Modulbestimmung an Bohrkernen aus dem Pfeilerbeton.

### 3.2.6 Dynamisches Verhalten

In der hier dargestellten Phase 1 der Versuche (vgl. Abschn. 1.3.3) wurden aus versuchstechnischen Gründen, ausgehend von der statischen Horizontalbelastung und damit von einer Anfangsverschiebung, nur Ausschwingversuche der Pfeiler nach schlagartigem Lösen der Vorspannung (dynamischer Versuch) durchgeführt. Dynamische Pfeilerbelastungen aus den Bremsvorgängen sind späteren Versuchen vorbehalten.

Alle Aufnehmer einschließlich der Lasermessungen am Pfeilerkopf zeigen beim Ausschwingvorgang ein etwa gleiches Verhalten, so daß die Grundschiwingung (1. Eigenfrequenz) des angeregten Systems durch folgende aus allen Messungen gemittelte Werte charakterisiert werden:

- |                                     |                        |
|-------------------------------------|------------------------|
| 1. Eigenfrequenz (Grundschiwingung) | $f_1 = 4,9 \text{ Hz}$ |
| 2. Logarithmisches Dekrement        | $\delta = 0,2.$        |

Das Steifigkeitsverhalten des Untergrunds unter dynamischer Last (hier Entlastung) wurde aus den Extensometermessungen für die einzelnen dynamischen Versuche (schlagartige Entlastung) abgeleitet. Dabei konnte für alle Versuche das in Abb. 3.9 dargestellte qualitative Verschiebungs- und Steifigkeitsverhalten festgestellt werden.

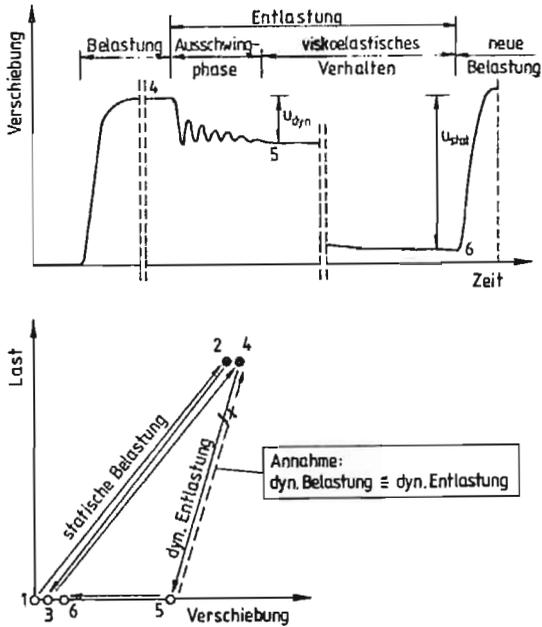


Abb. 3.9: Qualitatives Verschiebungs- (Extensometer/Fundamente) und Steifigkeitsverhalten (Untergrund)

Die Mittelwerte der Verhältnisse  $u_{stat}/u_{dyn} \cong k_{G,dyn}/k_{G,stat}$  sind für die auswertbaren Versuche in Tab. V aufgeführt. Weitere Schlussfolgerungen enthält Abschnitt 3.4.

	Nordseite	Südseite
Pfeiler 7	4,5	2,9
Pfeiler 8	3,1	2,1

Tab. V: Verhältnis  $k_{G,dyn}/k_{G,stat}$  bei schlagartiger Entlastung

### 3.3 Rechnerische Analyse der Versuchsergebnisse

#### 3.3.1 Boden- und felsmechanische Kenngrößen

Da das Grundbruchkriterium bei der vorliegenden Fragestellung nicht maßgebend ist, werden für die weiteren Berechnungen nur die Verformungsparameter benötigt.

Folgende boden- und felsmechanische Steifemoduln sind im Baugrundgutachten (Bericht 1978) angegeben:

a) Talsande und Talkiese

$$E_S = 60 - 80 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{S,dyn} = 180 - 240 \text{ MN/m}^2$$

b) Unterer Buntsandstein:

$$E_S = 350 \text{ MN/m}^2$$

$$E_{S,dyn} = 1000 \text{ MN/m}^2$$

Für die Abtragung der horizontalen Bremslasten gemäß DS 899/59 der DB wurde aber während der Planungsphase vom Ingenieurgeologen die Einschränkung gemacht, infolge der zu erwartenden niederfrequenten Anregung der Brücke durch den Bremsruck in der erwarteten Größenordnung von 0,5 - 1 Hz und der relativ hohen Durchlässigkeit des Untergrundes keine Erhöhung der statischen Steifigkeit zuzulassen. Auch wegen der darin bestehenden Unsicherheiten wurden die in-situ-Versuche für erforderlich gehalten.

#### 3.3.2 Berechnungsverfahren

Die rechnerische Analyse der Versuchsergebnisse bezüglich der Gründungssteifigkeit wurde nach der Methode der Finiten-Elemente (FEM) mit dem am Rechenzentrum der BD München vorhandenen Programm ICES-STRUDL-II durchgeführt und die Ergebnisse z. T. auch mit anderen Verfahren verglichen. Die FEM wurde hier als die

geeignetste Methode angesehen, die vorhandenen Randbedingungen der Versuche möglichst zutreffend nachzubilden und die einzelnen gemessenen Verformungsanteile rechnerisch zu bestimmen. Dies gilt insbesondere für den Anteil aus den horizontalen Fundamentverschiebungen. Darüber hinaus konnte die Fundamentverbiegung berücksichtigt werden.

Anhand der Versuchsergebnisse konnte für den Untergrund bei dem hier relativ niedrigen Spannungsniveau näherungsweise ein linear-elastisches Stoffverhalten (vgl. Abb. 2.17) angenommen werden. Abb. 3.10 zeigt das zugrunde gelegte Elementnetz.

Die Berechnungen wurden näherungsweise für den ebenen Verzerrungszustand durchgeführt. Der Übergang Fundamentsohle - Untergrund wurde in der Berechnung durch Übergangselemente abgebildet, deren Schubsteifigkeit (Reibung Beton-Boden) in Anlehnung an Clough/Duncan (1971) angenommen wurde.

Ziel der Berechnungen war die rechnerische Ermittlung der tatsächlich vorhandenen mittleren Steifemoduln des Untergrundes auf der Grundlage der in Abb. 3.8 dargestellten Versuchsergebnisse (statische Belastung) für den Pfeiler 7. Der Pfeiler 8 wurde aufgrund der Randbedingungen (Spundwand) rechnerisch nicht weiter verfolgt, da auch versuchsmäßig entsprechend Abschn. 3.2.1 bis 3.2.4 insgesamt keine eindeutigen Steifigkeitsunterschiede nachgewiesen werden konnten.

### 3.3.3 Berechnungsergebnisse

In Abb. 3.10 sind die an die Versuche angepaßten Ergebnisse der Berechnungen dargestellt und die iterativ ermittelten mittleren Steifemoduln der Überlagerung und des Buntstandsteins eingetragen.

Die Rückrechnung der Fundamentverschiebungen ist nur mit bestimmten Annahmen bezüglich der Untergrundsichtung möglich. Zunächst wurde ein homogener Untergrundaufbau als Vergleichswert angenommen. Dafür errechnete sich ein Steifemodul von  $E_S = 400 \text{ MN/m}^2$  ( $E = 333 \text{ MN/m}^2$ ,  $\nu = 0,25$ ). Anhand der Angaben in Abschn. 1.3.2 wurde dann für den Pfeiler 7 bis 1 m unter dem Fundament eine

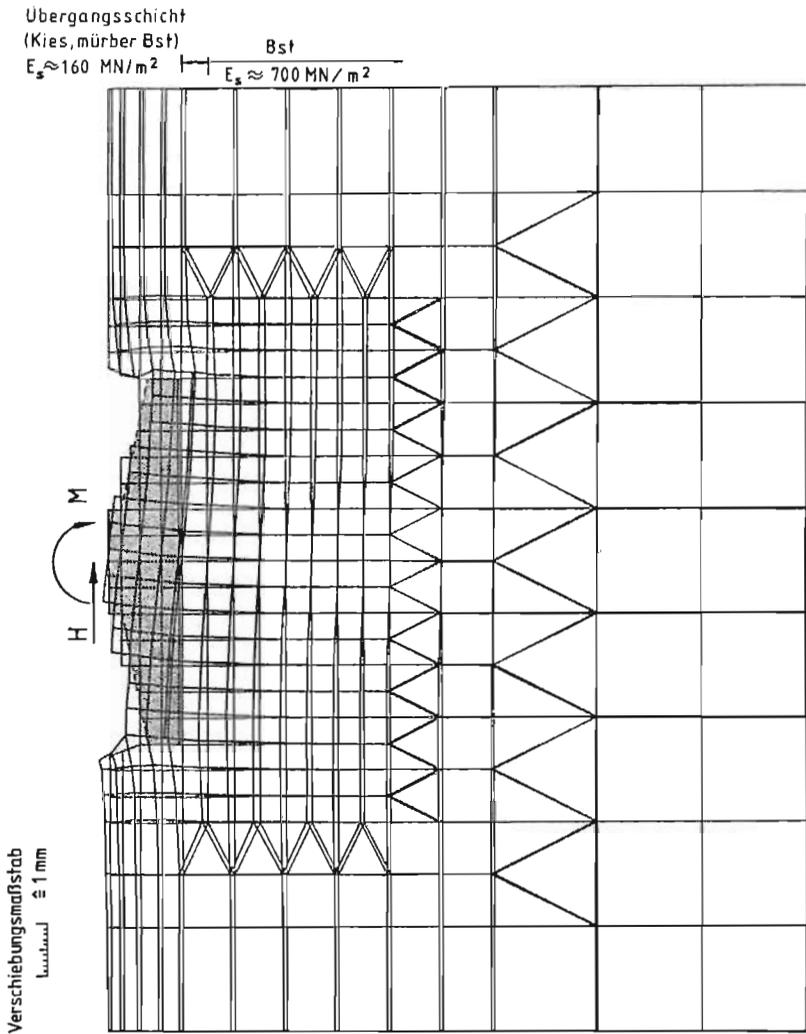


Abb. 3.10: Elementnetz und Berechnungsergebnisse (vgl. Abb. 3.8)

Übergangsschicht aus einem bei den Aushubarbeiten hergestellten verdichteten Kieskoffer sowie mürbem Buntsandstein und darunter kompakter Buntsandstein entsprechend Abschn. 1.3.2 angenommen. Damit wurden Steifemoduln von  $E_S \approx 160 \text{ MN/m}^2$  ( $E = 119 \text{ MN/m}^2$ ,  $\nu = 0,3$ ) für die Übergangsschicht und  $E_S \approx 700 \text{ MN/m}^2$  ( $E = 583 \text{ MN/m}^2$ ,  $\nu = 0,25$ ) für den Buntsandstein errechnet, welches einem Faktor 2 gegenüber den Angaben aus dem Bodengutachten (vgl. Abschn. 3.3.1) entspricht. Eine Vergleichsberechnung für die Gründungssteifigkeit aus der Fundamentverdrehung  $k_G (\varphi)$  mit anderen Verfahren ergab für das Verfahren nach Jelinek (1949) - schlaaffe Lastfläche, berechnet für die Fundamentrandpunkte - einen Faktor 1,3 gegenüber den Steifemodulangaben im Bodengutachten und für das Verfahren nach Kany (1974) - starres Fundament, räumliches Steifemodulverfahren - einen Faktor 1,75.

Damit stimmen die Verfahren FEM und Kany recht gut überein und beschreiben die Randbedingungen gegenüber dem Verfahren Jelinek im vorliegenden Fall besser. Die Abweichungen der Verfahren FEM/Kany resultieren weitgehend aus der Näherung des ebenen Verzerrungszustandes bei der hier verwandten FEM, so daß die damit ermittelten Steifemoduln eine obere Grenze darstellen.

Abb. 3.10 zeigt weiterhin, daß die Verdrehung der Fundamentsohle im Pfeilerbereich größer ist als an den Fundamentenden. Damit erhöht sich die versuchsmäßig an den Fundamentendpunkten bestimmte Fundamentverdrehung

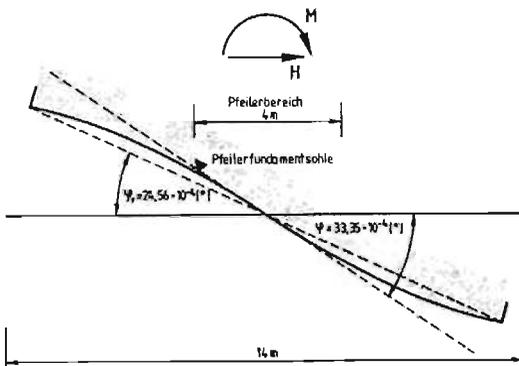


Abb. 3.11: Rechnerische Biegelinie der Fundamentsohle



### 3.4 Unterbausteifigkeit unter Gebrauchslast

#### 3.4.1 Allgemeines

Mit der versuchsmäßig bestimmten statischen Unterbausteifigkeit (ohne Oberbaulast) von  $k \approx 1450 \text{ kN/cm}$  wurden im BZA München am System Vergleichsrechnungen mit dem Ergebnis durchgeführt, daß auch für diesen unteren Steifigkeitswert die zulässigen Schienenspannungen eingehalten werden können (vgl. Berechnungsannahmen Abschn. 3.1).

Nachfolgend wird eine Berechnung der Unterbausteifigkeit für den Gebrauchslastfall unter Berücksichtigung der Erfahrungen aus den Versuchen vorgenommen.

#### 3.4.2 Belastungsgrößen

Die horizontale Belastung am Pfeilerkopf resultiert aus den Einzelkomponenten

- Temperaturänderung im Tragwerk (Pfeiler vernachlässigt)
- Bremslasten
- Anfahrlasten

und ist bei zweigleisigen Tragwerken nach DS 899/59 der DB zu einer Gesamtbelastung additiv zusammenzufassen. Zusätzlich ist der Fall zu untersuchen, daß zeitweise nur ein Gleis zur Ableitung der Brems- bzw. Anfahrlasten vorhanden ist.

Die Temperatur- und Anfahrlasten können als quasi-statische Belastung aufgefaßt werden. Die Bremslasten wirken dagegen als Funktion der Zeit "t" analog Abb. 3.13.

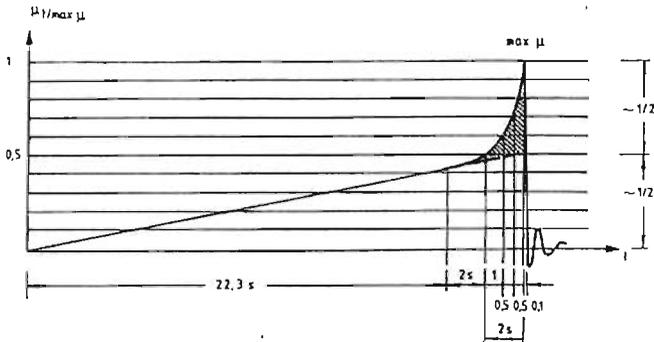


Abb. 3.13: Idealisierte Darstellung der Größe des Reibbeiwertes  $\mu$  (daraus folgt die Belastung) als Funktion der Zeit bei Schnellbremsung von Zügen aus 80 km/h nach Versuchen aus DS 899/59 der DB

Mit den Berechnungsannahmen der Unterbausteifigkeit nach Abschn. 3.1 wurden in der statischen Berechnung die resultierende horizontale Belastung am Pfeilerkopf aus folgenden Lastanteilen der Einzelkomponenten ermittelt:

Belastungsart	Pfeiler 7				Pfeiler 8			
	Sommer		Winter		Sommer		Winter	
	1gl.	2gl.	1gl.	2gl.	1gl.	2gl.	1gl.	2gl.
Temp. i. Tragw.	14	46	15	52	175	272	192	287
Bremsen	905	852	844	762	839	750	743	641
Anfahren	402	322	331	253	398	309	317	234
result. Last *)	919	1220	859	1067	1014	1331	935	1162

\*) Lasten in kN

Bei veränderten Unterbausteifigkeiten ergeben sich zwangsläufig Änderungen in den Lasten (iterativer Vorgang).

Für die weitere rechnerische Bestimmung der Unterbausteifigkeiten wurden unter Berücksichtigung der o. g. Lastanteile vereinfacht folgende Belastungsgrößen (Sommer zweigleisig) zugrunde gelegt:

Gesamtlast	H = 1300 kN
Temperatur + Anfahren	ca. 40 %
Bremsen	ca. 60 %

### 3.4.3 Gründungssteifigkeit

Bei der Berechnung der Gründungssteifigkeit unter Gebrauchslast muß unterschieden werden zwischen quasi-statischer Belastung (Temperatur, Anfahren und teilweise Bremsen) und einer eher dynamischen (kurzzeitigen) Belastung (Bremsruck).

Eine eindeutige zeitliche Zuordnung der genannten Bremsbelastungsarten zu einer statischen oder dynamischen Untergrundreaktion bei den hier vorliegenden Bauverhältnissen ist aus den bisherigen Versuchen noch nicht eindeutig möglich. Es wird daher für die Berechnung die Annahme getroffen, daß Belastungswirkungen  $\leq 0,5$  Sekunden und damit gemäß Abb. 3.13 ca. 30 % der Bremsbelastung als dynamisch aufzufassen sind.

Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der im Bericht (1982) ermittelten dynamischen Steifemoduln sowie Abschn. 3.2.7 wurde für die Berechnungen folgende Werte angesetzt:

a) Quasi-statische Belastung:

Temperatur + Anfahren	520 kN
70 % der Bremslast	<u>545 kN</u>
	$H_{\text{stat}} = 1065 \text{ kN}$

Steifemoduln entsprechend Abschn. 3.3.3:

1 m Übergangsschicht (Kies, mürber Bst)	$E_{S,\text{stat}} = 160 \text{ MN/m}^2$
darunter Buntsandstein	$E_{S,\text{stat}} = 700 \text{ MN/m}^2$

b) Dynamische Belastung (Bremsruck):

$$\begin{aligned} 30 \% \text{ der Bremslast} & & H_{\text{dyn}} &= 235 \text{ kN} \\ (\equiv \text{ ca. } 18 \% \text{ der Gesamtlast}) & & & \end{aligned}$$

Steifemoduln:

$$\begin{aligned} \text{Übergangsschicht} & & E_{S,\text{dyn}} &= 400 \text{ MN/m}^2 \\ \text{Buntsandstein} & & E_{S,\text{dyn}} &= 2300 \text{ MN/m}^2 \end{aligned}$$

Daraus errechnet sich auf dem Verfahren FEM (vgl. Abschn. 3.3.2 und 3.3.3) eine Gründungssteifigkeit von

$$k_G \approx 3200 \text{ kN/cm.}$$

Da für die Berechnung der Gründungssteifigkeit unter Gebrauchslast ebenfalls die aus den Versuchen (ohne Oberbaulast) zurückgerechneten Steifemoduln angesetzt wurden, ist zu erwarten, daß bei einem höheren Spannungsniveau im Untergrund (Oberbau- und Verkehrslast) ggf. noch größere Gründungssteifigkeiten vorhanden sind und die o. g. Werte somit eine untere Schranke darstellt.

#### 3.4.4 Unterbausteifigkeit

Die rechnerische Unterbausteifigkeit unter Gebrauchslast ergibt sich bei Ansatz der Pfeilersteifigkeit entsprechend Abschn. 3.2.3 bzw. 3.3.3 und der Gründungssteifigkeit nach Abschn. 3.4.3 zu

$$\frac{1}{k} = \frac{1}{k_p} + \frac{1}{k_G}$$

$$k \approx 1550 \text{ kN/cm}$$

und liegt damit etwas unter der in der statischen Berechnung (vgl. Abschn. 3.1) zugrunde gelegten Größenordnung.

### 3.5 Zusammenfassung der Versuchs- und Berechnungsergebnisse

Die durchgeführten Versuche der Phase 1 (vgl. Abschn. 1.3.3) an den Pfeilern 7 und 8 der Sinntalbrücke Schaippach zur Ermittlung der Unterbausteifigkeiten unter horizontaler statischer Last bis  $H = 350 \text{ kN}$  erbrachten zusammengefaßt im Hinblick auf die rechnerischen Annahmen folgende Meßergebnisse:

Pfeilersteifigkeit	$k_p = 3000 \text{ kN/cm} \cong 81,1 \% *$
Gründungssteifigkeit	$k_G = 2800 \text{ kN/cm} \cong 75,7 \% *$
Unterbausteifigkeit	$k = 1450 \text{ kN/cm} \cong 76,3 \% *$

Die gegenüber den Berechnungsannahmen kleineren Pfeilersteifigkeiten resultieren wahrscheinlich aus der Verringerung des E-Moduls von Beton infolge ungünstiger Zuschläge (Mainkies). Eine nachträgliche E-Modulbestimmung an Bohrkernen aus dem Pfeiler 8 ergab einen mittleren E-Modul für den verwendeten Beton der Festigkeitsklasse B 45 von  $E_b = 30\,320 \text{ MN/m}^2$  gegenüber dem Rechenwert von  $E_b = 37\,000 \text{ MN/m}^2$  nach DIN 1045.

Die Auswirkungen der in der jeweiligen Landschaft vorhandenen Zuschläge auf den E-Modul des Betons sollten bereits in der Planungsphase berücksichtigt werden. Es ist auch zu fordern, daß ggf. für den Pfeilerbeton (wie bei Spannbetonbauwerken erforderlich) der E-Modul bei der Eignungs- und Überwachungsprüfung ermittelt wird.

Die mit Hilfe der Methode der Finiten-Elemente unter Annahme von linear-elastischem Untergrundverhalten in dem hier vorliegenden Spannungsbereich durchgeführten Nachrechnungen der Versuchsergebnisse (vgl. Abschn. 3.3) ergab zunächst gegenüber den im Baugrundgutachten empfohlenen Werten größere Steifemoduln des Untergrunds. Bei den vorhandenen Fundamentabmessungen ist aber aufgrund der Berechnungsergebnisse auch die Fundamentdurchbiegung mit zu berücksichtigen, was

---

\*) bezogen auf die Berechnungsannahmen in der Statik (vgl. Abschn. 3.1)

zu größeren Pfeilerkopfverdrehungen führt. Die Berechnung der Unterbausteifigkeit unter Gebrauchslast (vgl. Abschn. 3.4) bei Berücksichtigung einer teilweise erhöhten Baugrundsteifigkeit infolge dynamischer Belastungsanteile ergaben folgende Steifigkeiten:

Pfeilersteifigkeit	wie vor
Gründungssteifigkeit	$k_G = 3200 \text{ kN/cm} \cong 86,5 \% *$
Unterbausteifigkeit	$k = 1550 \text{ kN/cm} \cong 81,6 \% *$

Zusammenfassend haben die Ergebnisse der durchgeführten Versuchsphase 1 die in Abschn. 1.3.3 formulierte Fragestellung im Hinblick auf die Unterbausteifigkeiten der freistehenden Pfeiler weitgehend befriedigt. Da Vergleichsberechnungen mit der versuchsmäßig bestimmten statischen Unterbausteifigkeit (ohne Oberbaulast) ergaben, daß auch für diesen unteren Steifigkeitswert die zulässigen Schienenspannungen eingehalten werden können, wurde aus Kostengründen beschlossen, die Versuchsphase 2 (vgl. Abschn. 1.3.3) entfallen zu lassen und ca. im Jahre 1987 die Phase 3 in geplanter Weise durchzuführen. Damit werden auch die in Abschn. 3.4.4 dargestellten Ergebnisse der Berechnungen unter Gebrauchslast im Hinblick auf ihre tatsächliche Aussagesicherheit geprüft.

Darüber hinaus werden z. Z. beim Bundesbahn-Zentralamt München weitere vergleichende Untersuchungen zur Fragestellung "Gründungssteifigkeit hoher Talbrücken" durchgeführt. In Verbindung mit zusätzlichen in situ-Versuchen und räumlichen Finite-Elemente-Berechnungen soll insbesondere die Frage nach den zutreffenden Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Gründungssteifigkeit (vgl. auch Smolczyk 1981) soweit die Auswirkung von Abmessungen und Biegesteifigkeit der Fundamente die dynamischen Einflüsse aus Bremsruck untersucht werden.

#### 4 - Erfahrungen und Hinweise für ähnliche Versuchsdurchführungen und Meßaufgaben

Auch bei diesen Versuchen mußten sich die an den Messungen Beteiligten mit den besonderen Schwierigkeiten auseinandersetzen, die der Abwicklung größerer Meßprogramme an Großbaustellen entgegenstehen. Einige Erfahrungen aus den durchgeführten Versuchen sollen abschließend zusammengefaßt werden.

Allgemeines:

Auf der meßtechnischen Seite ist neben selbstverständlichen Voraussetzungen wie der Funktionsprüfung und Kalibrierung von Aufnehmern auch das Üben der Handhabung der gesamten Meßeinrichtung in simulierten Versuchen im Labor erforderlich. Nur bei sicherer Beherrschung der Meßtechnik kann den unvermeidbaren Überraschungen auf der Baustelle optimal begegnet werden.

Anbringung und Einbau (Einbetonieren!) von Aufnehmern sollen von der Seite, die später die Messung vornehmen will, genauestens beobachtet oder sogar selbst vorgenommen werden. Hierbei können Fehler und unbeabsichtigte Beschädigungen vermieden und spätere Ungewißheit verringert werden.

Die Meßaufgabe sollte rechtzeitig vor Versuchseinrichtung abgesprochen und schriftlich dokumentiert werden. Dabei sollte Klarheit bestehen über die Art der Meßgrößen und Genauigkeitsanforderungen. Das Erfassungssystem (analog oder digital) richtet sich nach den Anforderungen. Ggf. empfiehlt sich eine Kombination, beispielsweise wenn eine erste Auswertung vor Ort erwünscht und nur auf diesem Wege möglich ist.

Vor dem eigentlichen Versuchsbeginn sollten die Meßgeräte über einen längeren Zeitraum am unbelasteten System getestet werden. Daraus lassen sich wichtige Erkenntnisse bezüglich Nullpunktkonstanz, Temperatureinflüsse sowie zweckmäßige Darstellungsformen der Versuchsergebnisse gewinnen, sowie ggf. vor Versuchsbeginn darauf abgestimmte Änderungen im Versuchsprogramm vornehmen.

Auf der organisatorischen Seite sind es immer wieder Probleme der Planabstimmung, des Gebundenseins an nicht genau vorgebbare Bautermine, Behinderungen durch nicht vorhersehbare örtliche Gegebenheiten und Termindruck bei der Durchführung der Arbeiten, die allzu oft unliebsame Mehraufwendungen bedingen.

Für die Meßaufgabe ist ein detaillierter Zeitplan aufzustellen, der mit dem allgemeinen Bauzeitenplan abgestimmt sein sollte. Dabei ist vor allem ausreichend Zeit für den Aufbau und die Erprobung der Versuchseinrichtung vorzusehen. Dies trifft in besonderem Maße für die Meßwerterfassung zu. Eine Vorlaufzeit von 2 bis 3 Wochen ist bei derartigen Meßaufgaben durchaus angemessen.

Mit der Baustelle (Bauüberwachung, ausführende Firma) sollte rechtzeitig eine schriftliche Absprache bezüglich Terminen und Hilfeleistung der Baustelle (Personal, Geräte, Material) erfolgen. Die Kostenaufteilung ist zu vereinbaren. Die Freihaltung des Versuchsbereichs vom regulären Baustellenbetrieb sollte angestrebt werden. Falls dies nicht möglich ist, muß u. U. die Versuchsdurchführung außerhalb der regulären Arbeitszeit erfolgen.

Ausgehend von den vorstehend dokumentierten Erfahrungen mit in situ-Messungen von Unterbausteifigkeiten hoher Talbrücken ist zu erwarten, daß wegen der damit verbundenen hohen Kosten eine serienmäßige Steifigkeitsprüfung nicht realisiert werden kann und auch nicht sinnvoll erscheint.

Werden im Einzelfall Steifigkeitsprüfungen am Bauwerk notwendig, können folgende Empfehlungen für Versuchseinrichtung und Durchführung gegeben werden:

Besondere Hinweise für Pfeilerbauwerke:

Das Schwergewicht sollte auf die vertikale Verschiebungsmessung am Fundament gelegt werden. Dafür empfiehlt sich die Anordnung von Mehrfachextensometern im Randbereich (Achslage) des Fundaments, Klinometer zur Neigungsmessung der Fundamentoberkante und die zusätzliche Ausführung von geodätischen Messungen mittels Präzisionsnivelements. Die Mehrfachextensometer liefern Aussagen über die Tiefenbereiche der Verformungen im Untergrund und lassen Rückschlüsse auf die rechnerischen Grenztiefe zu. Bei entsprechender Bestückung der Extensometer mit Wegaufnehmern können auch die Fundamentverschiebungen bei kurzzeitig wirkenden Lasten (dynamische Belastung) registriert werden.

Am Versuchspfeiler sollten fortlaufende Setzungsmessungen außerdem bereits während der Fundament- und Pfeilerherstellung durchgeführt werden:

Die Belastung sollte als statische Last (Erstbelastung und Wiederbelastung) und als Simulation der Bremslast entsprechend Abb. 3.13 aufgebracht werden. Es sollten möglichst zwischen 10 und 20 Bremslastzyklen durchgeführt werden.

Bei Flachgründungen genügt die Prüfung am freistehenden Pfeiler (Spannungsniveau im Untergrund geringer als im Gebrauchszustand). Dabei ist ein unterer möglicher Grenzwert der Gründungssteifigkeit zu erwarten, wenn die Grundbruchsicherheit des Fundaments insgesamt groß ist. Für Gründungen auf Pfählen (Prüfung der Pfahlgruppe) bzw. ähnliche Gründungsarten sollte neben Versuchen am freistehenden Pfeiler auch eine zusätzliche Ballastierung der Fundamente erfolgen, um dem Spannungsniveau und der Auslastung der Gründungselemente für den Gebrauchszustand näher zu kommen. Ggf. sind nur Prüfungen am Einzelpfahl (Probeklastung mit statischer und dynamischer Lastaufbringung) sinnvoll.

Verschiebungsmessungen am Pfeilerkopf sind nicht unbedingt erforderlich, wenn der tatsächlich vorhandene E-Modul des Pfeilerbetons an Betonproben bestimmt wird. Sollen Pfeilerkopfverschiebungen gemessen werden, so empfehlen sich berührunglose Meßverfahren (z. B. geodätische Messungen, Laserstrahlmessung), deren Meßergebnisse unmittelbar nach Lastaufbringung vorliegen. Die Messung der Biegelinie des Pfeilers mit Neigungsmeßsonden ist wegen der möglichen Fehlereinflüsse (z. B. Temperatur) und der in der Regel insgesamt sehr kleinen Meßgrößen wenig empfehlenswert. Dagegen ist für Messungen insbesondere horizontaler Verschiebungskomponenten die Verwendung von Invar-Drähten oder Maßbändern als zusätzliche, schnelle und kostengünstige Kontrolle (z. B. Konvergenzmessung) sehr gut geeignet.

Betondehnungsmessungen und Sohlspannungsmessungen unter den Fundamenten können bei dynamischer Belastung in Sonderfällen sinnvoll sein. In der Regel können diese Messungen aber entfallen.

Am Versuchsfundament sollten zusätzliche Baugrunderkundungsmaßnahmen vorgesehen werden, damit eine eindeutige Interpretation der Belastungsversuche und deren Übertragbarkeit auf Nachbarfundamente möglich ist. Das erforderliche Erkundungsprogramm ist auf die Baugrundsituation und die Vorerkundung abzustimmen.

5 - Literaturverzeichnis

- Bericht (1978): Ingenieurgeologische Untersuchungen zur NBS H/W, Streckenabschnitt km 250,5 bis km 311. IGI - Dipl.-Ing. Niedermeyer, Westheim (unveröffentlicht)
- Bericht (1982): Ermittlung der dynamischen Bodenkenngrößen für Buntsandsteine. Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, TU München (unveröffentlicht)
- Clough, G.W./Duncan, J.M. (1971): Finite Elemente Analysis of Retaining Wall Behaviour. J. Soil. Mech. Found. Div. ASCE 97, S. 1657 - 1673
- Deutsche Bundesbahn: Voraugabe (DS 899/59). Besondere Bestimmungen für Eisenbahnbrücken und sonstige Ingenieurbauwerke in Strecken mit Geschwindigkeiten über 160 km/h (BesB) vom 01.01.82
- Gerlich, K./Pahnke, U. (1982): Abtragung der Längskräfte im Eisenbahnbrückenbau
- Jelinek, R. (1949): Setzungsberechnung aus mittig belasteter Fundamente. Bauplanung und Bautechnik 3
- Kany, M. (1974): Berechnung von Flächengründungen, 2. Aufl., Verlag Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
- Schwarz, P. / Kempfert, H.-G. (1983): Verformungsmessungen an horizontal belasteten, freistehenden Brückenpfeilern. Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau in München, Seite 191 - 195
- Schmaus, W./Gasche, K. (1984): Eisenbahnbrücken der Neubaustrecken der Deutschen Bundesbahn - Planungsvorgaben, Systeme, Erfordernisse. Bautechnik, H. 1, Seiten 1 - 7, H. 2, Seiten 44 - 48
- Schulz, H. (1983): Erddruck- und Verformungsmessungen. Generalberichte zum Symposium Meßtechnik im Erd- und Grundbau in München, Seiten 33 - 42
- Smolczyk, U. (1981): Verkantung von Pfeilern und Türmen infolge Baugrundnachgiebigkeit. Abschlußbericht DFG-Forschungsvorhaben Sm 3/18, Universität Stuttgart (unveröffentlicht)



Schriftenreihe  
Lehrstuhl und Prüfamnt  
für  
Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik  
der Technischen Universität München  
Herausgegeben von  
Prof. Dr.-Ing. Rudolf Floss  
Ordinarius für Grundbau, Bodenmechanik  
und Felsmechanik

---

- Heft 1      Tragfähigkeit von Verpreßankern in nichtbindigem Boden  
1982
- Heft 2      Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeits-  
1983      theorie in der Bodenmechanik
- Heft 3      In situ-Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit  
1984      an zwei Pfeilern der Sinnentalbrücke Schaippach

